

**Universidade Federal de Ouro Preto**

Núcleo de Geotecnia

Programa de Pós-Graduação em Geotecnia  
PPGEO

---

Dissertação

---

***Creep* em Rejeito de Bauxita:  
Caracterização Reológica e  
Simulação Numérica**


*Jéssica Pereira Duarte*

Ouro Preto  
2023



UFOP

JÉSSICA PEREIRA DUARTE



***CREEP* EM REJEITO DE BAUXITA:  
CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA E  
SIMULAÇÃO NUMÉRICA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira.

**OURO PRETO**

**2023**

## SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

D812c Duarte, Jessica Pereira.

Creep em rejeito de bauxita [manuscrito]: caracterização reológica e simulação numérica. / Jessica Pereira Duarte. - 2023.  
143 f.

Orientador: Prof. Dr. Lucar Deleon Ferreira.

Dissertação (Mestrado Acadêmico). Universidade Federal de Ouro Preto. Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia.

Área de Concentração: Geotecnia.

1. Geotecnia. 2. Reologia. 3. Rejeito( Metalurgia) - Bauxita. 4. Rochas - Deformação. I. Ferreira, Lucar Deleon. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU 624.13

Bibliotecário(a) Responsável: Soraya Fernanda Ferreira e Souza - SIAPE: 1.763.787



## FOLHA DE APROVAÇÃO

Jéssica Pereira Duarte

### *Creep em rejeito de bauxita: caracterização reológica e simulação numérica*

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**

Aprovada em 29 de março de 2023

#### Membros da banca

Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira - Orientador (Universidade Federal de Ouro Preto)  
Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho - (Universidade Federal de Ouro Preto)  
Dr. Bruno Guimarães Delgado - (VALE S.A.)

O Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito no Repositório Institucional da UFOP em 29/06/2023.



Documento assinado eletronicamente por **Lucas Deleon Ferreira, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 29/06/2023, às 10:07, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [http://sei.ufop.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **0549848** e o código CRC **D9C3619E**.

# AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de expressar minha gratidão aos meus pais, Myrtes e Walter, por todo o amor, apoio e incentivo que me deram ao longo de toda a minha vida e, especialmente, durante a jornada acadêmica. A minha irmã também merece um agradecimento especial por ser sempre um suporte emocional e por me encorajar a nunca desistir dos meus sonhos.

Gostaria também de agradecer à Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) por me proporcionar uma educação de qualidade e por todos os recursos disponíveis que tornaram possível a realização deste trabalho. Aos meus colegas de classe, pelo companheirismo, debates enriquecedores e troca de conhecimentos. Agradeço especialmente ao meu orientador, Lucas, por sua paciência, orientação e suporte durante todo o processo de elaboração desta dissertação.

À Pimenta de Ávila e à Geofast, lugares onde tive a oportunidade de aprender tanto com profissionais ilustres da área geotécnica. Deixo um agradecimento especial aos meus colegas de trabalho pelo suporte, compreensão e constantes e valiosas trocas de conhecimento.

Não posso deixar de mencionar meus amigos, que foram essenciais para o meu crescimento pessoal e acadêmico. Seu apoio incondicional e incentivo foram uma fonte de motivação que me ajudou a superar esse desafio. Agradeço especialmente ao Gedeon, que foi uma presença constante e me forneceu apoio incondicional e compreensão durante toda essa jornada.

Por fim, agradeço a todos aqueles que contribuíram para o sucesso deste trabalho, direta ou indiretamente. Seus esforços e encorajamento não serão esquecidos.

## RESUMO

O conhecimento do comportamento de fluência de rejeitos de mineração pode auxiliar na acurácia da previsão do comportamento tensão-deformação-tempo dos materiais e na otimização de espaço para armazenamento de rejeitos, porém estudos sobre o assunto ainda são limitados. O comportamento da fluência em rejeitos de bauxita foi analisado através de uma abordagem teórica e prática, baseada na caracterização reológica (ensaios reológicos de *creep* e rotacionais) e análises numéricas. Os testes de fluência e recuperação realizados nos rejeitos de bauxita revelaram que o material apresentou deformações irreversíveis quando submetido a ciclos de carregamento constantes, indicando alterações em sua estrutura sólida com comportamento viscoelástico-plástico. O desenvolvimento do modelo numérico foi baseado em parâmetros geotécnicos estimados a partir de um compilado de ensaios de laboratório e de campo. Por meio da análise numérica, foi possível comparar o desenvolvimento de deslocamentos, poropressão e tensões entre um modelo constitutivo que considera fluência (*Soft Soil Creep*, SSC) e um modelo constitutivo simplificado (elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb), que não incorpora a dimensão do tempo. O trabalho destaca que a incorporação da dimensão temporal e das características viscoplásticas do material é fundamental para uma caracterização mais completa e assertiva dos fenômenos de adensamento e fluência, principalmente para rejeitos.

**Palavras-chave:** fluência; creep; reologia; rejeito de bauxita; comportamento tensão-deformação-tempo.

## ABSTRACT

The knowledge of creep behavior of mining tailings can help with the accurate prediction of stress-strain-time behavior of materials and the optimization of space for waste storage, but studies on the subject are still limited. The behavior of creep in bauxite tailings was analyzed through a theoretical and practical approach, based on rheological and numerical characterization. The creep and recovery tests performed on the bauxite tailings revealed that the material presented irreversible deformations when subjected to constant loading cycles, indicating changes in its solid structure with viscoelastic-plastic behavior. Through numerical analysis, it was possible to compare the development of displacements, pore pressure, and stress between a constitutive model that considers creep (Soft Soil Creep, SSC) and a simplified constitutive model (perfectly elastic plastic with the Mohr Coulomb failure criterion) that does not incorporate the time dimension. The study highlights that the incorporation of the time dimension and viscoplastic characteristics of the material is essential for a more complete and assertive characterization of the phenomena of consolidation and creep, especially for fine tailings.

**Keywords:** Creep properties; rheological characterization; bauxite tailings; stress-strain-time behavior

## Lista de Figuras

Figura 1.1 - Representação esquemática dos diferentes métodos de disposição de rejeitos – (a) Método de Jusante, (b) Método de Linha de Centro, (c) Método de Montante .....	9
Figura 1.2 - Métodos de disposição de rejeitos – Pontos múltiplos e descarga pontual .....	10
Figura 1.3 - Representação esquemática dos principais fatores que afetam a estrutura dos geomateriais e algumas possíveis alterações estruturais .....	16
Figura 1.4 - Elementos básicos utilizados em modelos reológicos .....	21
Figura 1.5 - Curvas típicas de escoamento .....	26
Figura 1.6 - Curvas de fluxo (a) e de viscosidade (b) de um material com comportamento Pseudoplástico .....	28
Figura 1.7 - Representação das mudanças estruturais que ocorrem em materiais pseudoplásticos com a redução de sua viscosidade .....	29
Figura 1.8 - Curvas de fluxo (a) e de viscosidade (b) de um material com comportamento dilatante .....	30
Figura 1.9 - Curva típica de adensamento .....	35
Figura 1.10 - Curva de Adensamento – Adensamento Secundário .....	37
Figura 1.11 - Definição esquemática do modelo de compressão de Bjerrum .....	39
Figura 1.12 - Em (a) curva de deformação por creep versus $\ln(t)$ e (b) ajuste linear do inverso da deformação por creep versus tempo .....	40
Figura 1.13 - Curvas típicas de <i>creep</i> – Deformação <i>versus</i> tempo sob tensão constante .....	42
Figura 1.14 - Curvas de creep de um mesmo tipo de solo, porém submetido a diferentes níveis de carga constante.....	43
Figura 1.15 - <i>Creep</i> sobre tensão constante para diferentes níveis de tensão .....	44
Figura 2.16 - (a) Intervalos de carregamento e descarregamento dos ensaios de <i>creep</i> para a determinação da fase de tensão e fase de recuperação. (b) Curva de <i>creep</i> e de recuperação .	46
Figura 2.17 - Fases de deformação durante um ensaio de creep e recuperação (“creep-recovery test”) .....	47
Figura 2.18 - Curva típica de creep e recuperação do creep de um material com comportamento viscoelástico – Parâmetros determinados no ensaio.....	48
Figura 2.19 - Curva de creep e de recuperação do creep – Materiais com comportamento idealmente viscoso, viscoelástico e idealmente elástico .....	49
Figura 3.20 - Representação do princípio básico do modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	53



Figura 3.21 - Superfície de escoamento de Mohr-Coulomb em um espaço de tensões principais para um material não coesivo .....	54
Figura 3.22 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão efetiva.....	55
Figura 3.23 - Superfície de plastificação do modelo <i>Soft Soil</i> no plano $p', q$ .....	57
Figura 3.24 - Representação total da superfície de plastificação no modelo <i>Soft Soil</i> num espaço de tensões principais .....	57
Figura 3.25 - Envoltória de plastificação e superfície de cedência do modelo <i>Soft Soil Creep</i>	59
Figura 4.26 - Fluxograma metodológico de estruturação da pesquisa .....	61
Figura 4.27 - Equipamento do tipo reômetro utilizado para execução dos ensaios .....	62
Figura 4.28 - Geometrias rotores para o reômetro, com destaque para a geometria <i>vane</i> .....	63
Figura 4.29 - Procedimento do ensaio de <i>creep</i> e recuperação –Tensão cisalhante aplicada e ciclos de aplicação e remoção do carregamento.....	65
Figura 4.30 - Procedimento do teste de fluxo de cisalhamento.....	66
Figura 4.31 - Geometria do depósito de rejeitos modelado.....	71
Figura 4.32 - Malha de elementos finitos .....	73
Figura 4.33 - Condições de contorno de deslocamento.....	75
Figura 4.34 - Condições de contorno hidráulicas – Enchimento do Reservatório .....	75
Figura 5.35 – Índice de plasticidade e limite de liquidez – Carta de plasticidade para solos .	77
Figura 5.36 – Índice de plasticidade e limite de liquidez – classificação proposta para rejeitos .....	78
Figura 5.37 - Curvas de distribuição granulométrica do rejeito de bauxita .....	79
Figura 5.38 - Resistência não drenada do rejeito de bauxita em função da tensão vertical efetiva – Envoltórias inferior, média e superior .....	81
Figura 5.39 - Módulo de Young determinado indiretamente para o rejeito .....	82
Figura 5.40 - Curva de Adensamento do rejeito de bauxita – Índice de vazios versus tensão efetiva .....	83
Figura 5.41 - Ensaio de adensamento ADN-01 – Índices $\lambda$ , $\kappa$ , $\lambda^*$ e $\kappa^*$ .....	84
Figura 5.42 - Ensaio de adensamento ADN-02 – Índices $\lambda$ , $\kappa$ , $\lambda^*$ e $\kappa^*$ .....	85
Figura 5.43 - Ensaio de adensamento ADN-03 – Índices $\lambda$ , $\kappa$ , $\lambda^*$ e $\kappa^*$ .....	85
Figura 5.44 - Ensaio de adensamento ADN-04 – Índices $\lambda$ , $\kappa$ , $\lambda^*$ e $\kappa^*$ .....	86
Figura 5.45 - Ensaio de adensamento ADN-05 – Índices $\lambda$ , $\kappa$ , $\lambda^*$ e $\kappa^*$ .....	86
Figura 5.46 - Permeabilidade do rejeito de bauxita em função da tensão vertical efetiva .....	87
Figura 5.47 - Permeabilidade do rejeito de bauxita com a variação do índice de vazios.....	88

Figura 5.48 - Amostra 01 – Ensaio de <i>creep</i> e recuperação e parâmetros de deformação $\gamma_e$ e $\gamma_v$ .....	89
Figura 5.49 - Amostras 02A e 02B – Ensaio de <i>creep</i> e recuperação e parâmetros de deformação $\gamma_e$ e $\gamma_v$ .....	90
Figura 5.50 - Amostras 03A e 03B – Ensaio de <i>creep</i> e recuperação e parâmetros de deformação $\gamma_e$ e $\gamma_v$ .....	91
Figura 5.51 - Amostras 04A e 04B – Ensaio de <i>creep</i> e recuperação e parâmetros de deformação $\gamma_e$ e $\gamma_v$ .....	92
Figura 5.52 - Amostras 05A e 05B – Ensaio de <i>creep</i> e recuperação e parâmetros de deformação $\gamma_e$ e $\gamma_v$ .....	93
Figura 5.53 - Amostras 06A e 06B – Ensaio de <i>creep</i> e recuperação e parâmetros de deformação $\gamma_e$ e $\gamma_v$ .....	93
Figura 5.54 – Análise geral – Ensaio de <i>creep</i> e recuperação .....	95
Figura 5.55 - Tensão Limite de Escoamento versus Teor de Sólidos – Modelo Matemático de Bingham .....	96
Figura 5.56 - Tensão Limite de Escoamento versus Teor de Sólidos – Amostras deformadas e indeformadas – Modelo Matemático de Bingham .....	97
Figura 5.57 – Viscosidade dinâmica versus Teor de Sólidos - Amostras deformadas e indeformadas – Modelo Matemático de Bingham .....	97
Figura 5.58 - Diagrama de equipotenciais – Condição inicial ( $t = 0$ ) .....	102
Figura 5.59 - Diagrama de equipotenciais – Condição logo após o enchimento do depósito ( $t = 18$ meses) .....	102
Figura 5.60 - Diagrama de equipotenciais – Dissipação gradual das poropressões ( $t = 60$ meses) .....	103
Figura 5.61 - Diagrama de equipotenciais – Condição de longo prazo ( $t = 600$ meses).....	103
Figura 5.62 - Região de análise do modelo .....	104
Figura 5.63 - Poropressão ao longo do tempo .....	105
Figura 5.64 - Tensão efetiva média ao meio da camada de rejeito .....	106
Figura 5.65 - Cenário 1 – Deslocamentos verticais no topo, meio e base da camada de rejeito com o modelo de Mohr-Coulomb .....	108
Figura 5.66 - Cenário 2A – Deslocamentos verticais totais ( $\mu^* = 0,02$ ) .....	109
Figura 5.67 - Cenário 2B – Deslocamentos verticais totais ( $\mu^* = 0,08$ ) .....	110
Figura 5.68 - Cenário 2B – Deslocamentos verticais no topo, meio e base da camada de rejeito com o modelo SSC .....	110

Figura 5.69 - Deslocamentos verticais – Comparativo entre os cenários 1 e 2..... 112

## Lista de Tabelas

Tabela 4.1 - Descrição dos materiais que compõem o modelo numérico da análise .....	71
Tabela 4.2 - Estágios de carregamento e de tempo .....	72
Tabela 4.3 - Descrição geral das condições de contorno aplicadas.....	74
Tabela 5.4 - Limites de liquidez e plasticidade do rejeito de bauxita .....	76
Tabela 5.5 - Densidade real dos grãos do rejeito de bauxita .....	78
Tabela 5.6 - Teor de umidade e de sólidos in situ – Amostras indeformadas do rejeito de bauxita .....	80
Tabela 5.7 - Tabela Resumo – Ensaios de adensamento edométrico no rejeito de bauxita .....	82
Tabela 5.8 - Índices $\lambda$ , $\kappa$ , $\lambda^*$ e $\kappa^*$ determinados para o rejeito de bauxita .....	87
Tabela 5.9 - Ajustes exponenciais obtidos para as amostras – Tensão Limite de escoamento versus Teor de Sólidos – Modelo Matemático de Bingham.....	96
Tabela 5.10 - Parâmetros de entrada necessários para a modelagem proposta .....	100
Tabela 5.11 - Parâmetros de resistência, permeabilidade e deformabilidade.....	101

## Lista de Símbolos, Nomenclatura e Abreviações

$\Phi$	Ângulo de atrito
$c$	Intercepto coesivo
$\sigma$	Tensão cisalhante
$\sigma'_c$	Tensão de pré-adensamento
$\sigma'$	Tensão cisalhante efetiva
$\sigma_m$	Tensão cisalhante normal média
$\sigma_g$	Tensão no esqueleto sólido do solo ao final do adensamento primário
$\sigma_b$	Tensão plástica que representa a parcela de resistência plástica no adensamento secundário
$\sigma_{vr}$	Tensão plástica que representa a parcela resistência estrutural viscosa no adensamento secundário
$E$	Módulo de elasticidade ou módulo de Young
$\epsilon_e$	Deformação elástica
$\epsilon_v$	Deformação volumétrica
$\epsilon_{vs}$	Deformação viscosa
$\epsilon_m$	Deformação média
$\mathcal{E}_c$	Deformação ao final do adensamento
$\epsilon_p$	Deformação plástica
$\epsilon^H$	Deformação logarítmica
$\epsilon_c^H$	Deformação durante a fase de adensamento primário
$\dot{\epsilon}_{vs}$	Taxa de deformação viscosa
$\eta$	Coeficiente de viscosidade

$\tau$	Tensão de cisalhamento
$\tau_{m\acute{a}x}$	Tensão cisalhante máxima
$\tau_y$	Tensão limite de escoamento
$\tau_c$	Fator dependente do adensamento e da geometria do ensaio de fluência
$\dot{\gamma}$	Taxa de cisalhamento ou velocidade de distorção ou gradiente de velocidade
$\kappa_{vol}$	Módulo volumétrico
$\Delta u$	Excesso de poropressão
$c_v$	Coeficiente de adensamento
$C_a$	Coeficiente de adensamento secundário
$C_c$	Coeficiente de compressibilidade
$C_R$	Coeficiente de recompressibilidade
$K$	Condutividade Hidráulica do solo
$K_0^{nc}$	Coeficiente de pressão lateral em uma condição normalmente adensada
$e$	Índice de vazios
$e_c$	Índice de vazios ao final do adensamento
$e_0$	Índice de vazios inicial
$a_v$	Coeficiente de compressibilidade do solo
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\gamma_e$	Coeficiente de recuperação viscoelástico, parcela elástica
$\gamma_v$	Coeficiente residual de deformação viscoelástica, parcela viscosa
$\gamma_1$	Deformação puramente elástica
$\gamma_2$	Deformação viscoelástica tardia
$\gamma_3$	Deformação puramente viscosa

- OCR** Razão de sobreadensamento do solo, ou *overconsolidation ratio*
- C<sub>B</sub>** Constante do material para descrever a fluência
- $\mu^*$**  Índice de fluência modificado
- $\lambda^*$**  Índice de compressibilidade modificado
- $\kappa^*$**  Índice de recompressão modificado
- $\nu$**  Coeficiente de Poisson
- $p^{eq}$**  Tensão equivalente ao longo de um elipsoide no domínio da tensão principal
- $p_p^{eq}$**  tensão de pré-adensamento equivalente, proporcional à tensão de pré-adensamento unidimensional

# Sumário

INTRODUÇÃO.....	1
JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO TRABALHO .....	2
OBJETIVOS.....	3
Objetivo Gerais.....	3
Objetivos Específicos .....	3
Escopo e Estrutura do Trabalho .....	4
CAPÍTULO 1 .....	5
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
1.2. Produção e Disposição de Rejeitos .....	6
1.2.1 Características Gerais da Bauxita.....	6
1.2.2 Produção, Beneficiamento e Resíduos .....	7
1.2.3 Método Convencional de Disposição de Rejeitos .....	8
1.2.4 Métodos Alternativos de Disposição de Rejeitos .....	10
1.3. REOLOGIA APLICADA A SOLOS E REJEITOS DE MINERAÇÃO .....	13
1.3.1 Macro e Micromecânica .....	14
1.3.2 Parâmetros de Estado do Solo e Sua Influência no Comportamento Reológico dos Materiais .....	16
1.3.3 Plasticidade, Elasticidade e Viscosidade .....	20
1.3.4 Comportamento Não-Newtoniano.....	26
1.3.5 Comportamentos Dependentes do Tempo.....	30
1.4. O FENÔMENO DE CREEP.....	32
1.4.1 Teoria do Adensamento Unidimensional .....	33
1.4.2 A Fluência na Abordagem Unidimensional .....	36
1.4.3 Curvas Típicas e as Fases da Fluência .....	41
CAPÍTULO 2 .....	45



2.1	ENSAIOS DE REOLOGIA.....	45
2.1.1	Equipamentos e Tipos de Ensaio.....	45
2.1.2	Ensaio Reológico de <i>Creep</i> .....	45
2.1.3	Ensaio Reológico Rotacional.....	49
CAPÍTULO 3 .....		52
3.1	MODELOS CONSTITUTIVOS.....	52
3.1.1	Modelo Elastoplástico (Modelo de Mohr-Coulomb) .....	52
3.1.2	Modelo <i>Soft Soil</i> (SS) .....	54
3.1.3	Modelo <i>Soft Soil Creep</i> (SSC).....	58
CAPÍTULO 4 .....		61
4.1	MATERIAIS E MÉTODOS .....	61
4.2	ENSAIOS REOLÓGICOS .....	62
4.2.1	Amostragem e Preparação de Amostras.....	63
4.2.2	Ensaio de <i>Creep</i> .....	65
4.2.3	Ensaio Rotacional.....	65
4.3	ENSAIOS GEOTÉCNICOS.....	67
4.3.1	Amostragem .....	67
4.3.2	Caracterização Básica.....	67
4.3.3	Granulometria.....	67
4.3.4	Teor de Umidade .....	68
4.3.5	Adensamento Edométrico.....	68
4.3.6	Ensaio de Campo .....	68
4.4	SIMULAÇÃO NUMÉRICA .....	69
4.4.1	Geometria do Modelo e Sequenciamento Construtivo.....	70
4.4.2	Malha de Elementos Finitos .....	72
4.4.3	Condições de Contorno .....	73
CAPÍTULO 5 .....		76

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	76
5.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO REJEITO .....	76
5.1.1 Caracterização Geotécnica Básica.....	76
5.1.2 Granulometria.....	79
5.1.3 Teor de Umidade Natural .....	79
5.1.4 Parâmetros de Resistência e Deformabilidade .....	80
5.1.5 Ensaio de Adensamento .....	82
5.2 CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA DO REJEITO .....	88
5.2.1 Ensaio de <i>Creep</i> .....	88
5.2.2 Ensaio Rotacionais .....	95
5.3 A FLUÊNCIA NA APLICAÇÃO NUMÉRICA.....	99
5.3.1 Parâmetros Geotécnicos .....	99
5.3.2 Análise de Fluxo.....	101
5.3.3 Discussão dos Resultados Numéricos .....	103
CAPÍTULO 6 .....	116
CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	116
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	119

## INTRODUÇÃO

---

As rupturas recentes de estruturas de contenção de rejeitos no Brasil, como a Barragem do Fundão (Mariana, MG) em 2015 e da Barragem B1 (Brumadinho, MG) em 2019, tem refletido em mudanças na legislação de estruturas geotécnicas. Tais prerrogativas atuam por meio da homologação de resoluções e leis regulatórias à mineração.

Observa-se nos últimos anos um enfoque no monitoramento, em especial dos deslocamentos, mais rigoroso dessas estruturas. Como exemplo, é possível citar a obrigatoriedade da manutenção de um sistema de monitoramento automatizado de instrumentação, em tempo real e período integral para barragens classificadas com Dano Potencial Associado (DPA) alto, conforme a Resolução nº 32, homologada pela Agência Nacional de Mineração (ANM), em maio de 2020.

Apesar do uso de sistemas de monitoramento ser uma prática padrão nos projetos de mineração, a compreensão do comportamento quanto às deformações ainda é um assunto complexo, visto que a avaliação é realizada com base em medições dos deslocamentos superficiais, uma abordagem empírica e subjetiva. Em geral, os métodos empíricos ignoram a cinemática, focando na manifestação superficial de instabilidade, como abatimentos, trincas, entre outros (HUNGR, COROMINAS & EBERHARDT, 2005).

Entretanto, para grande parte dos resíduos minerais (suspensões, polpas ou pastas de resíduo), a real compreensão do comportamento quanto à deformação e ao fluxo depende não somente do entendimento físico dos fenômenos de elasticidade e plasticidade, mas também da consideração de sua natureza viscosa. Complementarmente, muitos métodos empíricos não consideram o tempo como uma terceira variável, essencial à compreensão de fenômenos que se desenvolvem ao longo da vida útil do depósito, como o *creep*.

Nesse sentido, o presente trabalho tem como foco o estudo do fenômeno de *creep* e seu reflexo no comportamento tensão-deformação-tempo em rejeitos de bauxita, a partir de uma abordagem reológica e via análise numérica.

## JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO TRABALHO

Dado o contexto das recentes rupturas, a evolução legislativa e a necessidade por compreender melhor as deformações esperadas em estruturas como depósitos de disposição de rejeitos, estudos tensão-deformação têm sido amplamente relevantes na avaliação de modos de falha específicos reguladores pela deformabilidade dos materiais e associados às barragens e depósitos de rejeitos em geral.

Usualmente, para descrever o comportamento à deformação do solo são utilizados modelos constitutivos, como modelos elastoplásticos, na resolução da maioria dos problemas geotécnicos. Entretanto, Tsugawa *et al.* (2019) observa que tais modelos não consideram o efeito do tempo no estado de tensão e deformação dos materiais, adotando de forma simplificada que o fenômeno ocorre instantaneamente após a aplicação de uma força externa.

Os modelos mais simples ignoram a complexidade do comportamento à deformação dos materiais quando expostos a importantes fenômenos dependentes do tempo, como *creep* ou fluência, tixotropia e relaxação. Tais fenômenos podem ser estudados e descritos com maior precisão por meio da caracterização reológica do material, uma vez que a reologia é uma ciência que estuda o comportamento à deformação e fluxo de materiais.

Assim, busca-se, neste estudo, contribuir com o entendimento do comportamento tensão-deformação-tempo associado à formação de um depósito de disposição de rejeito de bauxita, com foco específico no desenvolvimento do *creep* neste material, visto que tais estruturas se encontram expostas a deformações ao longo de toda sua vida útil.

## OBJETIVOS

### Objetivo Gerais

O trabalho tem como objetivo principal analisar de forma qualitativa e numérica o comportamento quanto ao *creep* de um rejeito fino oriundo do processo de beneficiamento de bauxita a partir de sua caracterização reológica e geotécnica.

### Objetivos Específicos

- Avaliar os resultados dos ensaios de laboratório para caracterização reológica do material com foco no *creep*. Os ensaios incluem:
  - Ensaio de *creep* e recuperação;
  - Ensaio Rotacional – Ensaio com tensão de cisalhamento controlada;
- A partir dos resultados destes ensaios, obter:
  - Curvas de *creep* e recuperação (tensão-deformação-tempo);
  - Caracterização do fluxo e da viscosidade;
- Classificar os resultados de ensaio de adensamento edométrico para obtenção dos parâmetros de compressibilidade da amostra;
- Modelar numericamente um depósito de disposição de rejeito de bauxita a partir do modelo *Soft Soil Creep* (SSC), que permite avaliar a influência do *creep* durante a disposição e ocupação do depósito quanto ao ganho de volume útil para ocupação;
- Analisar qualitativamente o comportamento do depósito considerando as deformações verticais no rejeito para a condição consolidada (longo prazo);
- Comparar os deslocamentos obtidos nas simulações numéricas associados ao adensamento e à fluência, em relação a um modelo constitutivo simplificado, que não incorpora a dimensão tempo e os fenômenos viscoplásticos.

## **Escopo e Estrutura do Trabalho**

O trabalho está organizado em seis capítulos, além do capítulo introdutório no qual se apresentam as considerações iniciais, justificativa e relevância do trabalho, os objetivos da pesquisa e, por último, a organização da dissertação.

O capítulo um estabelece uma revisão bibliográfica acerca dos principais assuntos envolvidos na pesquisa. Nesse capítulo é feita uma breve introdução quanto ao contexto de produção de rejeitos, em especial de bauxita, e tipos de sistemas de disposição. Na sequência, é feita uma revisão sobre a reologia no domínio da mecânica dos solos, abordando uma descrição geral da área de estudo, os principais fatores de influência comportamental, e discutindo as condicionantes, fenômenos e comportamentos dependentes do tempo. A partir dessa contextualização, a revisão se concentra no fenômeno de fluência e suas ligações com os modelos reológicos e teorias de adensamento.

Os capítulos dois e três apresentam com maior detalhe algumas metodologias de ensaios reológicos, bem como descrevem um referencial teórico associado aos modelos constitutivos tensão-deformação e tensão-deformação-tempo. Esses capítulos são importantes para o contexto do trabalho, estando diretamente relacionados com a pesquisa desenvolvida.

O capítulo quatro elenca os materiais e métodos da pesquisa, descrevendo os equipamentos, bem como as metodologias e técnicas experimentais adotadas na realização dos ensaios de laboratório.

No capítulo cinco são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório, com enfoque na caracterização geotécnica e reológica do rejeito estudado. Complementarmente, são apresentados os resultados da modelagem numérica estabelecendo, para um modelo hipotético de depósito de disposição de rejeitos, um comparativo entre diferentes modelos constitutivos e a contribuição que a consideração da dimensão tempo e dos efeitos viscoplásticos trazem ao modelo.

Por fim, o capítulo seis apresenta as conclusões gerais do trabalho e algumas sugestões e recomendações para as próximas pesquisas, seguida pela lista de referências bibliográficas.

# CAPÍTULO 1

---

## 1.1.CONTEXTUALIZAÇÃO BIBLIOGRÁFICA

A fundamentação das teorias de fluência se dá com base na determinação da relação entre o comportamento tensão-deformação-tempo de um material (HAVEL, 2004).

Apesar de o fenômeno ter sido objeto de estudo de diversos autores desde a década de 1930 (BUISMAN, 1936; TERZAGHI, 1950; BJERRUM, 1967; GARLANGER, 1972; BUTTERFIELD, 1979; FEDA, 1992; e outros), Znidarcic (2015) destaca que, até os tempos atuais, ainda não se tem procedimentos consolidados na prática da engenharia para ensaiar, quantificar e analisar a significância dos efeitos do *creep* em obras geotécnicas que permitam prever com precisão o seu desenvolvimento em campo.

Buscando descrever as teorias básicas de *creep*, Feda (1992) dividiu as principais em quatro grupos: modelos reológicos (macro reologia), modelos fenomenológicos, modelos numéricos e micro reologia. O presente trabalho abordará, principalmente, as frentes reológica e numérica aplicadas ao rejeito de bauxita.

Nesse sentido, este capítulo apresenta a base teórica dos principais fenômenos abordados neste estudo. Inicialmente, faz-se uma breve introdução sobre a disposição de rejeitos e os fenômenos físicos associados, além de discorrer sobre o processo de formação e características dos depósitos de rejeitos.

Em seguida, são abordados alguns conceitos de reologia, complementado por uma fundamentação teórica quanto ao fenômeno de fluência ou *creep*, principal fenômeno abordado neste estudo.

## **1.2. PRODUÇÃO E DISPOSIÇÃO DE REJEITOS**

A atividade mineradora tem grande impacto na economia brasileira, sendo uma indústria importante para o desenvolvimento do país. Entretanto, como todo processo produtivo, a mineração gera resíduos durante a extração e beneficiamento do minério. Com o aumento da demanda por insumos minerais nos últimos anos e a intensificação das atividades das empresas mineradoras, houve, conseqüentemente, um crescimento na geração de resíduos de mineração.

O processo minerário passa pela etapa de lavra, onde é feita a extração do minério para que então possa ser feito o seu beneficiamento e, posteriormente, sua comercialização. Durante a etapa de extração e beneficiamento são gerados resíduos de baixo ou nenhum valor comercial, caracterizados, respectivamente, como estéril (resíduo sólido da extração) e os rejeitos (resíduos em geral finos gerados durante o beneficiamento).

A etapa de beneficiamento (físico e/ou químico) do minério tem como objetivo adequá-lo às exigências do mercado, atribuindo ao produto final um valor comercial. Dentre os processos existentes os quais o minério pode ser exposto, é possível citar o de fragmentação, concentração física, separação sólido-líquido, entre outros.

### **1.2.1 Características Gerais da Bauxita**

A bauxita é o principal minério de alumínio, sendo que os países com maiores reservas incluem Guiné, Vietnã, Jamaica, Austrália, Brasil, China e Índia<sup>1</sup>. O minério de bauxita consiste tipicamente dos minerais gibbsita, boehmita e/ou diásporo, juntamente aos óxidos de ferro goethita e hematita, além de níveis residuais de vários metais, incluindo cádmio e titânio.

O minério tipicamente se distingue entre a bauxita laterítica (bauxita silicosa, representam aproximadamente 85% das reservas totais), bauxita de karst ou cárstica (representam aproximadamente 14% das reservas totais) e um terceiro grupo menos comum, bauxita tipo Tikhvin (representa aproximadamente 1% das reservas totais). A diferença mais significativa

---

<sup>1</sup> Fonte: Mineral Commodity Summaries – 2022: Disponível em: <https://pubs.er.usgs.gov/publication/mcs2022> ; International Aluminium Institute (IAI); Associação Brasileira do Alumínio (ABAL).



entre as categorias de bauxita é o material subjacente do minério. As bauxitas lateríticas formaram-se como depósitos sobrejacentes a rochas lateríticas de alumino-silicato, enquanto as bauxitas cársticas são formadas como depósitos sobrepostos às rochas carbonáticas através do preenchimento de depressões cársticas (GORE, 2015).

### **1.2.2 Produção, Beneficiamento e Resíduos**

Os rejeitos são comumente gerados sob a forma de lama (mistura segregável do material fino do rejeito e da água proveniente do beneficiamento) ou polpa (suspensão de rejeito e água com concentração de água de aproximadamente 70%) e podem exibir características mineralógicas, geotécnicas e físico-químicas variáveis, a depender da característica do tipo de minério e do processo de exploração e de beneficiamento a que é submetido (MILONAS, 2006).

A separação do minério pode ser feita por tamanho dos grãos ou partículas (peneiramento e classificação), por espécie (concentração) e/ou por separação sólido-líquido.

As etapas de peneiramento e classificação permitem a separação por tamanho dos grãos. O peneiramento estabelece a segregação granulométrica por meio da utilização de peneiras de abertura fixa, separando o material retido (*oversized*) do material passante (*undersized*). O material passante é então submetido à classificação, que separa as partículas por tamanho conforme seu comportamento em um fluido – em geral, água.

Utiliza-se a etapa de concentração devido ao fato da simples separação por tamanho não obter produtos com elevados teores minerais. Essa etapa determina a separação das frações que compõem o minério entre a fração concentrada, ou seja, que possui valor econômico, e a fração descartável, conhecida como rejeito ou ganga. Além disso, a concentração também permite o aproveitamento dos minérios de baixo valor associado, como o itabirito, por exemplo. Dentre alguns dos métodos mais utilizados para a realização da concentração, pode-se citar a catação manual, o método gravítico, a separação ou concentração magnética, a jigagem e a flotação.

Guimarães (2011) estabelece que os rejeitos finais oriundos das espirais concentradoras, concentração magnética (produto não magnético) e rejeito da flotação são, em sua maioria, direcionados junto com as lamas para as barragens, na forma de polpa.

Nos sistemas de disposição de rejeitos, em especial nas barragens de contenção, os resíduos são usualmente dispostos em forma de polpa (mistura sólido-água possível de segregação). Entretanto, existem atualmente processos que permitem uma remoção de parte da água do material modificando sua consistência e, conseqüentemente, aumentando seu teor de sólidos. Assim, os rejeitos podem se apresentar também espessados, em pasta ou tortas (PORTES, 2013).

A separação sólido-líquido é uma alternativa que vem ganhando destaque na atividade minerária por incluir no processo de beneficiamento uma etapa de desaguamento, por espessamento e/ou filtragem do rejeito, elevando consideravelmente o teor de sólidos do material, o que possibilita novas alternativas de disposição. Segundo Portes (2013), tais processos implicam em comportamentos geotécnicos específicos, permitindo ainda metodologias de disposição alternativas às barragens de contenção de rejeitos.

### **1.2.3 Método Convencional de Disposição de Rejeitos**

No caso do processamento da bauxita, sua lavra ocorre, geralmente, em minas a céu aberto, em especial em regiões tropicais ou subtropicais. Considerando as etapas do beneficiamento e a conseqüente geração de rejeitos durante o processo, pode-se destacar que o método para a disposição dos rejeitos dependerá de suas propriedades geotécnicas, que serão condicionadas pelo tipo de minério e processos empregados durante o beneficiamento.

A disposição de rejeitos de mineração é convencionalmente feita a céu aberto, podendo também ser feita de forma subaquática ou subterrânea. No Brasil, a disposição de rejeitos em forma de polpa ainda é a técnica mais adotada, sendo comum na mineração a construção de barragens de contenção e depósitos de disposição de rejeitos.

A NBR 13.028 (ABNT, 2017) define barragens de mineração como diferentes tipos de estruturas “utilizadas para fins de contenção, acumulação ou decantação de rejeito de mineração ou descarga de sedimentos provenientes de atividades de mineração, com ou sem captação de água associada, compreendendo a estrutura do barramento e suas estruturas associadas”. Além

disso, a norma estabelece rejeitos como “todo e qualquer material descartado durante o processo de beneficiamento de minérios”.

O método convencional de disposição mais utilizado no Brasil é de aterro hidráulico ou barragem de contenção. Além dele, existem outros métodos de disposição de rejeitos a céu aberto, como o método de disposição em cava, disposição subaérea, empilhamento de rejeito filtrado (*dry stacking*), etc.

Na técnica de disposição em barragens, além das barragens convencionais construídas e alteadas com aterro compactado, são empregadas técnicas de disposição utilizando-se o próprio rejeito como material de construção da estrutura de contenção. Inicialmente é construído um dique de partida e, ao longo da operação de disposição, o rejeito é gradualmente lançado no reservatório. Com o avanço da ocupação do reservatório, a estrutura é então alteada de forma que o rejeito anteriormente disposto constitui a fundação do alteamento seguinte. Dentre os métodos construtivos existentes, o alteamento da estrutura de contenção pode ser feito pelo método de jusante (Figura 1.1 - a) ou por linha de centro (Figura 1.1 - b). O método de construção ou alteamento a montante (Figura 1.1 - c) foi proibido a partir de 2020 com a sanção da Lei nº 14.066 (Brasil, 2020).

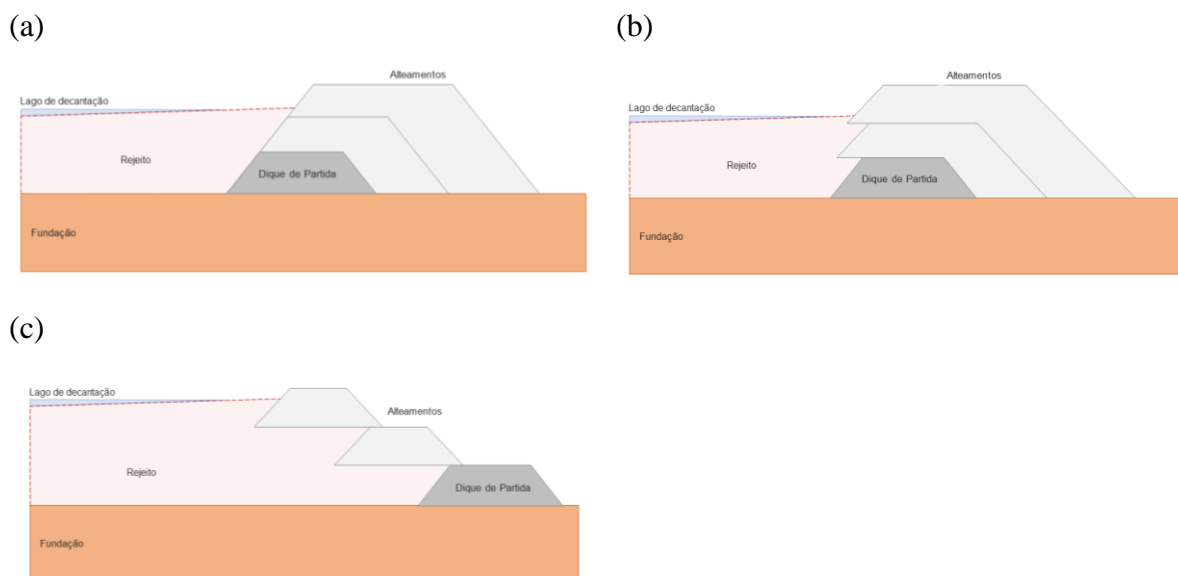


Figura 1.1 - Representação esquemática dos diferentes métodos de disposição de rejeitos – (a) Método de Jusante, (b) Método de Linha de Centro, (c) Método de Montante

O rejeito passa por uma série de transformações físicas devido aos processos envolvidos no beneficiamento, transporte e disposição. Dada sua composição, a polpa de rejeitos apresenta, em geral, elevada viscosidade. Seu transporte pode ser feito por meio de tubulações ou através de canais, com ou sem um sistema de bombeamento acoplado. Em geral, sua disposição é efetuada em um ou mais pontos de descarga (*spigots* ou espigotes) ao longo do depósito, conforme ilustra a Figura 1.2 (Rafael, 2012).

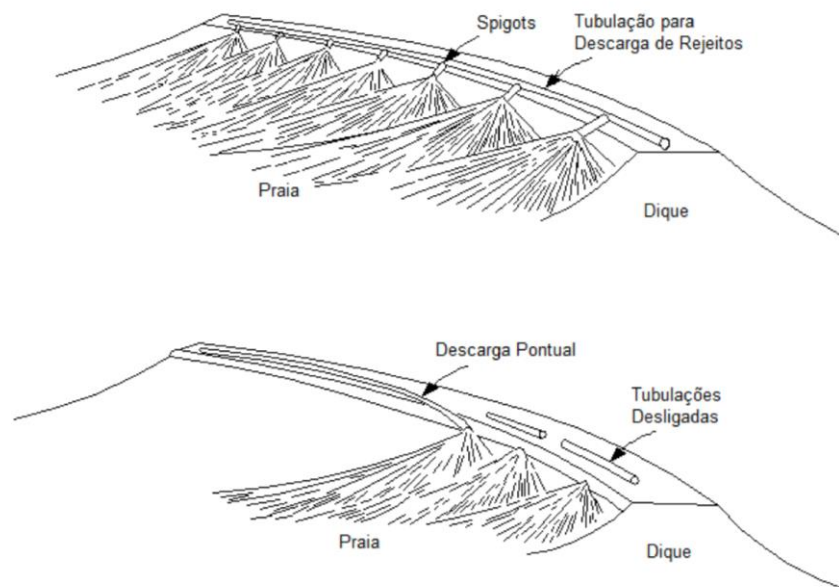


Figura 1.2 - Métodos de disposição de rejeitos – Pontos múltiplos e descarga pontual  
(Fonte: RAFAEL, 2012)

#### 1.2.4 Métodos Alternativos de Disposição de Rejeitos

Na busca pela otimização do processo de disposição do rejeito gerado, métodos alternativos têm sido cada vez mais adotados com o objetivo principal de propor formas de armazenamento mais seguras, reduzindo o espaço utilizado e os impactos ambientais associados às atividades minerárias.

Dentre alguns dos métodos alternativos, podem ser citados métodos que contam com a disposição de rejeitos filtrados, espessados ou em pasta, disposição subaérea e a co-disposição e disposição compartilhada de rejeitos e estéreis. É importante destacar que o método de

disposição influencia diretamente o comportamento reológico do material, visto que suas propriedades, principalmente, teor de umidade, variam a depender do método escolhido.

A seguir, os métodos supracitados serão brevemente introduzidos.

**Disposição Subaérea:** consiste na disposição intermitente do rejeito em ciclos de enchimento e espera, utilizando camadas finas, e permitindo o desenvolvimento dos fenômenos físicos de sedimentação, adensamento e ressecamento antes do lançamento de uma nova camada (LIMA, 2006). Isso permite a densificação e o ressecamento do rejeito disposto, aumentando sua resistência e reduzindo o volume ocupado.

**Disposição em Pasta:** similar à disposição do rejeito espessado, a disposição em pasta é caracterizada por um espessamento maior do rejeito de modo que o material final apresente um teor de sólidos e, conseqüentemente, viscosidade mais elevados. A maior concentração de sólidos resulta em um material com maior resistência, permitindo a formação de um depósito com maiores inclinações (ângulo de repouso), otimizando a área ocupada (CHÁCARA, 2020).

**Empilhamento a Seco (*Dry Stacking*):** o método propõe a disposição de rejeitos finos, adensados a partir de espessadores até que apresentem teores de sólidos elevados. É um método comumente utilizado para disposição de rejeitos em pilhas. Sua principal vantagem condiz à facilidade de recuperação e fechamento progressivo da área de disposição, além de ocupar uma área de disposição menor se comparado ao método tradicional, reduzindo o impacto ambiental. Além disso, visto que o rejeito é disposto com um teor de umidade reduzido, tal condição favorece à obtenção de uma estrutura mais segura. Dentre alguns processos para aumentar o teor de sólidos dos rejeitos para a disposição, cita-se:

- i. **Filtragem do Rejeito:** é um processo de separação sólido-líquido em que se utiliza tecnologias de filtragem do rejeito com a finalidade de reduzir o teor de umidade do material, ou seja, o rejeito passa por um meio filtrante onde as partículas sólidas são retidas e separadas da porção líquida. Há diversos tipos de filtro disponíveis como o filtro horizontal de correia, filtro a disco, filtro prensa, filtro tambor, entre outros.

- ii. **Espessamento do Rejeito:** processo de separação sólido-líquido que tem como princípio a sedimentação. Assim, são utilizados espessadores e agentes flocculantes com o objetivo de proporcionar a separação das fases sólida e líquida da polpa de minério via decantação ou sedimentação de partículas por gravidade. Esse processo possibilita o desaguamento do rejeito, resultando em uma pasta de resíduo com um teor de sólidos superior às polpas, além de permitir o reaproveitamento da água no sistema.

**Co-disposição e disposição compartilhada de rejeitos e estéreis:** basicamente, na co-disposição os rejeitos e estéreis são misturados previamente à sua disposição, enquanto na disposição compartilhada os materiais são dispostos em um mesmo lugar, porém sem estarem previamente misturados (PORTES, 2013). Tais métodos podem ser adotados com o objetivo de aumentar a resistência desses materiais e/ou acelerar o processo de adensamento no depósito de armazenamento.

Visto que os processos de disposição alternativa de rejeitos usualmente tratam do resíduo com uma consistência mais densa quando comparado ao método tradicional, deve-se considerar então a influência da redução do teor de umidade e como essa variação pode modificar as características geotécnicas e reológicas do material.

Tais variações são relevantes pois, segundo Boger (2015), os rejeitos minerais concentrados apresentam um comportamento não-Newtoniano, tendo conseqüentemente uma tensão limite de escoamento ( $\tau_y$ ) que varia conforme o teor de sólidos do material, além de exercer influência direta na concepção do projeto da obra para a disposição, no transporte e bombeamento do resíduo e nos processos físicos a ele associados após sua disposição.

Quanto aos processos físicos presentes na disposição de rejeitos, em especial, rejeitos finos, pode-se citar a sedimentação, o adensamento por peso próprio, o ressecamento e a secagem superficial, ocasionando o surgimento de trincas de ressecamento. A descrição de tais fenômenos pode ser encontrada em detalhe nos trabalhos de Chácara (2020), de Portes (2013) e Gore (2015).

### 1.3. REOLOGIA APLICADA A SOLOS E REJEITOS DE MINERAÇÃO

Mezger (2014) define o termo reologia como originário do grego *rhein*, que quer dizer fluir. Entretanto, experimentos reológicos não fornecem informações apenas do comportamento quanto ao fluxo de fluidos, mas também do comportamento à deformação dos sólidos. A conexão entre eles se dá uma vez que grandes deformações produzidas por forças cisalhantes levam muitos materiais ao fluxo ou escoamento.

Tsugawa *et al.* (2019) contextualiza que a reologia, como uma ciência, se originou a partir da observação de materiais reais em vistas de suas características significativamente diferentes dos materiais ideais – sólidos (elásticos) e líquidos (viscosos) –, propostos pelos modelos de Hooke e Newton, respectivamente. Quanto a reologia dos solos, os autores descrevem que a ciência foi reconhecida como um ramo da mecânica dos solos em 1953, na Terceira Conferência Internacional sobre a Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizada em Zurique na Suíça, e, a partir de então, a pesquisa aplicada a solos moles, deslizamentos de terra, fluxos de detritos e fluxo de lama passou a ser desenvolvida.

Feda (1992) descreve que a reologia de geomateriais pode ser dividida em duas frentes:

- i. Reologia de pastas e suspensões argilosas, que trata da reologia de suspensões concentradas de argila para propósitos industriais, associada à linha de pesquisa de Bingham (1916);
- ii. Investigação reológica do comportamento dos solos e outros geomateriais, que estuda materiais deformados e indeformados sobre diferentes estados de tensão, associada à Terzaghi (1923) e sua teoria do adensamento primário.

Segundo Jeong (2019), as propriedades reológicas são essenciais nos estudos científicos associados aos desastres naturais. Tais propriedades são usualmente avaliadas para materiais como suspensões de argila, lamas, materiais ricos em areia e amostras reconstituídas de fluxos de detritos (*debris flow*). O autor complementa que, dados os acidentes com estruturas de contenção de rejeitos de mineração, o conhecimento das propriedades reológicas de rejeitos e resíduos possibilitam compreender suas características cruciais no escoamento e na deformação, além de avaliar a influência do teor de sólidos em suas curvas de fluxo e de viscosidade e o desenvolvimento de fenômenos dependentes do tempo.

### 1.3.1 Macro e Micromecânica

Uma vez que a estrutura dos geomateriais é formada por uma interação entre as fases sólida (grãos e partículas), líquida (água intersticial) e gasosa (ar intersticial), para uma melhor compreensão dos fenômenos no meio é necessário abordar esses materiais tanto a partir da mecânica dos solos, quanto a partir da mecânica dos fluidos. Nesse sentido, os modelos reológicos podem ser descritos a partir de conceitos da macro e micromecânica.

- **Macromecânica – Abordagem Fenomenológica**

A macromecânica, também denominada mecânica fenomenológica, trata de uma abordagem mais generalista dos fenômenos que ocorrem em um material, de modo que sua natureza física, sua estrutura e as alterações que ocorrem durante o processo de deformação não são detalhadas.

O trabalho de Federico *et al.* (2011) descreve que uma abordagem puramente fenomenológica se baseia na observação e na interpretação de dados de campo, utilizando técnicas de regressão baseadas em funções empíricas para compreender o comportamento do solo e materiais semelhantes.

O método de dedução fenomenológica permite que inicialmente as condições de contorno do problema sejam omitidas, de modo que apenas os *inputs* e *outputs*, como por exemplo o carregamento e a deformação, respectivamente, sejam investigados (FEDA, 1992).

Segundo Mitchell *et al.* (2005), a maioria das relações propostas para a caracterização do comportamento tensão-deformação e tensão-deformação-tempo dos solos são empíricas ou baseadas em descrições fenomenológicas do comportamento do material.

- **Micromecânica – Abordagem Estrutural**

Em síntese, a micromecânica busca deduzir os comportamentos fenomenológicos dos materiais por meio de uma abordagem física de sua estrutura a nível atômico-molecular (Feda, 1992).



Tais abordagens são aplicadas aos geomateriais com enfoque em suas estruturas, visando uma melhor compreensão das relações constitutivas que governam o meio (como a relação tensão-deformação no tempo, além de alterações das propriedades de estado e de natureza do meio – porosidade, índice de vazios, temperatura, teor de umidade, entre outros), e por isso são denominadas estruturais.

Bolton (2000) indica que a observação das alterações microestruturais do solo permite uma compreensão mais refinada dos mecanismos que controlam seu comportamento, reforçando o significado físico dos parâmetros necessários para descrevê-lo. Com isso, torna-se possível correlacionar eventos macroestruturais com fenômenos microestruturais, por vezes vistos como desconectados, a partir da identificação de mecanismos como *creep*, endurecimento, rupturas por cisalhamento, compressibilidade, escoamento, “envelhecimento” (*aging*), entre outros. Essa correlação entre os conceitos proporciona a incorporação das propriedades físicas dos grãos do solo e dos fluidos nos poros intersticiais que controlam tais fenômenos.

- **A Estrutura dos Solos**

A compreensão de como atuam os conceitos de macro e micromecânica se torna relevante para o estudo do comportamento dos geomateriais, em especial das relações tensão-deformação-tempo, uma vez que tais fenômenos e suas magnitudes dependem diretamente da resistência da estrutura do material, estando sujeitos à alterações estruturais. Tais abordagens representam a base para as teorias e modelos reológicos, além dos estudos de fenômenos dependentes do tempo, como o *creep*.

Variáveis como o fluxo de água no meio, a aplicação de carregamentos, o intemperismo e o tempo podem ser responsáveis por alterações na estrutura do solo (Figura 1.3).

Como reflexo, a estrutura original do solo exposta a tais fatores é substituída por uma estrutura induzida ou deformada, modificando suas características geotécnicas e reológicas originais. Dentre algumas possíveis alterações estruturais no esqueleto do solo pode-se citar a variação do volume e da distribuição dos poros, bem como alterações nas ligações entre as partículas.

**Agentes que geram alterações na estrutura do solo**

- Fluxo de água;
- Aplicação de carregamento;
- Tempo;
- Ação do intemperismo.

**Efeitos dos níveis de tensão e de deformação**

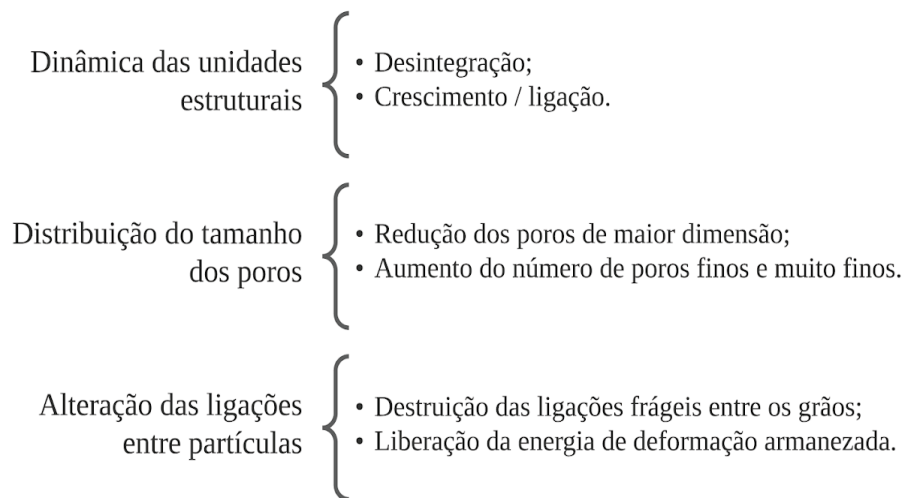


Figura 1.3 - Representação esquemática dos principais fatores que afetam a estrutura dos geomateriais e algumas possíveis alterações estruturais (Fonte: Adaptado de Fedá, 1992)

### 1.3.2 Parâmetros de Estado do Solo e Sua Influência no Comportamento Reológico dos Materiais

Conforme apresentado anteriormente, a compreensão do comportamento tensão-deformação-tempo em geomateriais pode ser obtida a partir de uma abordagem fenomenológica e/ou microestrutural.

Entretanto, quando se trata da estrutura de um solo ou material similar é importante também considerar o estado no qual o material se encontra. Solos com uma mesma composição podem se comportar de forma distinta a depender dos parâmetros de estado a qual sua estrutura se situa. Tais parâmetros são variáveis e podem ser físicos (como a porosidade, o teor de umidade e a temperatura) ou mecânicos (como a tensão, deformação e o tempo).

Feda (1992) destaca que o comportamento mecânico de um geomaterial depende de seu estado, estando relacionado a uma diferenciação em sua estrutura, de modo que os parâmetros que governam tal comportamento podem ser denominados parâmetros de estado. Entretanto, para que tenham influência no comportamento do material as mudanças estruturais devem ser de tal intensidade que, de um ponto de vista estatístico, afetem significativamente o comportamento mecânico do geomaterial em um nível fenomenológico.

Dentre os principais parâmetros de estado que podem influenciar no comportamento e estrutura de um solo, pode-se citar: porosidade; teor de umidade; tensão (nível de tensão, grau de anisotropia e trajetória de tensões); deformação; tempo; temperatura. A seguir será feita uma breve discussão referente a esses parâmetros.

- **Porosidade**

Parâmetro relacionado à estrutura original do material. A porosidade indica a relação entre o volume dos vazios e o volume total de uma amostra de solo – em outras palavras, se refere ao quantitativo de poros entre as partículas sólidas do solo.

As características quanto a deformação e resistência do solo sob condições de tensão e carregamento são um resultado de mudanças nos poros e nas ligações entre partículas. Como exemplo, o surgimento de diferentes gradientes de tensão no solo e de rupturas progressivas, sua intensidade e distribuição em níveis de tensão mais elevados dependem diretamente da composição granulométrica e, principalmente, da porosidade do meio.

Nesse sentido, a previsão e análise do desenvolvimento e das tendências comportamentais de deformação macroscópica baseada na variação estrutural dos poros do meio é essencial para o monitoramento das deformações e da estabilidade física de uma estrutura geotécnica (Jiao W., Zhou D., & Wang Y., 2021).

- **Teor de Umidade**

Feda (1992) inclui o teor de umidade como parâmetro relacionado à estrutura original do solo, uma vez que o teor de umidade do material afeta seu comportamento mecânico. O teor de

umidade tem uma relação direta com seu índice de vazios ( $e$ ) e grau de saturação ( $S$ ). Ou seja, havendo uma variação no teor de umidade, necessariamente tem-se uma variação do índice de vazios ou do grau de saturação no meio, levando conseqüentemente a uma alteração da estrutura inicial do solo.

No que se refere a fluência, Gupta (1964) descreve que o fenômeno é causado pelo deslizamento relativo entre as partículas sólidas do solo, resultando em uma redução do volume. Entretanto, o movimento relativo entre as partículas é influenciado pelo teor de umidade do solo, especialmente solos argilosos, uma vez que ligações químicas entre as moléculas de água na camada de água adsorvida podem induzir a mudanças na orientação das partículas sólidas, retardando o processo de deslizamento entre elas. Bjerrum (1967) descreve esse fenômeno como “compressão tardia”, responsável por causar uma redução do teor de umidade no meio, o que resulta no rearranjo estrutural do solo em busca de uma estrutura mais estável.

Sendo assim, a fluência pode ser descrita como o resultado da transferência da poropressão dos microporos para os macroporos do solo, mecanismo baseado na consideração de que a estrutura do solo é composta por um nível microestrutural e macroestrutural, conforme apresentado anteriormente (Le, Fatahi, & Khabbaz, 2012).

- **Tensão e Deformação**

Alguns dos efeitos do aumento do nível de tensão em uma amostra de solo já foram abordados no item de porosidade. A variação do nível de tensão no solo pode modificar a estrutura do material, forçando um rearranjo estrutural das partículas e dos poros intersticiais em busca de uma estrutura mais estável.

Apesar de cada material apresentar um comportamento à tensão-deformação singular, em geral, o aumento do nível de tensão cisalhante faz com que prevaleçam deformações irreversíveis na estrutura interna do solo. Dentre as possíveis causas, isso pode ocorrer devido à deterioração das ligações mais frágeis entre as partículas, refletindo em uma redução da resistência ao cisalhamento do material e um aumento de sua compressibilidade.

O comportamento do material dependerá então de sua estrutura e composição inicial. Com a quebra das ligações entre partículas e das próprias partículas sólidas em si, um solo arenoso, por exemplo, apresentará uma composição granulométrica melhor graduada, com uma porosidade menor. Já nos solos argilosos, as unidades estruturais deixam de participar na transmissão de carga com as quebras, de modo que a porosidade efetiva do meio aumenta e o material se torna então mais compressível (Feda, 1992).

Quanto à deformação, torna-se difícil separar sua influência no comportamento mecânico e reológico de um material, visto que as deformações são uma resposta combinada à modificação da estrutura do solo frente à alteração do nível de tensão e vice-versa.

De modo geral, o comportamento tensão-deformação dos solos se desenvolve em estágios. No primeiro estágio, ao ser carregada, a amostra apresenta uma resposta elástica sem apresentar nenhuma degradação estrutural significativa ou alteração de sua resistência. Caso o carregamento aplicado exceda o limite elástico do solo, a amostra passará a responder com um comportamento elastoplástico. Durante essa fase, as deformações cisalhantes alteram as ligações entre as partículas, podendo induzir a um aumento da poropressão e uma redução da resistência ao cisalhamento. Já quando o limite plástico do solo é excedido, o solo passa a sofrer alterações microestruturais e permanentes, com evolução granulométrica e alteração morfológica das partículas devido à degradação acumulada da estrutura do solo.

- **Tempo**

O tempo é um parâmetro de estado que usualmente acompanha a deformação, sendo relevante aos materiais suscetíveis aos fenômenos dependentes do tempo – como a relaxação, a tixotropia e a fluência.

Feda (1992) destaca que solos coesivos tipicamente apresentam uma diferença em suas características mecânicas entre o curto e longo prazo, diferentemente dos solos não coesivos, que não costumam sofrer influência significativa do tempo. No caso dos solos coesivos, se a resistência das unidades estruturais (partículas sólidas e seus aglomerados) e ligações são assumidas como processos ativados termicamente, e, adicionalmente, considerando o aumento induzido pelo tempo das deformações por cisalhamento, é esperado que o material apresente

uma redução do intercepto coesivo do material no longo prazo. Tal efeito é observado em solos sobreadensados e solos cimentados (principalmente argilas fissuradas).

- **Temperatura**

Os efeitos da oscilação de temperatura nos geomateriais normalmente têm baixa significância quando comparado a influência de outros parâmetros de estado, como a porosidade, umidade e a tensão. Entretanto, seu estudo pode complementar o entendimento de alguns fenômenos a nível microestrutural.

Um aumento moderado da temperatura do solo tende a induzir um enfraquecimento das ligações estruturais, causando um aumento do volume da água presente entre os poros do esqueleto sólido do solo, podendo levar a uma redução da viscosidade do material e, conseqüentemente, a uma redução da resistência do solo e um aumento das deformações. Todavia, é importante destacar que tais fenômenos usualmente são pouco significativos, causando baixa influência a nível macroestrutural, salvo quando o solo se encontra exposto a condições extremas de temperatura e pressão tais como as abordadas por Savigny e Morgenstern (1986) e Jiao W., Zhou D., & Wang Y. (2021).

Considerando os exemplos citados, pode-se afirmar que a influência dos parâmetros de estado no comportamento do solo é, geralmente, um resultado da combinação entre dois ou mais parâmetros. Além disso, os parâmetros de estado que definem a estrutura original do solo, como a porosidade e o teor de umidade, usualmente têm uma influência mais significativa no material quando comparado aos demais parâmetros.

### **1.3.3 Plasticidade, Elasticidade e Viscosidade**

Para parte significativa dos resíduos minerais (suspensões, polpas ou pastas de resíduo), a real compreensão do comportamento quanto à deformação e ao fluxo depende não somente do entendimento físico dos fenômenos de elasticidade e plasticidade, mas também da consideração de sua natureza viscosa.

Havel (2004) descreve que todos os materiais possuem propriedades elásticas, plásticas e viscosas. Segundo o autor, tais propriedades podem atuar em complexas combinações diferentes, a depender do material e do estado em que se encontram. Devido a essa complexidade, modelos reológicos podem ser utilizados como alternativa para representar de forma simplificada tais comportamentos. A Figura 1.4 apresenta uma representação esquemática (pictogramas) dos elementos utilizados em modelos reológicos para representar a elasticidade, plasticidade e viscosidade.

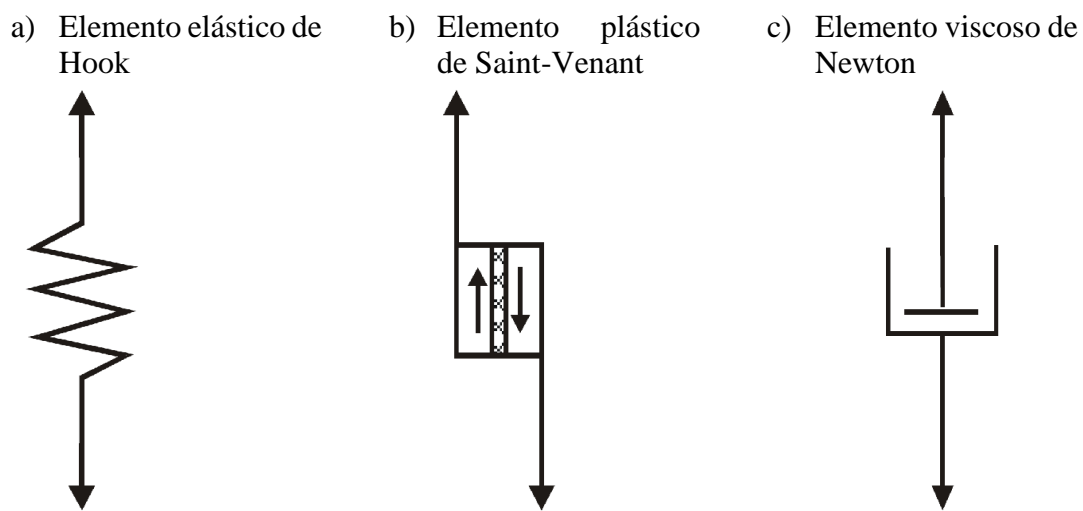


Figura 1.4 - Elementos básicos utilizados em modelos reológicos  
(Fonte: Hazel, 2004)

Logo, os materiais podem apresentar comportamentos diversificados conforme a combinação dos fenômenos físicos de plasticidade, elasticidade e viscosidade. Assim, o comportamento cisalhante descrito pela reologia pode ser visto entre dois extremos: o fluxo de líquidos viscosos ideais e a deformação de sólidos elásticos ideais. Grande parte dos materiais apresenta um comportamento oriundo da combinação da viscosidade e da elasticidade, denominado comportamento viscoelástico (Mezger, 2014).

Do ponto de vista termodinâmico, materiais ideais podem ser classificados conforme sua capacidade de absorver trabalho de deformação. Materiais elásticos ideais, por exemplo, não absorvem trabalho de deformação, de modo que toda a deformação a que são expostos é necessariamente reversível. Em contrapartida, materiais idealmente viscosos ou plásticos absorvem trabalho de deformação e, em consequência, sofrem deformações irreversíveis. Tal característica é relevante, uma vez que a energia de deformação dissipada resulta em alterações

na estrutura do geomaterial, sendo que o grau de dissipação de energia varia durante o processo de deformação (Fedá, 1992).

- **Elasticidade**

Conforme apresentado anteriormente, uma deformação elástica é aquela que desaparece completamente depois que o carregamento é cessado, com o material restaurando totalmente sua forma e volume antes da aplicação da força externa. Uma vez que o desaparecimento da deformação implica que o corpo foi restaurado às suas dimensões originais, essa deformação é tomada como reversível, não havendo então alterações na estrutura do material. A elasticidade é atribuída às forças de interação (atração e repulsão) entre os átomos e moléculas de um sólido.

Nos modelos reológicos as propriedades de elasticidade para uma relação linear entre tensão e deformação são tipicamente descritas a partir da Lei de Hooke, conforme a Equação (1), sendo representada por um pictograma de uma mola elástica ideal (Figura 1.4 - a).

$$\sigma = E \varepsilon_e \quad (1)$$

onde E é o módulo de elasticidade ou o módulo de Young e  $\varepsilon_e$  é a deformação elástica.

A deformação elástica por cisalhamento do solo é resultante de uma deformação correspondente do esqueleto do solo e um deslocamento reversível das partículas minerais. Mudanças volumétricas recuperáveis são atribuídas, principalmente, às mudanças dimensionais das moléculas presentes no meio, mudanças volumétricas no esqueleto do solo e mudanças volumétricas recuperáveis devido a bolhas de gás aprisionadas (Vyalov, 1986).

- **Plasticidade**

A plasticidade é a propriedade de um corpo sólido mudar sua forma de forma irreversível. Pode-se dizer que um corpo perfeitamente plástico se encontra no estado plástico quando sua tensão cisalhante máxima ( $\tau_{m\acute{a}x}$ ) atinge um determinado valor crítico denominado ponto de escoamento no cisalhamento ou tensão de escoamento ( $\tau_y$ ).



A plasticidade deve ser avaliada com cautela para os solos e rejeitos, visto que sua progressão pode levar ao comprometimento da estabilidade do material, acarretando o seu colapso.

Segundo Havel (2004) para descrever o comportamento plástico, os modelos reológicos consideram o modelo plástico de Saint-Venant (Figura 1.4 - b). Esse modelo pode ser descrito por um corpo rígido que não se deforma quando submetido a uma tensão de cisalhamento inferior ao limite de escoamento, mas que sofre uma deformação plástica não confinada quando o carregamento supera a tensão de escoamento do corpo rígido. A relação expressa pela Equação (2) é referida como a condição de plasticidade Tresca-Saint-Venant.

$$\tau_{máx} = \tau_y = const. \leftrightarrow \varepsilon_v = 0 \quad (2)$$

- **Viscosidade**

A viscosidade é uma propriedade dos líquidos e gases de resistir ao movimento relativo entre partículas elementares, umas em relação às outras. Quanto menos viscoso for o fluido, mais facilidade suas moléculas têm ao mudar de posição e se deslocar entre si, apresentando menos resistência ao fluxo ou ao escoamento (Feda, 1992). Outra forma de descrever a viscosidade é considerando-a como o atrito interno, ou seja, a viscosidade é uma medida interna da resistência do fluido à deformação. A deformação em um fluxo idealmente viscoso é irreversível.

A base para a ciência da reologia originou-se a partir de Newton, em 1687, ao descrever suas leis do movimento de um fluido viscoso ideal, conhecido também como fluido Newtoniano. Newton encontrou uma relação linear entre a taxa de fluxo e a resistência de fluxo de um fluido viscoso ideal. A viscosidade do fluido viscoso ideal newtoniano pode ser determinada por uma relação entre a tensão e a taxa de fluxo, conforme a Equação (3).

$$\sigma = \eta \frac{d\varepsilon_{vs}}{dt} = \eta \dot{\varepsilon}_{vs} \quad (3)$$

em que  $\varepsilon_{vs}$  é a deformação viscosa,  $t$  é o tempo,  $\eta$  é o coeficiente de viscosidade (dinâmico ou efetivo) e  $\dot{\varepsilon}_{vs}$  é a taxa de deformação viscosa.

Os modelos reológicos representam a porção viscosa conforme indicado na Figura 1.4 - c. Complementarmente, as Equações (4) e (5) apresentam a representação reológica de estado de um líquido Newtoniano.

$$\tau_i = \eta \dot{\gamma}_i \quad (4)$$

$$p = \kappa_{vol} \varepsilon_m \quad (5)$$

sendo  $\tau_i$  e  $\dot{\gamma}_i$ , respectivamente, a tensão de cisalhamento e a taxa de cisalhamento,  $p$  é a pressão equivalente à tensão normal média ( $\sigma_m$ ),  $\varepsilon_m$  é a deformação média, equivalente a um terço da deformação volumétrica e  $\kappa_{vol}$  é o módulo volumétrico.

Assim, para fluidos newtonianos, ou fluidos viscosos ideais, a relação de viscosidade é uma constante e equivale à razão entre a tensão e a taxa de cisalhamento, conforme a Equação (6).

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} = const. \quad (6)$$

Onde  $\dot{\gamma}$  é a taxa de cisalhamento, também denominada de velocidade de distorção ou grau de deformação ou gradiente de velocidade. A taxa de cisalhamento descreve o deslocamento relativo das partículas ou moléculas do fluido e pode ser descrita matematicamente pela razão entre a variação da velocidade entre as moléculas ou partículas do fluido pela distância entre as moléculas ou partículas.

Entretanto, é importante ponderar que a viscosidade Newtoniana só é aplicável para processos de fluxo viscoso sob uma taxa constante de cisalhamento. Diferente dos fluidos Newtonianos, os solos se deformam a uma taxa variável, podendo apresentar uma deformação aproximadamente constante apenas em parte do estágio de deformação do corpo.

Segundo Boger *et al.* (2015), os rejeitos da mineração, assim como os solos, apresentam majoritariamente um comportamento não-Newtoniano. O comportamento não-Newtoniano pode ser caracterizado por uma relação não linear entre a tensão e a taxa de cisalhamento, apresentando uma tensão limite de escoamento ( $\tau_y$ ), a ser detalhada adiante. A Equação (7) apresenta a equação reológica de estado de um corpo viscoso não linear.

$$\tau_i = \eta(\tau_i) \dot{\gamma}_i \quad (7)$$

Diferente da Equação (4), temos para condição não linear o coeficiente de viscosidade como uma função do nível de tensão ( $\eta(\tau_i)$ ).

- **Propriedades Viscoelásto-plásticas dos Solos**

Conforme apresentado, o comportamento reológico de um corpo pode ser descrito a partir da combinação de comportamentos constitutivos entre as componentes básicas – elástica, plástica e viscosa – e suas derivadas no tempo.

Um comportamento comum aos solos é dado pela combinação entre as propriedades elástica e viscosa, denominado comportamento viscoelástico. A viscoelasticidade é um comportamento intermediário entre um sólido elástico e um fluido viscoso, de modo que a porção viscosa se comporta conforme a Lei da Viscosidade de Newton, enquanto a porção elástica se comporta conforme a Lei de Hooke (Mezger, 2014).

Entretanto, segundo Vyalov (1986), a melhor forma de descrever os solos e geomateriais é tratando-os como materiais compressíveis, não lineares e com comportamento viscoelásto-plástico. A não linearidade se dá devido às variações da intensidade de deformação desenvolvida a cada aumento ou variação da tensão. Já a elasticidade se torna evidente devido à parcela de deformação recuperável dos solos, enquanto a plasticidade se manifesta no desenvolvimento de deformações irreversíveis, com alteração na estrutura do esqueleto sólido do solo. Por fim, a viscosidade dos solos pode ser representada pela capacidade que o material tem de desenvolver deformações com o tempo. A deformação irreversível é evidente durante o cisalhamento, onde há a movimentação relativa entre as partículas do solo e rearranjo, e durante alterações volumétricas no solo, em que se tem uma variação da porosidade do meio.

Além disso, de acordo com Havel (2004), diversos modelos reológicos foram introduzidos para descrever matematicamente o comportamento tensão-deformação-tempo dos solos. No entanto, o comportamento básico dos solos e materiais similares podem ser descritos de acordo com três

modelos reológicos elementares – de Maxwell, de Kelvin e Voight e de Bingham. A descrição matemática dos modelos reológicos em questão pode ser consultada em detalhe no trabalho *Creep in Soft Soil*, de Havel, 2004.

### 1.3.4 Comportamento Não-Newtoniano

Visto que os solos e rejeitos apresentam majoritariamente um comportamento não-Newtoniano, se torna importante, então, para caracterizar o comportamento desses materiais, compreender alguns conceitos e parâmetros reológicos.

A Figura 1.5 traz uma representação gráfica das curvas básicas de fluxo (relacionando a tensão de cisalhamento com a tensão limite de escoamento) dos principais comportamentos observados na natureza, considerando o comportamento Newtoniano (curva A) e comportamentos não-Newtonianos (curvas B, C e D), a serem descritos a seguir. A descrição é baseada em Boger (2015).

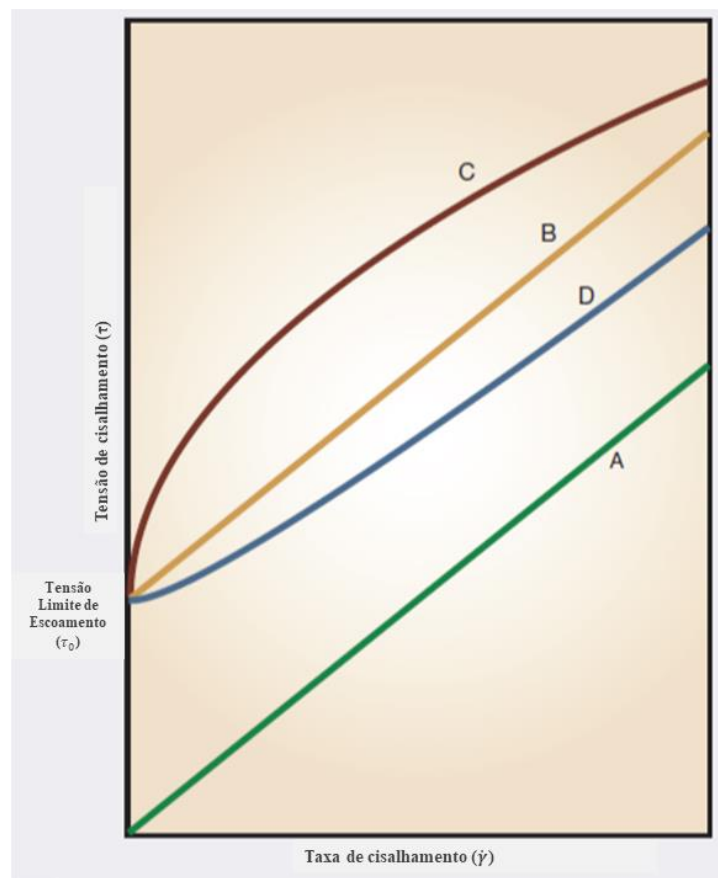


Figura 1.5 - Curvas típicas de escoamento  
(Fonte: Adaptado de Boger, 2015)

- a. A curva A representa um fluxo idealmente viscoso, ou newtoniano, ou seja, contém uma relação linear entre tensão de cisalhamento e taxa de cisalhamento;
- b. A curva B apresenta um material com comportamento não-newtoniano, conforme o modelo Plástico de Bingham. Esse modelo representa materiais que tem comportamento de corpo rígido até uma tensão cisalhante crítica (tensão limite de escoamento) e, após ultrapassada essa tensão, apresentam uma relação linear entre tensão de cisalhamento e taxa de cisalhamento;
- c. A curva C descreve um comportamento não-newtoniano e pseudoplástico, caracterizados pela diminuição da viscosidade aparente com o aumento da taxa de cisalhamento;
- d. A curva D descreve um comportamento não-newtoniano e dilatante, em que a viscosidade aparente cresce com o aumento da taxa de cisalhamento.

- **Tensão Limite de Escoamento ( $\tau_y$ )**

Autores como Haefeli e Schaerer (1946) observaram que, diferente dos líquidos viscosos ideais, os solos usualmente começavam a escoar apenas após vencida uma tensão limite crítica (tensão limite de escoamento), implicando que a teoria de Bingham era mais apropriada para descrever o comportamento reológico dos solos do que a teoria do escoamento viscoso de Newton. Tal hipótese foi posteriormente demonstrada por Geuze e Tan (1953), sendo complementada por Vyalov (1959) com a consideração de não linearidade entre a taxa de escoamento e a tensão aplicada.

Talvez o parâmetro mais relevante para a caracterização de um material com comportamento não-newtoniano, seja a tensão limite de escoamento que é definida como a tensão cisalhante crítica que deve ser excedida antes que o material apresente deformações irreversíveis, entrando em fluxo. Abaixo da tensão limite de escoamento, o material tem comportamento elástico.

É importante destacar que a tensão limite de escoamento não é uma propriedade intrínseca do material. Seu valor depende das condições da amostra, como temperatura, pH, concentração, entre outros, assim como as condições do ensaio para obtê-la, como do instrumento utilizado (reometria rotacional ou oscilatória) e, a depender do tipo de ensaio, do modelo matemático

considerado para a curva de ajuste de interpretação dos resultados, como por exemplo o Modelo de Bingham, de Casson ou de Herschel-Bulkley (Mezger, 2014).

Além disso, é importante dar destaque ao fato de que a transição entre a faixa de deformação elástica e a faixa de fluxo para os materiais nem sempre ocorre de forma clara, mas sim como uma mudança gradual na inclinação da curva da taxa de cisalhamento dependente da tensão,  $\dot{\gamma}(\tau)$ . Nesse caso, é melhor caracterizar o comportamento não-newtoniano a partir de uma faixa limite de escoamento e não como um valor único de tensão limite de escoamento (Mezger, 2014).

- **Curvas de Viscosidade – Comportamento Pseudoplástico e Dilatante**

Ainda considerando os materiais com comportamento não-newtoniano, dois comportamentos típicos podem ser descritos: pseudoplástico e dilatante.

Os materiais que apresentam um comportamento pseudoplástico quando exibem uma redução de sua viscosidade aparente com o aumento da taxa de cisalhamento (Figura 1.6). Sua viscosidade é então uma função do grau da carga cisalhante aplicada (taxa de cisalhamento ou tensão de cisalhamento).

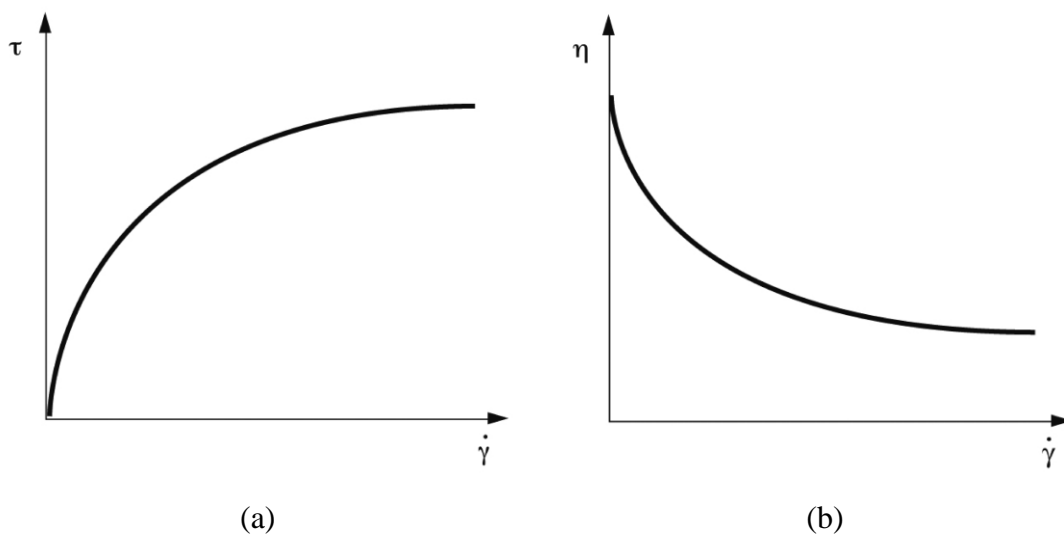


Figura 1.6 - Curvas de fluxo (a) e de viscosidade (b) de um material com comportamento Pseudoplástico  
(Fonte: MEZGER, 2014)

A Figura 1.7 representa resumidamente as mudanças estruturais que ocorrem em materiais e dispersões que apresentam o comportamento pseudoplástico.

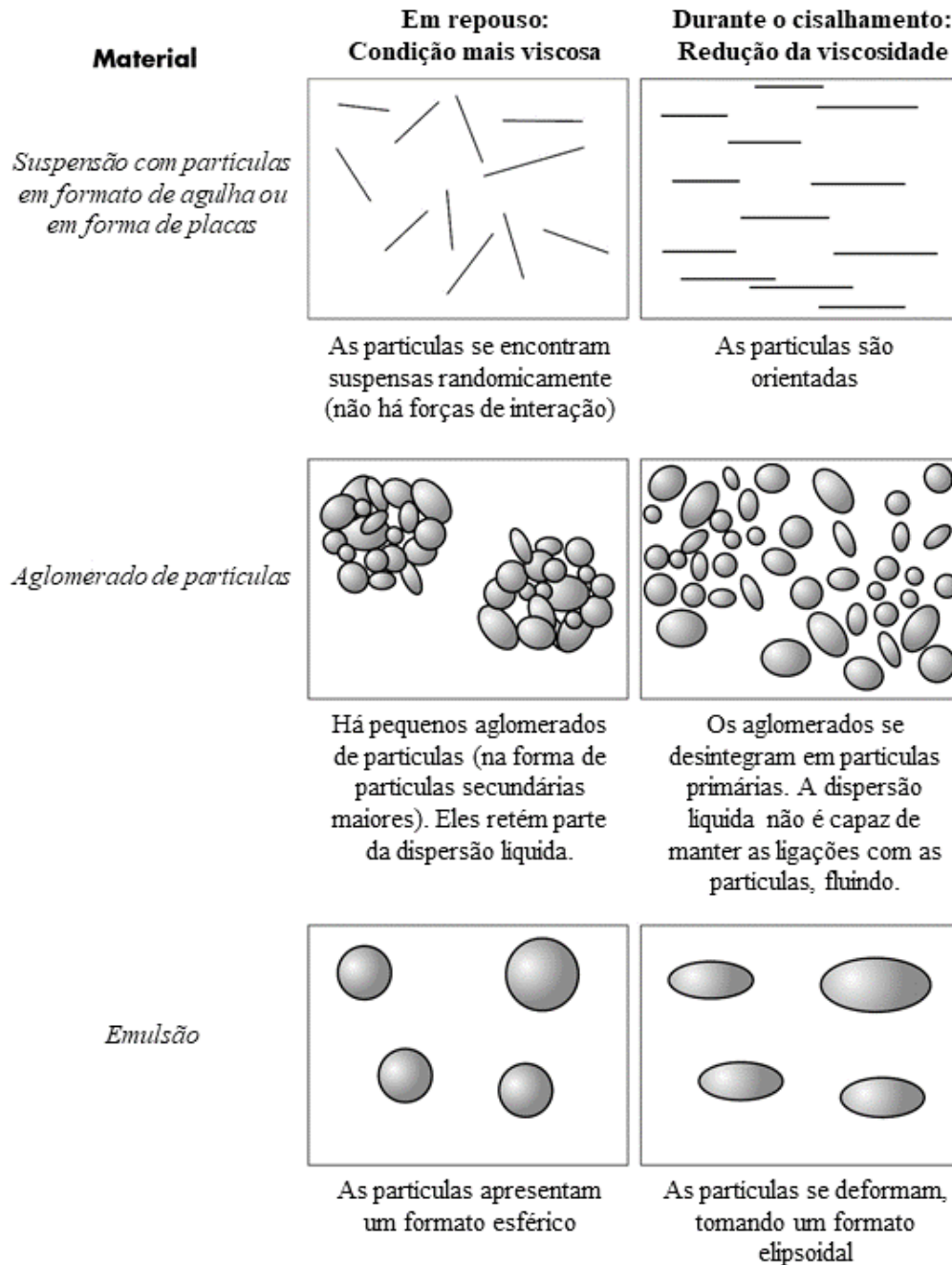


Figura 1.7 - Representação das mudanças estruturais que ocorrem em materiais pseudoplásticos com a redução de sua viscosidade (Fonte: Adaptado de Mezger, 2014)

Já o comportamento dilatante é caracterizado exatamente pelo fenômeno contrário, ou seja, com o aumento da taxa de cisalhamento, o material passa a apresentar um aumento em sua viscosidade aparente (Figura 1.8).

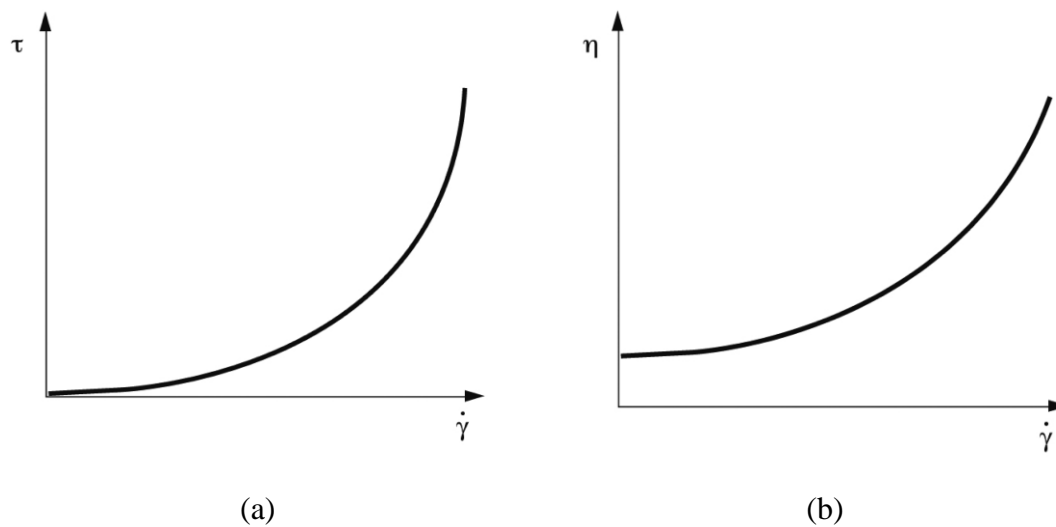


Figura 1.8 - Curvas de fluxo (a) e de viscosidade (b) de um material com comportamento dilatante  
(Fonte: Mezger, 2014)

Mezger (2014) destaca que dispersões com alta concentração de sólidos podem apresentar o comportamento dilatante apenas após atingidos valores elevados de taxa de cisalhamento, de modo que, se avaliado em uma escala logarítmica, será possível observar um comportamento pseudoplástico inicial, seguido por um “pico de dilatância”, quando a curva de fluxo atinge altos valores de taxa de cisalhamento.

Borger *et al.* (2015) esclarece que, em geral, rejeitos industriais apresentam comportamento pseudoplástico atribuído ao alinhamento das partículas no processo de deposição. Contudo, apesar de raro, algumas suspensões minerais podem apresentar comportamento dilatante.

### 1.3.5 Comportamentos Dependentes do Tempo

Os fenômenos descritos no item anterior são caracterizados como não dependentes do tempo. No entanto, frequentemente é observado em solos e rejeitos de mineração um comportamento não-newtoniano mais complexo associado a fenômenos dependentes do tempo. Tais fenômenos ocorrem a partir do realinhamento das partículas do material em uma escala de tempo.



Fenômenos dependentes do tempo podem assumir formas diversas devido às complexas interações entre as partículas dos materiais, ao histórico de tensões, às condições de drenagem e mudanças associadas a fatores climáticos, físicos e bioquímicos (Mitchell *et al.*, 2005).

Dentre os fenômenos importantes dependentes do tempo estudados pela reologia dos geomateriais, é possível citar:

- O desenvolvimento de deformações ao longo do tempo sob uma carga constante, denominado *creep* ou fluência, objeto central do presente trabalho;
- O fenômeno contrário, relaxação ou relaxamento de tensão, que descreve a redução da tensão ao longo do tempo enquanto o material é mantido a um determinado nível de deformação constante;
- A redução da viscosidade aparente do material com o tempo de aplicação de um carregamento a uma taxa de cisalhamento constante, denominada tixotropia;
- O fenômeno contrário, denominado reopexia, descreve o aumento da viscosidade aparente durante a aplicação de um carregamento cisalhante.

Tsugawa *et al.* (2019) descreve que o fenômeno da tixotropia talvez seja o mais conhecido dentro os demais, visto que é um fenômeno presente em diversos materiais reais. Entretanto, destaca que os termos tixotropia e reopexia são frequentemente confundidos com outros efeitos viscoelásticos na mecânica dos solos, sendo erroneamente utilizados para denominar efeitos de envelhecimento do solo. Os autores complementam que a tixotropia, reopexia, fluência e a relaxação são respostas dos solos aos efeitos do tempo e que podem ocorrer de forma associada entre si.

Segundo Feda (1992), a relevância dos fenômenos supracitados, em especial o *creep*, se dá pois os problemas bidimensionais são suplementados por uma terceira dimensão: o tempo. A compreensão dessa variável auxilia no entendimento mais amplo das leis que governam o comportamento mecânico desses materiais.

A magnitude da deformação dependente do tempo varia conforme a resistência da estrutura interna do material. Em solos, a estrutura geralmente é definida pelas dimensões, composição e morfologia dos grãos, arranjo geométrico, formato e magnitude dos poros, estado de tensões e natureza das ligações entre os grãos – os parâmetros de estado, conforme discutido

anteriormente. Além disso, a magnitude desses fenômenos pode apresentar relação diretamente proporcional à plasticidade, atividade, e teor de umidade do solo (Mitchell *et al.*, 2005).

#### **1.4.O FENÔMENO DE CREEP**

O fenômeno de *creep* ou fluência pode ser definido, resumidamente, como a deformação contínua, prolongada e lenta de um material sob uma tensão constante (Tsugawa *et al.*, 2019).

Havel (2004) descreve que em 1910 foi construído por Frontar, na França, o primeiro equipamento de ensaio de laboratório que permitia avaliar o adensamento unidimensional. Anos depois, em 1919, a Comissão Geotécnica Sueca executou o primeiro ensaio de adensamento unidimensional em um solo argiloso ao “expulsar” a água do solo, envolto por camadas de areia em ambos os lados da amostra – método esse que foi usado como a base para o desenvolvimento do equipamento de adensamento edométrico por Terzaghi.

Terzaghi foi responsável por publicar, em 1923, o trabalho pioneiro sobre o comportamento tensão-deformação durante o adensamento unidimensional, com a teoria clássica do adensamento. Entretanto, apesar de ser amplamente utilizada na engenharia prática desde então, a teoria do adensamento de Terzaghi partia de diversas premissas e simplificações e ainda não incorporava a contribuição do adensamento secundário.

Em 1936, os autores Gray e Buisman observaram experimentalmente mudanças no volume do solo que não resultam apenas da remoção de água dos poros do meio, mas de uma deformação do esqueleto sólido do solo. Complementarmente, os experimentos de Buisman (1936) indicaram que o processo de *creep* volumétrico nos solos se desenvolve no longo prazo e pode ser descrito por uma relação logarítmica. Hvorslev (1937), na tentativa de aplicar os conceitos de viscosidade ideal de Newton aos solos, descreveu um dos primeiros ensaios de fluência utilizando ensaios de cisalhamento por torção, em um equipamento que ele denominou de *ring shear apparatus*.

Em 1939, Pokrovsky (1939, *apud* Vyalov, 1986) realizou uma série de ensaios de adensamento com amostras saturadas com diferentes alturas e observou que a duração da deformação não se alterava entre os ensaios, ou seja, a altura da amostra não tinha influência significativa no tempo

de adensamento, o que contradizia a teoria clássica de Terzaghi. Taylor e Merchant então reavaliaram a teoria clássica do adensamento unidimensional, incorporando uma nova parcela denominada adensamento secundário, que caracterizaram como sendo a parcela referente à deformação prolongada do esqueleto sólido do solo.

Em 1950, Terzaghi mostrou a existência de uma relação entre o *creep* e a instabilização. Ao descrever os deslocamentos que precedem a instabilização, sugeriu que muitos deslizamentos ocorriam por uma diminuição da razão da resistência ao cisalhamento até que o fator de segurança atingisse a unidade. A partir desse ponto, os deslocamentos começam a acelerar drasticamente até que ocorra uma ruptura do talude. Segundo o autor, o deslocamento total por *creep* antes da ruptura é relacionado à espessura da zona de cisalhamento –zona ao redor da superfície de ruptura na qual o estado de tensão se aproxima da envoltória de ruptura. Se a zona for delgada, os deslocamentos que precedem a ruptura podem ser na escala de milímetros. Se for mais espessa dentro de um material homogêneo, então o talude pode sofrer deslocamentos na escala de metros antes que a ruptura ocorra.

Quanto ao estudo da fluência como um fenômeno reológico, Vyalov (1986) descreve que a formação da reologia dos solos como um novo ramo do conhecimento foi iniciada em 1953, na 3ª Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, em Zurique, na Suíça. Na conferência o autor R. Haefeli, relatando sobre a fluência de solos, neve e gelo, reforçou o ponto de que mais progressos na mecânica dos solos seriam inseparáveis do sucesso obtido na investigação da fluência, porque a deformação da fluência estava presente, explícita ou implicitamente, em todos os principais processos com os quais a mecânica dos solos abordava à época. Desde então, uma série de estudos foram desenvolvidos nessa linha de pesquisa, sendo esse histórico descrito nos trabalhos de Vyalov (1986), Fedá (1992) e Havel (2004).

#### **1.4.1 Teoria do Adensamento Unidimensional**

A teoria do adensamento unidimensional, proposta por Terzaghi, descreve o adensamento como um processo gradual de redução de volume de uma camada de solo saturada e de baixa permeabilidade devido à drenagem da água intersticial, até a completa dissipação do excesso de poropressões induzido pela ação de um carregamento externo imposto ao solo.

Para isso, Terzaghi, apresentou algumas hipóteses simplificadoras a serem consideradas para a dedução da teoria, sendo elas:

- i. O solo é homogêneo ao longo de toda a camada;
- ii. A camada do solo se encontra na condição saturada;
- iii. As partículas sólidas e a água são incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- iv. As deformações do solo são consideradas infinitesimais em relação a espessura da camada compressível, de forma que esta é considerada constante;
- v. O adensamento é unidimensional;
- vi. O fluxo de água é unidirecional;
- vii. O fluxo de água é governado pela Lei de Darcy;
- viii. As propriedades do solo não variam no processo do adensamento (condutividade hidráulica e parâmetros de compressibilidade se mantêm constantes);
- ix. O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

A partir das hipóteses simplificadoras, Terzaghi e Frölich (1936) desenvolveram a equação fundamental do adensamento (Equação 8), que permite calcular a distribuição do excesso de poropressão ( $u$ ) em um ponto qualquer no interior de uma camada de solo, para qualquer instante de tempo ( $t$ ), sujeito a um processo de adensamento unidimensional,

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (8)$$

sendo  $c_v$  o coeficiente de adensamento, que reflete características do solo (como permeabilidade, porosidade e compressibilidade), segundo a Equação (9).

$$c_v = \frac{k(1 + e)}{a_v \gamma_w} \quad (9)$$

em que  $k$  é a condutividade hidráulica do meio homogêneo,  $e$  é o índice de vazios,  $a_v$  caracteriza o coeficiente de compressibilidade do solo e  $\gamma_w$  é o peso específico da água.

A solução da Equação (8) depende das condições de contorno iniciais de drenagem e apresenta soluções distintas para condição de drenagem simples (presença de camada drenante em apenas uma extremidade da amostra) ou drenagem dupla (presença de camada drenante no topo e base da amostra).

O principal ensaio utilizado desde então para avaliar o adensamento unidimensional é o ensaio edométrico. Nesse ensaio, uma amostra de solo é colocada no interior de um anel rígido, que contém a expansão lateral do corpo de prova. Além disso, o corpo de prova é saturado e mantido entre duas pedras porosas, responsáveis por facilitar sua drenagem. Uma carga axial é aplicada no corpo de prova e a compressão é medida por um extensômetro micrométrico, de modo que durante o ensaio é feita a aplicação de tensões em estágios sucessivos, aumentando gradualmente, até a estabilização total das deformações. No Brasil as orientações para execução do ensaio são descritas em NBR 16853 (ABNT, 2020).

Nesse contexto, Terzaghi representou os resultados dos ensaios de adensamento através de curvas, denominadas curvas de adensamento, que indicam a variação do índice de vazios da amostra ( $e$ ) em relação à tensão ( $\sigma'$ ) ao final de cada estágio de carregamento e descarregamento durante o ensaio, conforme Figura 1.9.

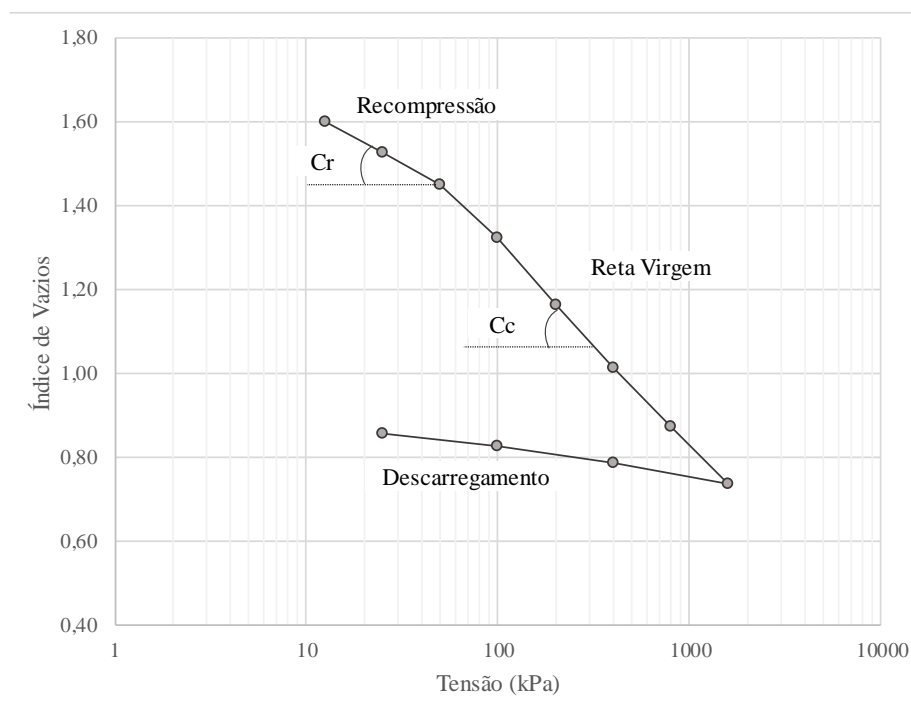


Figura 1.9 - Curva típica de adensamento

Quando observamos a curva de adensamento do solo, percebemos um trecho inicial (curva de recompressão), que precede o trecho de relação linear entre o índice de vazios e a tensão efetiva (reta de compressão virgem). Esse fenômeno ocorre devido à tensão de pré-adensamento do solo. Como os solos possuem um comportamento não-elástico, eles apresentam uma espécie de memória de carga. Um elemento de solo em campo, a uma determinada profundidade, se encontra submetido a uma tensão efetiva menor ou igual a máxima passada em sua história geológica. Isso leva a duas definições básicas com base no histórico de tensão:

- **Sobreadensadas**, cuja tensão efetiva atual é inferior à tensão a qual o solo tenha sofrido no passado (tensão de pré-adensamento);
- **Normalmente adensada**, cuja tensão efetiva atual é a tensão máxima à qual o solo foi submetido em sua história geológica.

Uma vez estabelecida a pressão de pré-adensamento, é possível definir a razão de sobreadensamento do solo, ou *overconsolidation ratio* (OCR), pela relação que se segue.

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'} \quad (10)$$

sendo  $\sigma'_c$  a tensão de pré-adensamento de um corpo de prova e  $\sigma'$  a tensão efetiva vertical a qual o elemento de solo se encontra exposto, de modo que um OCR igual à unidade indica um solo normalmente adensado e OCR superior a um é indicativo de um solo sobreadensado.

#### 1.4.2 A Fluência na Abordagem Unidimensional

A teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi e Frölich (1936) foi amplamente consolidada na mecânica dos solos e na prática da engenharia, dada a sua simples aplicação. Entretanto, a teoria do adensamento unidimensional apresenta diversas limitações em sua aplicação prática, dentre elas, a representação de: efeitos tridimensionais, heterogeneidade do solo, lentes de areia, anisotropia ou fluxo horizontal, além da não consideração da contribuição do adensamento secundário.

O adensamento secundário, representado no ensaio edométrico conforme curva indicada na Figura 1.10, se dá pela continuação da mudança de volume que começou no adensamento primário, porém em taxas menores, diferenciando-se, entretanto, por ocorrerem sob tensões efetivas constantes. Em outras palavras, no final do adensamento primário, isto é, após a dissipação total do excesso de poropressão da água, é observado ainda um recalque residual possivelmente induzido por um ajuste plástico de tecidos do solo. O recalque por adensamento secundário tem grande relevância principalmente para solos orgânicos e inorgânicos altamente compressíveis.

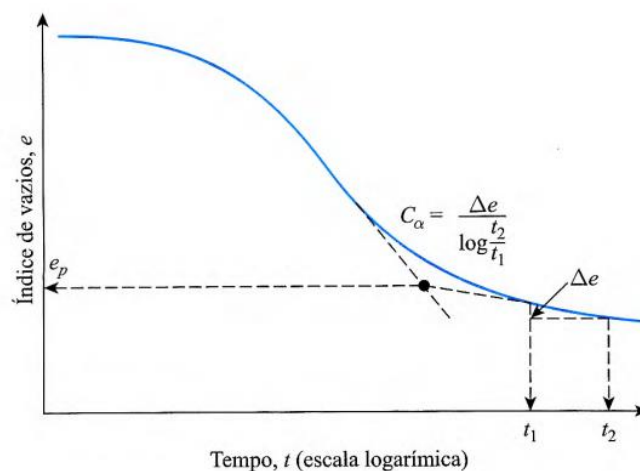


Figura 1.10 - Curva de Adensamento – Adensamento Secundário  
(Fonte: Adaptado de Das, 2014)

Sendo um dos autores pioneiros na descrição da teoria do adensamento secundário, Buisman (1936) verificou a partir de ensaios de adensamento de longa duração que a teoria clássica do adensamento não era suficiente para justificar os resultados em algumas amostras de solo mole. O autor observou que, ao continuar o ensaio de adensamento sob carga constante até que uma baixa velocidade fosse atingida, os resultados do ensaio indicavam uma composição entre os efeitos da aplicação direta da carga, além de efeitos secundários associados ao fator tempo.

Com base nesses ensaios, o autor propôs a Equação (11) para descrever a deformação à fluência ( $\mathcal{E}$ ), observada na amostra sob tensão efetiva constante:

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log \left( \frac{t_c + t'}{t_c} \right), \text{ para } t' > 0 \quad (11)$$

em que  $\mathcal{E}_c$  é a deformação ao final do adensamento,  $t_c$  o tempo ao final do adensamento primário,  $t'$  é a diferença entre o tempo medido desde o início do carregamento e  $C_B$  é uma constante do material.

Em 1942, Taylor introduziu a chamada Hipótese B. Sua teoria assumia que, para um dado nível de carregamento constante, o adensamento secundário ocorreria devido à resistência plástica do material, se desenvolvendo apenas após a finalização do adensamento primário. Assim, após aumentar o carregamento para uma tensão superior e constante, a deformação sofrida pelo solo poderia ser representada por uma soma entre as parcelas de adensamento primário, devido ao acréscimo de carga, e de adensamento secundário, devido ao efeito do carregamento anteriormente aplicado. Nesse caso, a tensão total efetiva ( $\sigma'$ ) pode ser representada conforme a Equação (12).

$$\sigma' = \sigma_g + \sigma_b + \sigma_{vr} \quad (12)$$

em que  $\sigma_g$  é a tensão devido a parcela estática (tensão no esqueleto sólido do solo ao final do adensamento primário) e  $\sigma_b$  e  $\sigma_{vr}$  são tensões plásticas, governadas pelo adensamento secundário, representando, respectivamente, a parcela de resistência plástica e resistência estrutural viscosa.

Complementarmente, Bjerrum (1967) propôs um modelo para descrever o comportamento do esqueleto sólido do solo após o efeito de dissipação das poropressões que ocorria durante o adensamento do material. Seu modelo consiste em duas parcelas: adensamento “instantâneo”, que ocorre devido ao aumento da tensão efetiva, levando a redução do índice de vazios até que uma condição de equilíbrio seja alcançada e a estrutura do solo se estabilize, e um adensamento “tardio”, descrito pela redução do volume sob uma tensão efetiva constante. A Figura 1.11 apresenta esquematicamente um paralelo entre a definição de adensamento feita por Bjerrum em comparação ao adensamento primário e secundário.



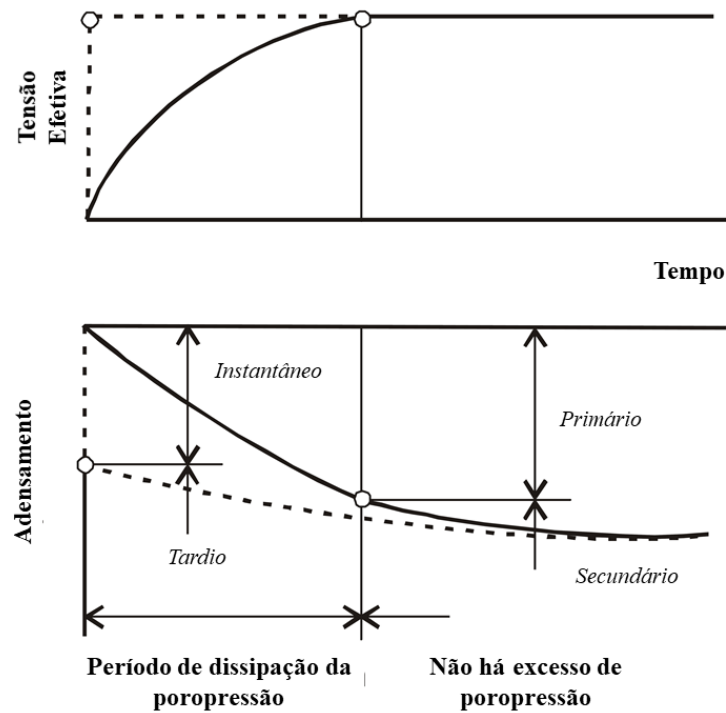


Figura 1.11 - Definição esquemática do modelo de compressão de Bjerrum  
(Fonte: adaptado de Havel, 2004)

Segundo a teoria de Bjerrum, a parcela de deformação relacionada ao adensamento “tardio” induzia o solo ao sobreadensamento, ou seja, para cargas adicionais que fossem inferiores ao valor crítico, a deformação “instantânea” seria limitada a uma compressão elástica.

Com base nisso, Garlanger (1972) complementou o modelo de Bjerrum (1967) a partir de um modelo matemático para descrever um modelo tensão-deformação, análogo à Equação (4), porém em função do índice de vazios ( $e$ ), conforme Equação (13).

$$e = e_c - C_\alpha \log \left( \frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right) \quad (13)$$

em que  $e_c$  é o índice de vazios ao final do adensamento,  $e_0$  o índice de vazios inicial,  $\tau_c$  é um fator dependente do adensamento e da geometria do ensaio e  $C_\alpha$  coeficiente de adensamento secundário. As Equações (11) e (13) são iguais quando  $t_c = \tau_c$ .

Destaca-se que o  $\tau_c$  não apresenta sentido físico associado, sendo um fator dependente do adensamento e da geometria do ensaio. O fator  $\tau_c$  e  $\mu^*$  podem ser obtidos a partir do modelo

experimental de Janbu, conforme indicado na Figura 1.12. A demonstração do modelo matemático de Janbu pode ser consultada em detalhe no trabalho acadêmico *Creep in Soft Soils*, de Havel (2004).

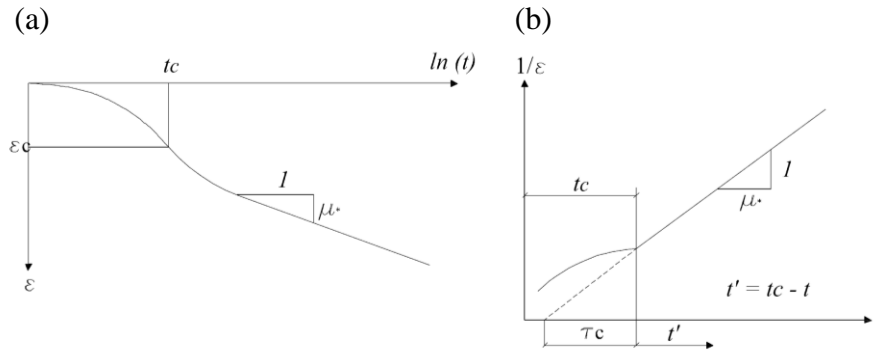


Figura 1.12 - Em (a) curva de deformação por creep versus  $\ln(t)$  e (b) ajuste linear do inverso da deformação por creep versus tempo  
(Fonte: Adaptado de *PLAXIS 2D, Material Models*, 2021)

O coeficiente de adensamento para a avaliação do adensamento secundário pode ser definido como uma razão entre a variação do índice de vazios ( $\Delta e$ ) no tempo ( $t_1$  e  $t_2$ ) para um determinado incremento de carga, conforme a Equação (14).

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log \left( \frac{t_2}{t_1} \right)} \quad (14)$$

Outra relação para descrever o fenômeno foi estabelecida por Butterfield (1979), sendo:

$$\varepsilon^H = \varepsilon_c^H - \mu^* \ln \left( \frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right), \text{ para } t' > 0 \quad (15)$$

em que  $\varepsilon^H$  é a deformação logarítmica e  $\varepsilon_c^H$  a deformação durante a fase de adensamento primário. O índice de fluência modificado,  $\mu^*$ , descreve a compressão secundária por incremento logarítmico de tempo.

No contexto da disposição de rejeitos, Znidarcic (2015) descreve como premissa básica da teoria de *creep* que a relação entre o índice de vazios e as tensões efetivas não é única, mas depende de uma taxa de variação do índice de vazios ou do tempo em que o material é submetido a um certo nível de tensão efetiva, sendo essa a principal diferença para a teoria de adensamento não linear clássica.

No que condiz à influência do adensamento primário em depósitos de rejeitos, Znidarcic (2015) destaca que já foram incorporados na prática da engenharia modelos numéricos e ensaios laboratoriais e de campo que dão previsões razoáveis de seu desempenho em campo. Todavia, é esperado que os rejeitos continuem se deslocando e apresentando redução de volume após o fechamento da estrutura, causando deformações adicionais no longo prazo.

Znidarcic (2015) também observa a influência do *creep* nos estágios iniciais do adensamento, impactando diretamente na perda precoce de água do meio, o que afeta o comportamento da camada superficial do rejeito, suas condições de secagem, e, conseqüentemente, o desenvolvimento da resistência ao cisalhamento e as condições de trafegabilidade sobre camada, sendo tal consideração amplamente relevante para a atividade mineradora.

### **1.4.3 Curvas Típicas e as Fases da Fluência**

Segundo Tsugawa *et al.* (2019), dentre os diferentes tipos de resposta ao *creep* de materiais viscoelásticos pode-se destacar dois comportamentos usuais.

No primeiro exemplo (Figura 1.13 - a) após a aplicação de uma tensão cisalhante constante ( $t_0$ ), parte da deformação sofrida pelo material ocorre de forma instantânea ( $0$  a  $\gamma_0$ ), sendo observado em seguida um aumento gradual da deformação com o passar do tempo ( $\gamma_0$  a  $\gamma_1$ ) até que se atinja um valor máximo ( $\gamma_1$ ). Quando a tensão é cessada ( $t_1$ ), parte da deformação é recuperada imediatamente (porção elástica) e parte é recuperada com o passar do tempo. Entretanto, a deformação causada pelo *creep* nem sempre é completamente recuperada.

O segundo exemplo (Figura 1.13 - b) apresenta um comportamento similar, porém quando a tensão é cessada ( $t_1$ ) apenas a porção da deformação elástica é recuperada, de modo que as deformações causadas durante o fenômeno originam deformações irreversíveis.

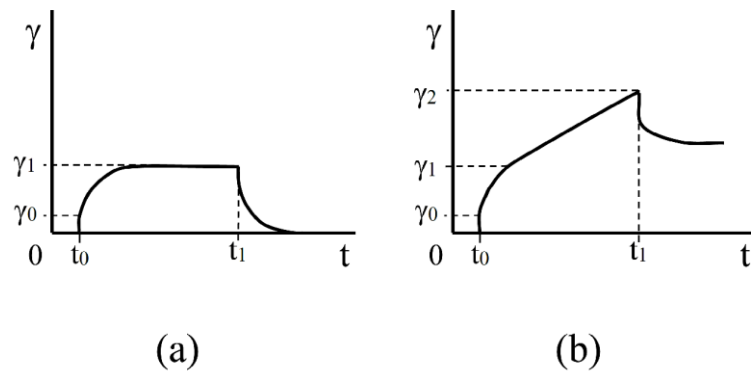


Figura 1.13 - Curvas típicas de *creep* – Deformação *versus* tempo sob tensão constante  
(Fonte: Adaptado de Tsugawa *et al.*, 2019)

Mitchell *et al.* (2005) definem ainda que o aumento na tensão desviadora resulta em um aumento na taxa de *creep* do solo, ou seja, se submetido à níveis de tensão mais elevados o material será induzido ao desenvolvimento de grandes deformações com uma taxa de deformação mais elevada quando comparado a um nível de tensão inferior.

Nos casos mais críticos, o aumento da taxa de deformação pode induzir o solo a uma ruptura por *creep*. A resposta dos solos quanto ao desenvolvimento de tais deformações dependerá de suas propriedades mecânicas, suas condições de estado, a magnitude da carga a qual o solo é submetido e o tempo de exposição a essa carga constante.

A Figura 1.14 apresenta uma relação de curvas de *creep* de um mesmo solo, porém com diferentes níveis de carga cisalhante constantes aplicada a eles ao longo do tempo.

A partir das curvas apresentadas na Figura 1.14, é possível observar que, quanto maior foi o carregamento aplicado ao solo, maior é a taxa de deformação na amostra e, conseqüentemente, menor é o tempo para que essa amostra apresente uma redução de sua resistência, comprometendo sua estrutura e levando o solo à ruptura. Em contrapartida, para o solo em questão, quando submetido a um carregamento inferior ( $\tau_8$ ), após desenvolver as deformações iniciais (deformações majoritariamente elásticas), a curva atinge um patamar de deformação constante, caracterizando um *creep* atenuado, não ocorrendo necessariamente a ruptura do corpo de prova nessas condições.

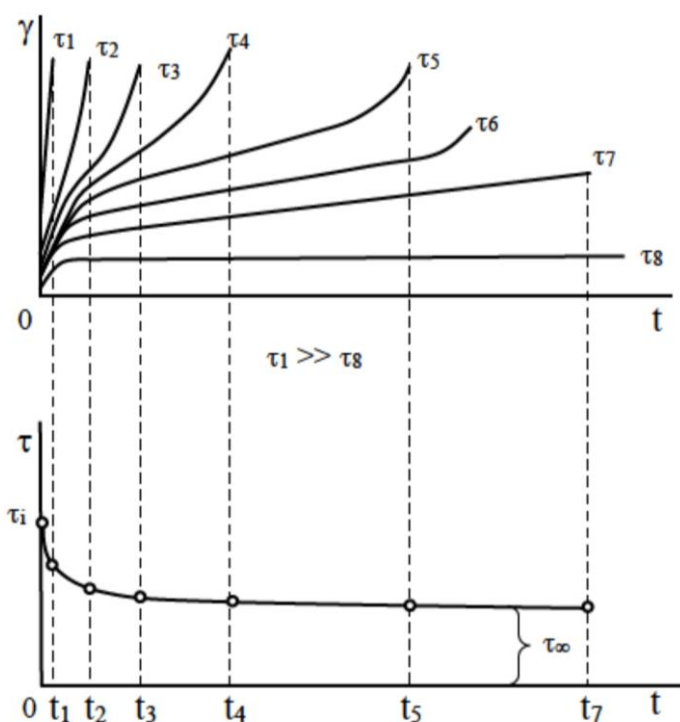


Figura 1.14 - Curvas de creep de um mesmo tipo de solo, porém submetido a diferentes níveis de carga constante  
(Fonte: Adaptado de Tsugawa *et al.*, 2019)

Nesse contexto, a resposta à fluência pode ser diferenciada em três fases, ilustradas na Figura 1.15. As fases da fluência podem ser descritas como:

- i. **Fase Primária ou Transiente:** Usualmente, durante a fase primária do *creep*, ou fase transiente, as deformações iniciais são desenvolvidas instantaneamente, porém, em seguida, a taxa de deformação apresenta uma redução com o passar do tempo;
- ii. **Fase Secundária:** Na fase secundária a taxa de deformação permanece aproximadamente constante e sua magnitude depende diretamente do estado de tensão do meio (Amitrano e Helmstetter, 2006);
- iii. **Fase Terciária:** Por fim, a depender do nível de tensões a qual o material é submetido durante um espaço de tempo, materiais suscetíveis à ruptura por *creep* apresentam na fase terciária um aumento significativo da taxa de deformação, podendo levar ao colapso da estrutura (Vaziri *et al.*, 2010).

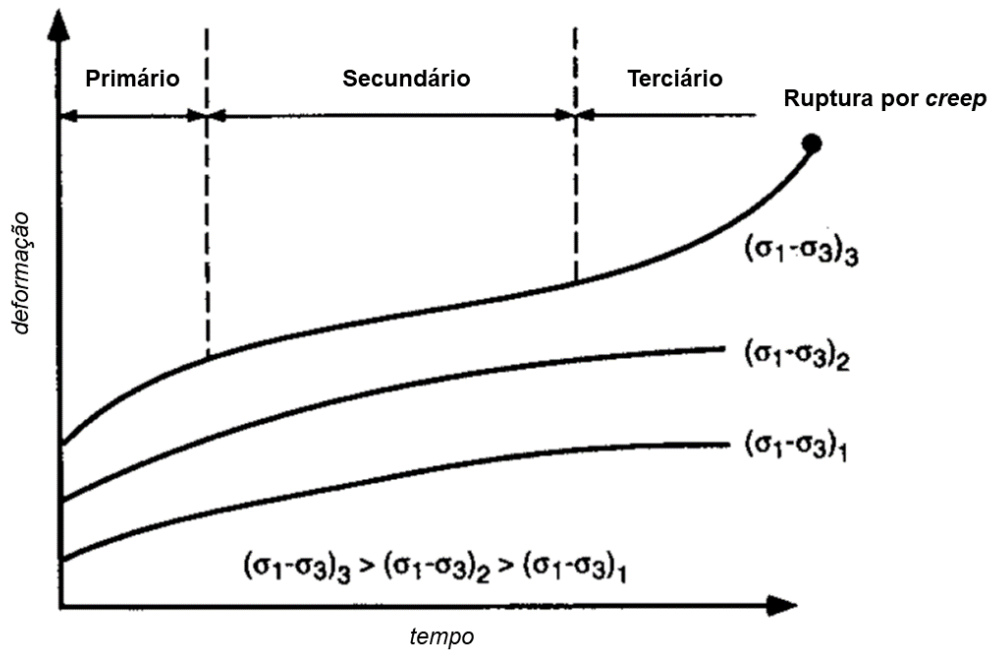


Figura 1.15 - *Creep* sobre tensão constante para diferentes níveis de tensão (Adaptado de Mitchell *et al.*, 2005)

# CAPÍTULO 2

---

## 2.1 ENSAIOS DE REOLOGIA

### 2.1.1 Equipamentos e Tipos de Ensaio

Há dois tipos de aparatos utilizados para aferir a viscosidade dos materiais: viscosímetros e reômetros. Os viscosímetros são aparelhos simples que aferem a viscosidade em função da velocidade ou taxa de cisalhamento controlada durante a execução do ensaio, enquanto os reômetros são aparelhos mais sofisticados que permitem outros testes reológicos, como o teste rotacional, teste de *creep*, teste de relaxação e testes oscilatórios.

Há diferentes tipos de viscosímetros e reômetros com aplicações específicas a depender do material de estudo. Dentre os viscosímetros, utilizados principalmente para avaliar a viscosidade de fluidos, pode-se citar o viscosímetro de orifício, viscosímetro capilar, viscosímetro de pistão e os viscosímetros rotacionais, que medem a viscosidade a partir da quantidade de energia necessária (torque) para rotacionar um fuso ou palheta imerso no fluido.

Já no âmbito da reometria, tanto líquidos quanto sólidos podem ser ensaiados. Dentre os equipamentos de ensaio mais comuns, têm-se os reômetros rotacionais e oscilatórios. Segundo Mezger (2014), os ensaios rotacionais são utilizados para caracterizar o comportamento viscoso do material, enquanto os ensaios de *creep*, relaxação e ensaios oscilatórios permitem a investigação do comportamento viscoelástico do material. A seguir será apresentada uma breve descrição dos ensaios aplicáveis ao trabalho.

### 2.1.2 Ensaio Reológico de *Creep*

Os ensaios de *creep* são utilizados para analisar o comportamento viscoelástico de um material. Segundo Mezger (2014), antes da popularização dos reômetros, os ensaios de *creep* eram a

única forma possível de reproduzir as tensões de cisalhamento extremamente baixas, de modo que, desde 1995, os ensaios de *creep* têm sido utilizados majoritariamente no âmbito acadêmico, principalmente para atingir resultados sob condições extremamente baixas de taxa de cisalhamento – inferior à  $10^{-3} \text{ s}^{-1}$ .

A metodologia mais clássica de execução do ensaio (ensaio de *creep* e recuperação ou “creep-recovery test”) consiste em aplicar uma tensão cisalhante na amostra ( $\tau$ ) que é mantida inalterada por um intervalo de tempo (tempo  $t_0$  a  $t_2$ ) enquanto a deformação ( $\gamma$ ) é registrada. Em seguida, é feito o descarregamento da amostra para a denominada “fase de descanso” ou “fase de recuperação do *creep*”, em que a tensão de cisalhamento é mantida nula por um período (tempo  $t_2$  a  $t_4$ ). As fases de carregamento e descarregamento do ensaio são ilustradas na Figura 2.16-a. Esse ensaio permite registrar as deformações dependentes do tempo ( $\gamma(t)$ ), caracterizando assim a curva de *creep* e de recuperação, conforme Figura 2.16 - b.

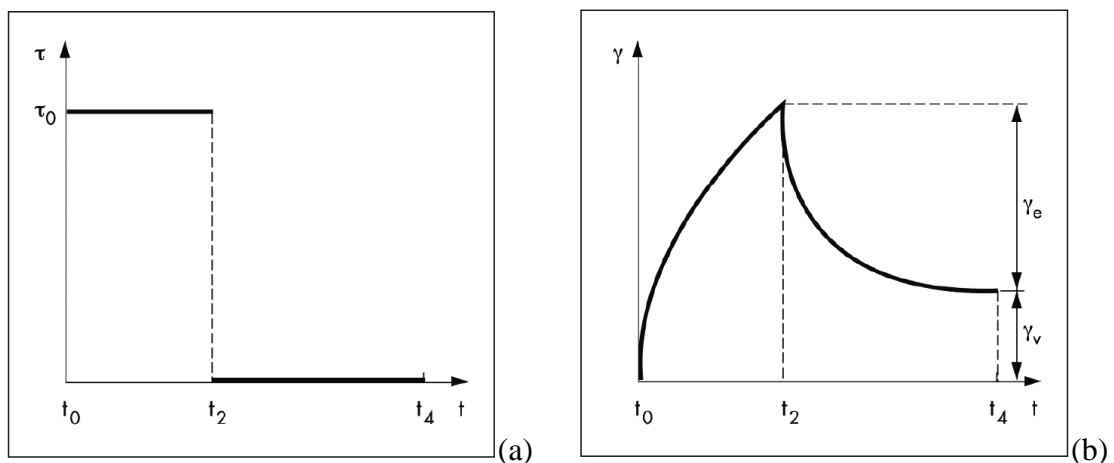


Figura 2.16 - (a) Intervalos de carregamento e descarregamento dos ensaios de *creep* para a determinação da fase de tensão e fase de recuperação. (b) Curva de *creep* e de recuperação  
(Fonte: Mezger, 2014)

A primeira parte da curva, entre os tempos  $t_0$  e  $t_2$ , determina a curva de *creep*, quanto a segunda parcela da curva, entre os tempos  $t_2$  e  $t_4$ , se refere à curva de recuperação do *creep*. A relação entre o pico da curva de *creep* e o patamar de recuperação determinam o coeficiente de recuperação ( $\gamma_e$ ), que estabelece a porção elástica dentro do comportamento viscoelástico do material. Em contrapartida, o valor residual de deformação ( $\gamma_v$ ) caracteriza a porção viscosa.



O caso apresentado na Figura 2.16 - b remete a uma curva de *creep* típica de um material com comportamento viscoelástico. Kelly (2013) descreve que durante a execução desse ensaio tem-se, primeiramente, uma deformação elástica instantânea, seguida por uma deformação crescente com o tempo – conhecida como deformação por fluência ou *creep*. Essa deformação de fluência geralmente aumenta, porém durante esse aumento a taxa de deformação diminui gradativamente, de modo que, eventualmente um estado estacionário de deformação aproximadamente constante é alcançado. Quando o material é submetido a uma etapa de descarregamento, o autor descreve que as deformações elásticas são instantaneamente recuperadas, havendo ainda uma parte da recuperação anelástica, em que a recuperação da deformação se dá com o passar do tempo. E, por fim, pode-se ter deformações permanentes e irreversíveis no material a depender de sua estrutura e comportamento. As fases descritas por Kelly (2013) são apresentadas na Figura 2.17.

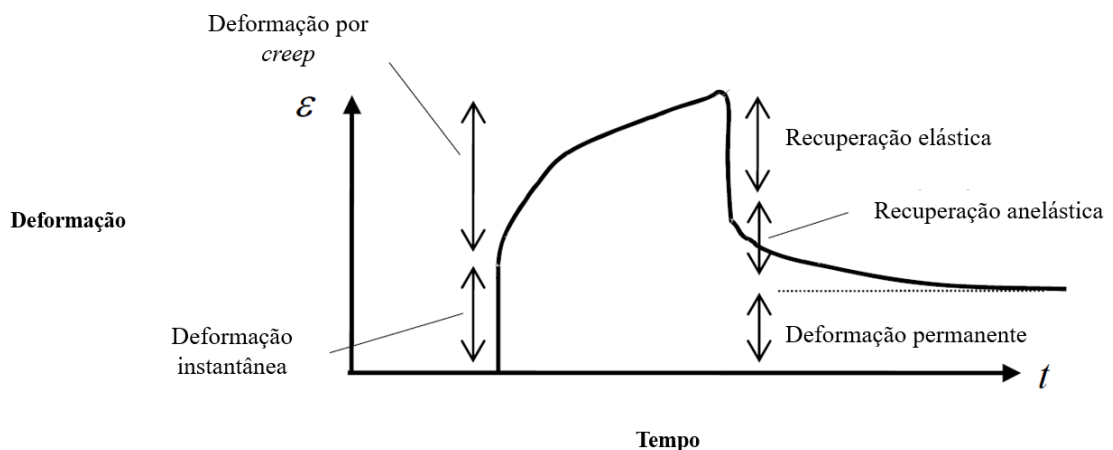


Figura 2.17 - Fases de deformação durante um ensaio de creep e recuperação (“creep-recovery test”)

(Fonte: Adaptado de Kelly, 2013)

A Figura 2.18 apresenta com maior detalhe os parâmetros obtidos nas curvas de *creep* e de recuperação de *creep* para materiais com comportamento viscoelástico.

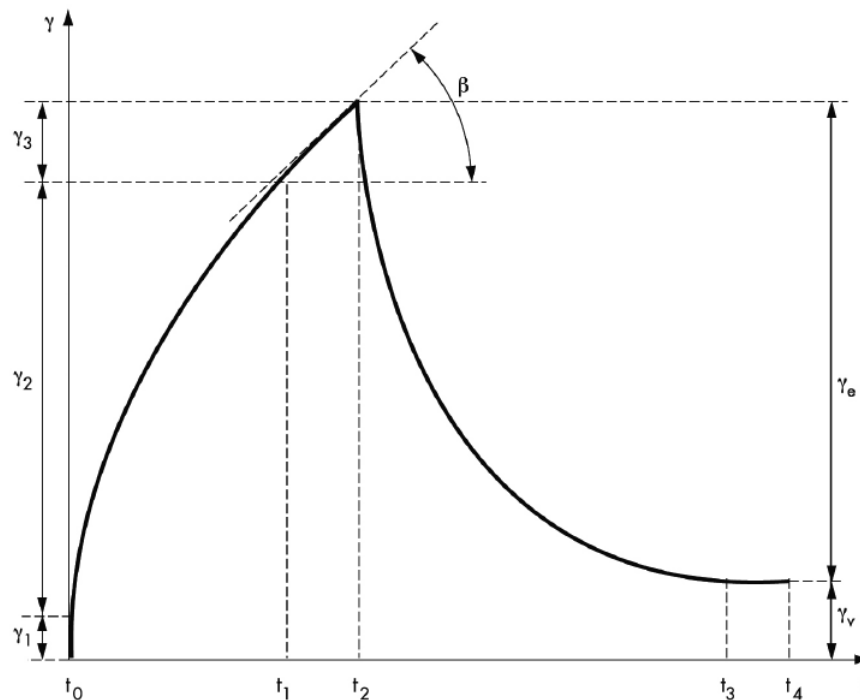


Figura 2.18 - Curva típica de creep e recuperação do creep de um material com comportamento viscoelástico – Parâmetros determinados no ensaio (Fonte: Mezger, 2014)

Mezger (2014) e Bui e Tutuncu (2013) descrevem cada uma dessas parcelas como sendo:

$\gamma_1$ : deformações puramente elásticas que ocorrem imediatamente após o início do ensaio. Essa fase é semelhante ao comportamento de uma mola sob tensão;

$\gamma_2$ : deformações viscoelásticas tardias. Como modelo reológico, é semelhante à combinação paralela de uma mola e um amortecedor (modelo Kelvin-Voigt);

$\gamma_3$ : o último setor da fase de *creep* é a deformação puramente viscosa, após a amostra atingir a condição de cisalhamento estável. Nesse trecho, a curva de *creep* apresenta um ângulo de inclinação constante ( $\beta$ ). Esta parte da curva de fluência é usada para obtenção da viscosidade de cisalhamento nula (“*zero shear viscosity*”);

$\gamma_{máx}$ : deformação máxima ao final da fase de aplicação da tensão de cisalhamento, sendo que  $\gamma_{máx} = \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3 (= \gamma_e + \gamma_v)$ ;

$\gamma_e$ : representa a porção elástica do comportamento viscoelástico na etapa de recuperação do *creep*, quando a tensão de cisalhamento é reduzida abruptamente;

$\gamma_v$ : o último trecho da curva representa a deformação remanescente após a fase de recuperação de *creep* (parcela viscosa). Para amostras altamente elásticas a deformação permanente é pequena, enquanto para amostras com baixa elasticidade a deformação permanente é

significativa. Necessariamente, para materiais puramente elásticos, nenhuma deformação permanente é observada, enquanto para materiais puramente viscosos, nenhuma recuperação da estrutura é observada.

Quando expostos ao teste de *creep* e recuperação, os materiais com comportamento idealmente elástico retornam instantaneamente à condição que se encontravam antes de ser aplicada a tensão cisalhante quando o carregamento é cessado. Já os materiais viscosos ideais se deformam continuamente quando aplicada uma determinada tensão de cisalhamento em um intervalo de tempo, de forma linearmente proporcional à tensão cisalhante aplicada, porém, quando a tensão é retirada, o material não retoma sua condição original, permanecendo irreversivelmente deformado.

É esperado que os solos e rejeitos apresentem um comportamento viscoelástico, sendo que esse comportamento é intermediário entre o comportamento idealmente viscoso ou elástico, ilustrados na Figura 2.19.

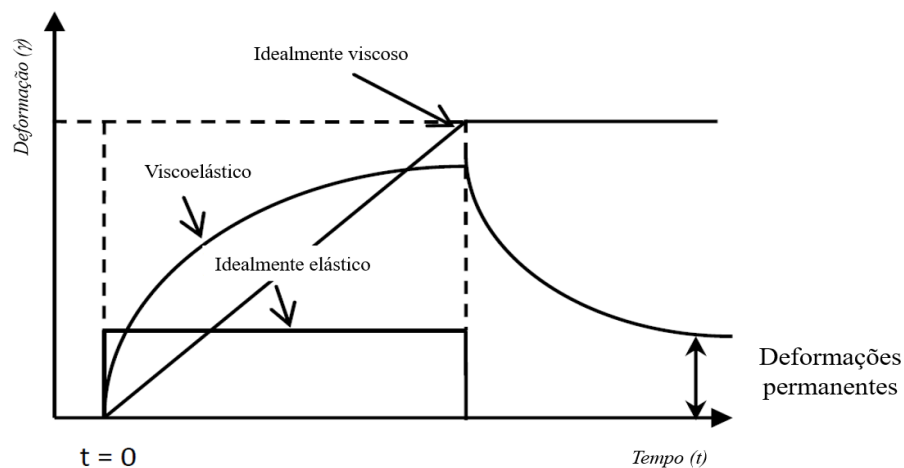


Figura 2.19 - Curva de creep e de recuperação do creep – Materiais com comportamento idealmente viscoso, viscoelástico e idealmente elástico (Fonte: Adaptado de B. T. Bui e A. N. Tutuncu, 2013)

### 2.1.3 Ensaio Reológico Rotacional

O ensaio rotacional é utilizado para determinar o comportamento viscoso de um material a partir de curvas de fluxo e de viscosidade, além de fornecer a tensão limite de escoamento ( $\tau_y$ ). A viscosidade estudada nos ensaios rotacionais é denominada viscosidade dinâmica ( $\eta$ ) e é

estimada segundo a Equação (6), pela relação entre a tensão cisalhante ( $\tau$ ) e a taxa de cisalhamento ( $\dot{\gamma}$ ). Sakano (2022) propõe que o uso de reômetros rotacionais é o mais indicado para suspensões concentradas uma vez que permite a imposição de maiores deformações.

Há dois tipos de ensaio distintos: ensaio com taxa de cisalhamento ou velocidade de distorção controlada (*controlled shear rate* – CSR) e ensaio com a tensão de cisalhamento ou torque controlado (*controlled shear stress* – CSS).

De modo geral, o ensaio CSS é adotado para casos de simulação de fluxo ou de fluência, onde há a reação do material à uma força cisalhante atuante (*creeping*, deslizamentos de encosta, avalanches, entre outros), enquanto o ensaio CSR é geralmente aplicado quando velocidades específicas de fluxo ou processos precisam ser simuladas como, por exemplo, o fluxo em tubulação ou a sedimentação de uma dispersão (Havel, 2004).

Realizado o ensaio rotacional, torna-se possível determinar os principais parâmetros reológicos, como a viscosidade e a tensão limite de escoamento, a partir de modelos matemáticos. Os modelos matemáticos consistem em curvas de regressão que se baseiam nos dados de tensão-deformação ensaiados, sendo as características das curvas resultantes representativas dos parâmetros reológicos.

Segundo Araújo (2007), os modelos matemáticos de Bingham e de Herschel-Bulkley (também chamado de Bingham generalizado) são representativos e podem ser aplicados a materiais classificados como plásticos e pseudoplásticos, como é o caso do rejeito de bauxita.

Em ambos os modelos, se  $\tau < \tau_0$ , o material se comporta como um sólido rígido, apresentando uma estrutura forte e pouco deformável ou com elevada viscosidade. Quando a tensão cisalhante supera a tensão limite de escoamento do material há uma alteração de sua estrutura, de modo que o material passa a se comportar como fluido, apresentando uma queda brusca em sua viscosidade.

A Equação (16) descreve a formulação matemática dos modelos reológicos de Bingham, sendo este um dos modelos reológicos mais triviais e amplamente difundidos.

$$\tau = \tau_0 + \eta \dot{\gamma} \quad (16)$$

em que:  $\tau$  é a tensão cisalhante (Pa);  $\tau_0$  é a tensão limite do escoamento (Pa);  $\eta$  é a viscosidade (Pa.s);  $\dot{\gamma}$  é a Taxa de deformação ( $s^{-1}$ ).

# CAPÍTULO 3

---

## 3.1 MODELOS CONSTITUTIVOS

O objetivo principal em abordar diferentes modelos constitutivos nesse trabalho é demonstrar algumas perspectivas de representação numérica do fenômeno de adensamento, permitindo uma análise comparativa perante a contribuição do tempo e da fluência no regime de deformações do rejeito depositado em um reservatório.

### 3.1.1 Modelo Elastoplástico (Modelo de Mohr-Coulomb)

O modelo elastoplástico, também conhecido como modelo de Mohr-Coulomb, é um modelo constitutivo amplamente conhecido e aplicado em análises de tensão-deformação.

Devido à sua simplicidade, o modelo pode ser utilizado como uma primeira abordagem de simulação do comportamento tensão-deformação de estruturas e materiais geotécnicos, contudo, deve ser utilizado com cautela, uma vez que a maioria dos geomateriais tendem a apresentar um comportamento não linear quando submetidos a alterações em seu estado de tensão.

O modelo apresenta uma combinação entre o comportamento perfeitamente elástico e plástico. A parcela elástica tem como base a lei de Hooke da elasticidade isotrópica, complementada pela parcela do comportamento perfeitamente plástico, que se baseia no critério de ruptura de Mohr-Coulomb. O modelo elastoplástico parte de uma superfície de plastificação ou escoamento fixa, determinada pelos parâmetros de resistência do material, não sendo afetada pelas deformações plásticas do meio (Plaxis, 2021).

Esse modelo constitutivo tem como princípio básico, então, que a deformação total ( $\varepsilon$ ) se dá por meio da somatória entre a contribuição das deformações elásticas ( $\varepsilon^e$ ) e plásticas ( $\varepsilon^p$ ) do sistema, conforme indica a Equação (18).

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (18)$$

A Figura 3.20 apresenta, esquematicamente, a representação simplificada do modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

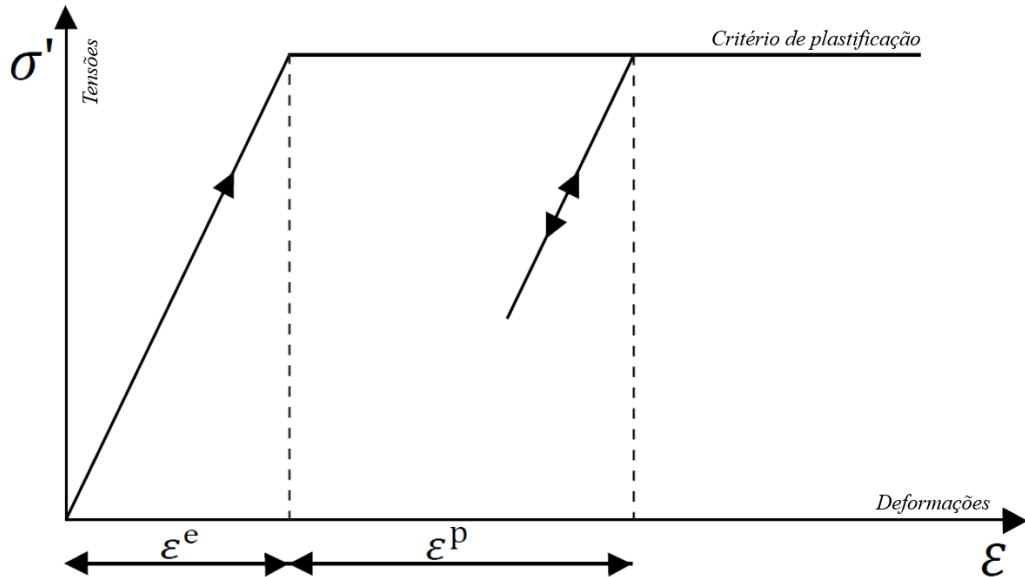


Figura 3.20 - Representação do princípio básico do modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb  
(Fonte: adaptado de Plaxis, 2021)

O critério de plastificação de Mohr-Coulomb trata-se de uma extensão da Teoria de Mohr-Coulomb para estados gerais de tensão, de modo que a teoria é respeitada em qualquer plano dentro de um elemento dos materiais. Os parâmetros que delimitam o critério de plastificação são parâmetros de resistência: ângulo de atrito ( $\phi$ ) e intercepto de coesão ( $c$ ). Para avaliar se ocorre ou não a plastificação, uma função (Equação 19) para caracterizar o fenômeno ( $f$ ) é introduzida, podendo ser representada em termo de tensões principais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ). Assim, a plastificação é determinada quando  $f = 0$ .

$$f = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\text{sen}(\phi) - c \text{cos}(\phi) = 0 \quad (19)$$

No espaço das tensões principais, a função de escoamento da equação anterior, representa uma pirâmide de seção transversal hexagonal irregular em um plano octaédrico, demonstrado na Figura 3.21.

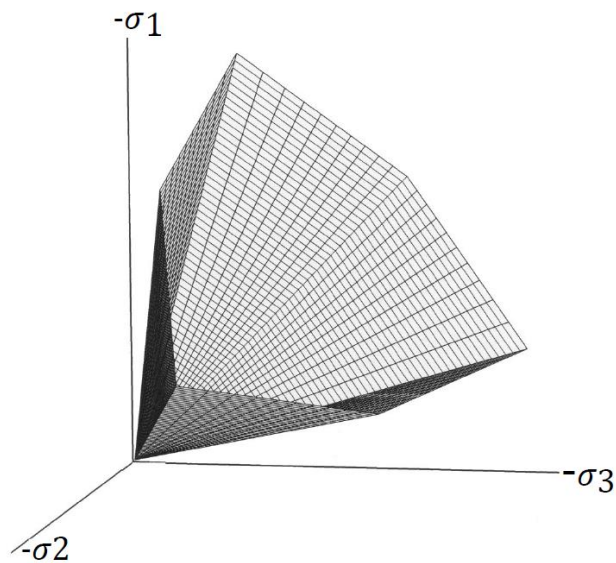


Figura 3.21 - Superfície de escoamento de Mohr-Coulomb em um espaço de tensões principais para um material não coesivo  
(Fonte: Plaxis, 2021)

### 3.1.2 Modelo *Soft Soil* (SS)

Este modelo é descrito no trabalho apenas de forma complementar para a compreensão matemática do modelo *Soft Soil Creep* (SSC), foco do presente estudo.

Aplicável principalmente para solos altamente compressíveis, como argilas normalmente adensadas, o modelo constitutivo *Soft Soil* se baseia em outro modelo amplamente difundido, o *Cam Clay* Modificado. É um modelo do tipo elastoplástico, com endurecimento isotrópico. Esse modelo se difere do *Cam Clay* Modificado pela definição do critério de ruptura, determinada em termos de parâmetros de resistência efetivos,  $c'$  e  $\phi'$  (Mohr-Coulomb), além de não corresponder necessariamente à linha de estados críticos.

Dentre as características do modelo *Soft Soil* (PLAXIS, 2021), pode-se citar:

- Rigidez dependente do nível de tensão;
- Distinção entre o carregamento primário e ciclos de carregamento e descarregamento;
- Memória da tensão de pré-adensamento;
- Critério de ruptura ou escoamento de Mohr-Coulomb;
- O modelo assume que o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) é constante.



No modelo SS, parte-se do princípio de que há uma relação logarítmica entre a variação das deformações volumétricas ( $\varepsilon_v$ ) em relação à tensão média efetiva ( $p'$ ). A Equação (20) descreve essa função em relação à reta de compressão virgem.

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left( \frac{p' + c \cot(\phi)}{p^0 + c \cot(\phi)} \right) \rightarrow \Delta \varepsilon_v = -\lambda^* \ln \left( \frac{p' + c \cot(\phi)}{p^0 + c \cot(\phi)} \right) \quad (20)$$

sendo o parâmetro  $\lambda^*$  o índice de compressibilidade modificado, associado à compressibilidade de um material no carregamento primário.

Já na condição de carregamento e descarregamento isotrópico, formula-se conforme a Equação (21).

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln \left( \frac{p' + c \cot(\phi)}{p^0 + c \cot(\phi)} \right) \rightarrow \Delta \varepsilon_v^e = -\kappa^* \ln \left( \frac{p' + c \cot(\phi)}{p^0 + c \cot(\phi)} \right) \quad (21)$$

Em que  $\kappa^*$  é o índice de recompressão modificado, associado à compressibilidade de um material quando há um descarregamento seguido de um recarregamento. A resposta do solo durante essa etapa é adotada como sendo elástica, representada pelo sobrescrito  $e$ .

A Figura 3.22 apresenta, graficamente, a relação entre a deformação volumétrica e a tensão de cisalhamento, considerando os parâmetros supracitados.

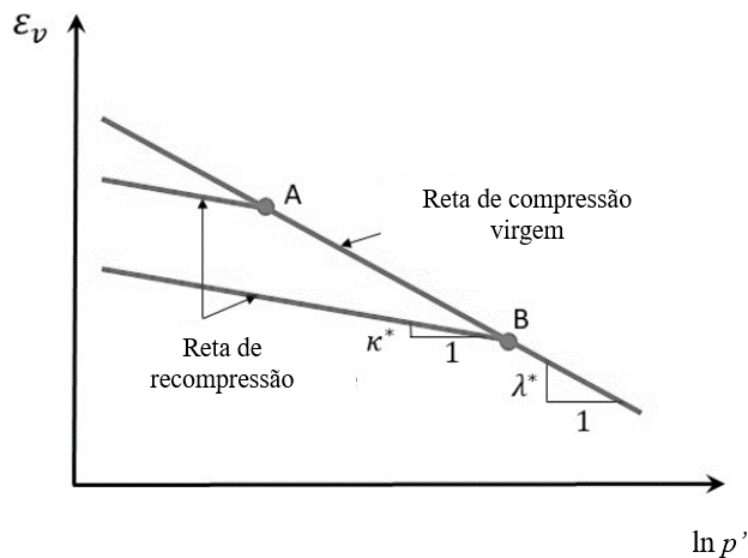


Figura 3.22 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão efetiva (Fonte: adaptado de Plaxis, 2021)

Durante o carregamento primário, na reta de compressão virgem, a tensão de pré-adensamento ( $\sigma_c$ ) aumenta com o aumento de tensões, causando conseqüentemente deformações volumétricas plásticas ( $\varepsilon_v^p$ ), derivando a Equação (22).

$$\Delta\sigma_c = -\sigma_c \frac{\Delta\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*} \quad (22)$$

A superfície de plastificação ou escoamento do modelo *Soft Soil* é dado então por uma elipse, no plano ( $p, \tilde{q}$ ), determinada pela Equação (23) e representada pela Figura 3.23 e Figura 3.24.

$$f = p_{eq} - p_c \quad (23)$$

sendo  $p_{eq}$  uma tensão equivalente definida como:

$$p_{eq} = p + \frac{\tilde{q}}{M^2(p + c \cot(\phi))} \quad (24)$$

em que:

$$p = -\frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad (25)$$

e,

$$\tilde{q} = -[\sigma_1 + (\delta - 1)\sigma_2 - \delta\sigma_3] \quad (26)$$

sendo,

$$\delta = \frac{3 + \text{sen}(\phi)}{3 - \text{sen}(\phi)} \quad (27)$$

E, finalmente, M, que determina a altura da elipse e a inclinação da linha de estados críticos, responsável ainda pela razão entre as tensões horizontais e verticais no adensamento primário unidimensional, conforme a Equação (28).

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1-K_0^{nc})^2}{(1+2K_0^{nc})^2} + \frac{(1-K_0^{nc})(1-2\nu)\left(\frac{\lambda^*}{k^*}-1\right)}{\frac{\lambda^*}{k^*}(1+2K_0^{nc})(1-2\nu) - (1-K_0^{nc})(1+\nu)}}} \quad (28)$$

sendo que o coeficiente  $K_0^{nc}$  é determinado pelo ensaio edométrico, referente ao coeficiente de pressão lateral em uma condição normalmente adensada.

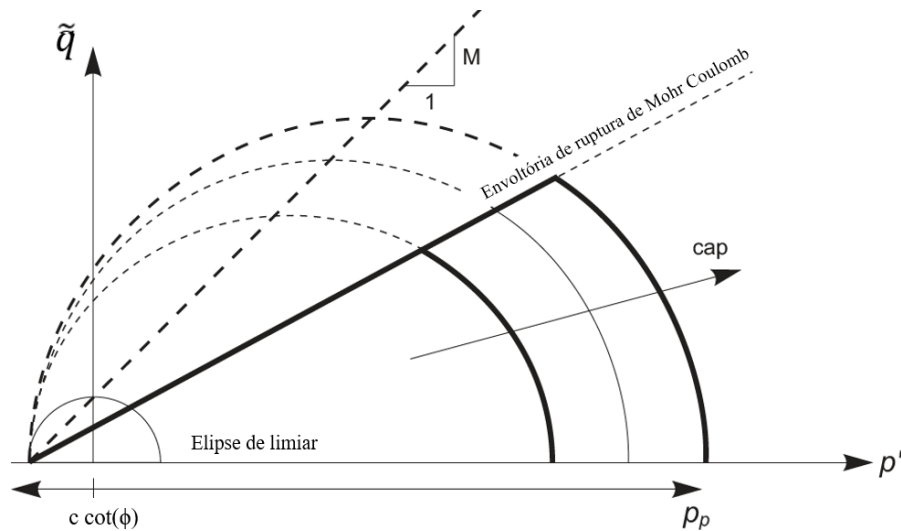


Figura 3.23 - Superfície de plastificação do modelo *Soft Soil* no plano  $p'$ ,  $\tilde{q}$   
(Fonte: Adaptado de Plaxis, 2021)

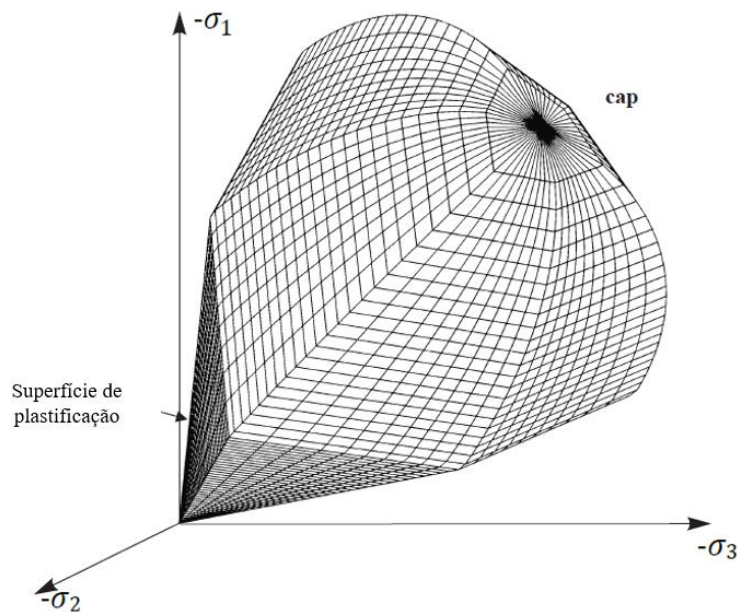


Figura 3.24 - Representação total da superfície de plastificação no modelo *Soft Soil* num espaço de tensões principais  
(Fonte: Plaxis, 2021)

### 3.1.3 Modelo *Soft Soil Creep* (SSC)

A proposta do modelo *Soft Soil Creep* (SSC) é similar ao modelo constitutivo *Soft Soil*. O modelo também é baseado no modelo *Cam Clay*, e considera a conceituação básica descrita no item 3.1.2.

Entretanto, diferente de grande parte dos modelos constitutivos de solos, o SSC se trata de um modelo constitutivo que permite, dentro da teoria da visco-plasticidade, a introdução do fator tempo. É um aspecto interessante uma vez que, no curto prazo, materiais altamente compressíveis apresentam comportamento não drenado quando saturados, gerando excessos de poropressão, mas que no longo prazo são dissipadas, levando ao adensamento do material. Além disso, após a dissipação completa das poropressões, o material ainda pode continuar se deformando devido à fluência ou adensamento secundário. Assim, o modelo pode ser usado em diversas aplicações em solos moles e compressíveis, onde o comportamento dependente do tempo no longo prazo é relevante.

Similarmente ao modelo *Soft Soil*, as principais características deste modelo incluem:

- Rigidez segundo o nível de tensões;
- Distinção entre carregamento primário e descarregamento;
- Registro de tensão de pré-adensamento;
- Critério de ruptura de acordo com o modelo de Mohr Coulomb;
- Consideração do adensamento secundário dependente do tempo.

A principal premissa considerada nesse modelo de comportamento à fluência é de que as deformações elásticas são instantâneas, enquanto as deformações plásticas são de natureza viscosa (deformações viscoplásticas) e irão se desenvolver ao longo do tempo, sobre uma determinada taxa (PLAXIS, 2021). A Figura 3.25 apresenta a envoltória de plastificação e a superfície de cedência do modelo *Soft Soil Creep*.

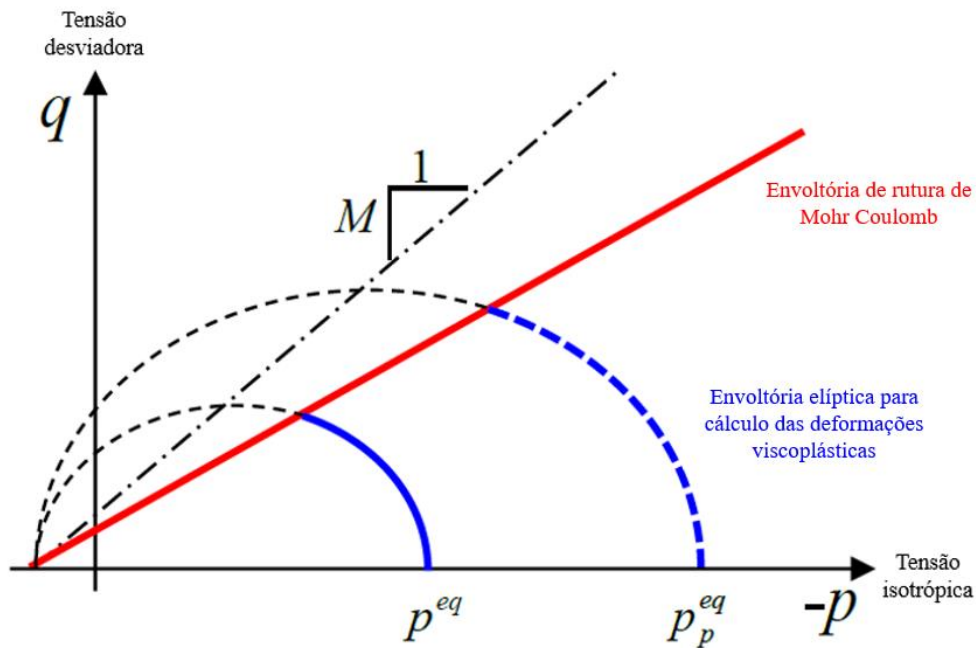


Figura 3.25 - Envoltória de plastificação e superfície de cedência do modelo *Soft Soil Creep*

Sendo assim, os parâmetros necessários para *input* do modelo constitutivo supracitado incluem os parâmetros de resistência do material, ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) e intercepto de coesão efetiva ( $c'$ ), e os parâmetros de compressibilidade, obtidos a partir do ensaio edométrico, tensão de pré-adensamento do solo (OCR), índices de compressibilidade modificado ( $\lambda^*$ ) e de recompressão modificado ( $\kappa^*$ ), além do índice de fluência modificado ( $\mu^*$ ).

A relação entre o índice de compressibilidade modificado ( $\lambda^*$ ) e de recompressão modificado ( $\kappa^*$ ) em relação ao índice de compressibilidade ( $C_c$ ) e índice de recompressão ( $C_R$ ) se dá conforme as Equações (29) e (30). Já o índice de fluência modificado ( $\mu^*$ ) é dado pela Equação (31).

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} = \frac{C_c}{2,3 (1 + e_0)} \quad (29)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0} \approx \frac{C_R}{2,3 (1 + e_0)} \quad (30)$$

$$\mu^* \approx \frac{C_\alpha}{2,3 (1 + e_0)} \quad (31)$$

sendo que  $\lambda$  e  $\kappa$  denotam os índices de compressão e recompressão do modelo Cam-Clay em condição isotrópica e  $e_0$  o índice de vazios inicial (Plaxis, 2021).

Waterman (2011) descreve que para modelar adequadamente o comportamento à fluência é necessário caracterizar uma condição inicial ( $t = 0$ ) a partir do índice de fluência modificado ( $\mu^*$ ) e da tensão de pré-adensamento do solo (OCR). A partir desse estágio inicial, a taxa de fluência no tempo é definida pela combinação dos parâmetros  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$ , de modo que, a variação do volume devido ao *creep* em um período ( $\Delta t$ ) seja determinada segundo a Equação (32).

$$\Delta \varepsilon_v^c = \mu^* \ln \left[ 1 + \Delta t \left( \frac{p^{eq}}{p_p} \right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \right] \quad (32)$$

em que:

$\Delta \varepsilon_v^c$  é a variação de volume devido à fluência;

$p^{eq}$  é uma nova tensão equivalente ao longo de um elipsóide no domínio da tensão principal;

$p_p^{eq}$  é uma tensão de pré-adensamento equivalente, proporcional à tensão de pré-adensamento unidimensional.

# CAPÍTULO 4

## 4.1 MATERIAIS E MÉTODOS

Para investigar o comportamento tensão-deformação associado à formação de um depósito de rejeito oriundo do beneficiamento da bauxita, com foco específico no desenvolvimento do *creep*, realizou-se uma caracterização reológica do material seguida de uma modelagem numérica do fenômeno a partir de resultados de ensaios de adensamento, *creep* e rotacionais.

A pesquisa em questão foi dividida em duas vertentes de análise, sendo que a primeira priorizou a caracterização do comportamento reológico do rejeito e a segunda, simulações numéricas para discutir o comportamento tensão-deformação e tensão-deformação-tempo do material. A Figura 4.26 apresenta resumidamente o fluxograma metodológico.

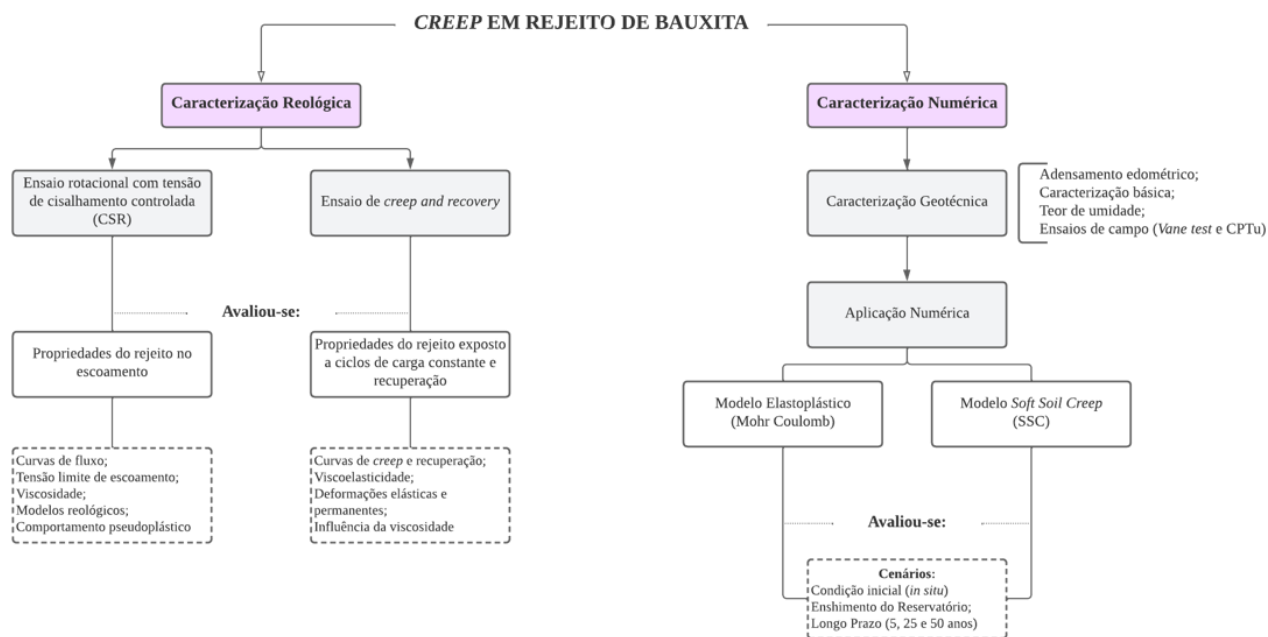


Figura 4.26 - Fluxograma metodológico de estruturação da pesquisa

O rejeito estudado se trata de um rejeito do processo de lavagem de bauxita, proveniente de uma área lavrada mecanicamente. O processo de beneficiamento desse material se dá por meio da lavagem da bauxita bruta, dentre estágios de britagem, moagem, deslamagem e desaguamento.

A seguir, estão descritas as metodologias de análise proposta no trabalho.

## 4.2 ENSAIOS REOLÓGICOS

Uma vez que o presente estudo tem o objetivo de avaliar as características do rejeito de bauxita quanto à deformação, foram executados ensaios reológicos de *creep* e rotacionais.

Os ensaios foram executados utilizando o reômetro MARS 60 - ThermoHaake (Figura 4.27), utilizando a geometria *vane* em duas fases (Figura 4.28). Os ensaios foram feitos em triplicata, considerando-se a média dos resultados para cada amostra.



Figura 4.27 - Equipamento do tipo reômetro utilizado para execução dos ensaios  
(Fonte: Thermo Fisher Scientific Inc., 2021)



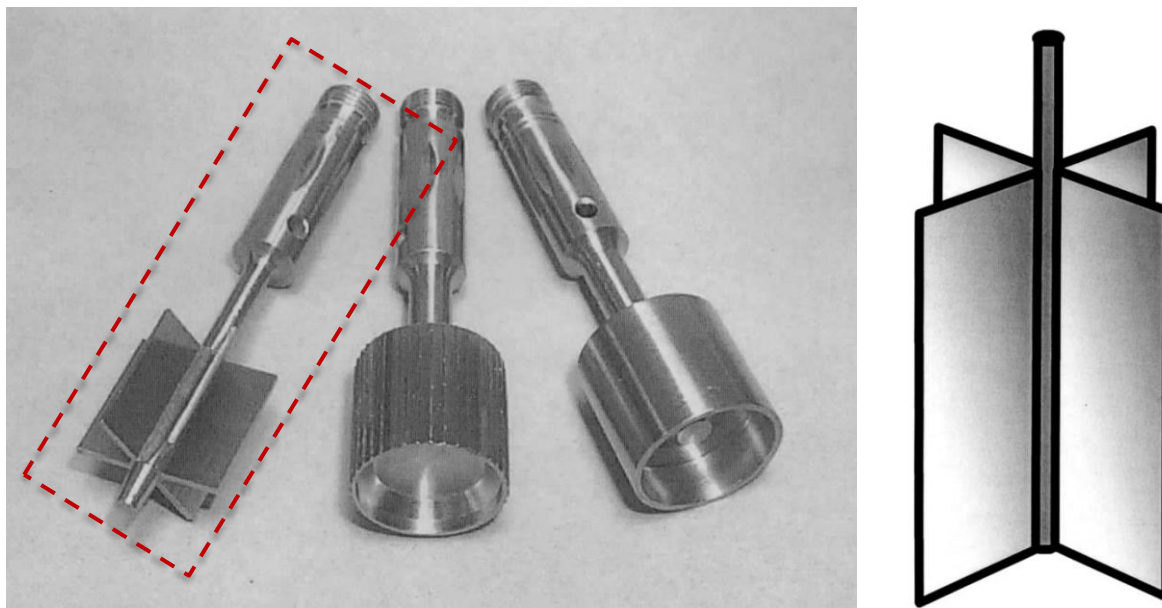


Figura 4.28 - Geometrias rotores para o reômetro, com destaque para a geometria *vane*  
(Fonte: Barnes & Nguyen, 2001)

#### 4.2.1 Amostragem e Preparação de Amostras

Para a realização dos ensaios foram coletadas amostras indeformadas de rejeito disposto em um reservatório atualmente em operação. O reservatório conta com a disposição pelo método hidráulico do rejeito, que é lançado com um teor de sólidos de aproximadamente 30%. Após o lançamento, a camada recém-lançada de rejeito fica exposta por um período que varia entre 30 e 60 dias, ocasionando em sua secagem parcial.

As coletas foram realizadas em diferentes ilhas de investigação, sendo que, em geral, se coletou mais de uma amostra por profundidade. O objetivo da coleta foi caracterizar espacialmente e em profundidade as características geotécnicas e reológicas do material disposto. Adicionalmente, foi feita a coleta de efluente (água que entrou em contato com o rejeito) para uso na diluição das amostras moldadas e ensaiadas em diferentes teores de sólido.

As amostras em que foram realizados os ensaios rotacionais foram divididas em dois grupos:

- **Grupo A – Amostras Indeformadas:** avaliou a condição do rejeito *in situ*, a partir de amostras indeformadas coletadas por amostrador tipo *Shelby*;
- **Grupo B – Amostras Moldadas:** considerou amostras deformadas, moldadas com diferentes teores de sólidos com a utilização de água proveniente do rejeito (efluente).

Esse segundo grupo teve como objetivo analisar a influência do teor de umidade nos parâmetros reológicos.

A realização do teste na condição indeformada é importante, pois objetiva avaliar o comportamento do material de maneira minimamente perturbada, comparativamente à sua condição *in situ*. Complementarmente, a realização do teste com diferentes teores de umidade permite simular a variação do teor de umidade do meio, causada por exemplo por chuvas fortes ou pela presença de água retida e acumulada no reservatório, ou devido aos processos de sedimentação, adensamento, evaporação e secagem.

A preparação das amostras se deu seguindo as seguintes etapas:

- i. **Determinação do teor de umidade:** as amostras indeformadas tiveram seu teor de umidade aferido pelo método de secagem em estufa, conforme indicado na NBR 6457 (ABNT,2016);
- ii. **Moldagem do corpo de prova (Grupo A):** para as amostras do grupo A, fez-se a moldagem do corpo de prova, talhando a amostra indeformada para o copo amostrador, ensaiando a amostra na sequência;
- iii. **Secagem (Grupo B):** para o grupo de amostras moldadas, cada amostra foi submetida a um processo inicial de secagem em estufa a aproximadamente 60 °C a 65°C, até atingir o máximo teor de sólidos pré-estabelecido na faixa ensaiada (TS = 73%). O processo foi suprimido no caso em que as amostras já se encontravam com o teor de sólidos especificado. Atingido o máximo teor de sólidos da faixa ensaiada, a amostra foi ensaiada;
- iv. **Diluição, mistura e homogeneização (Grupo B):** após a realização do primeiro ensaio da faixa de teor de sólidos, cada amostra foi diluída por meio da adição do efluente do rejeito ao meio. Após a adição de efluente, a amostra era levada a um misturador elétrico por três minutos visando a homogeneização do meio, seguindo pela execução do ensaio no reômetro. Entre a execução de cada ensaio foram coletadas amostras para medição do teor de umidade individual das amostras moldadas. O processo foi repetido até que as amostras atingissem teores de sólidos de aproximadamente 69%, 64%, 59% e 54%.

#### 4.2.2 Ensaio de *Creep*

O ensaio foi realizado para as amostras na condição indeformada. O método do ensaio foi o de carregamento e recuperação (ou “creep and recovery”), que consiste na aplicação de uma certa tensão cisalhante constante por um intervalo de tempo, no caso, 30 segundos, seguido por um estágio em que a carga é inteiramente removida da amostra. Esse segundo estágio tem uma duração aproximada de 90 segundos, conforme esquematizado na Figura 4.29.

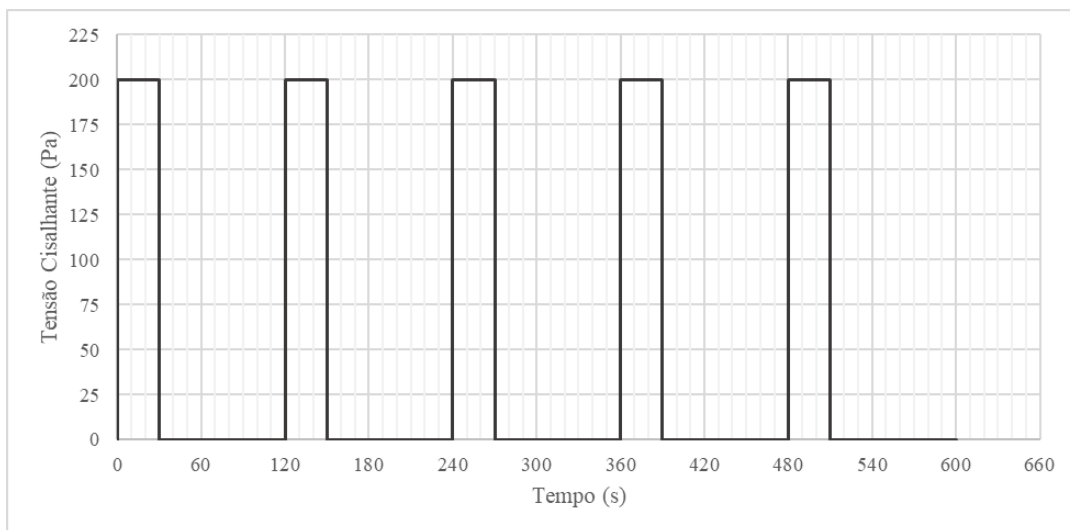


Figura 4.29 - Procedimento do ensaio de *creep* e recuperação –Tensão cisalhante aplicada e ciclos de aplicação e remoção do carregamento

Em ambos os estágios são medidas as deformações em valores absolutos ao longo do tempo. No primeiro estágio (aplicação instantânea da carga), é possível acompanhar a evolução das deformações quando o material se encontra exposto a um estado de tensão constante. Já o segundo estágio (remoção instantânea da carga) permite a análise da recuperação do material perante as deformações sofridas, o que possibilita a quantificação das deformações em uma parcela elástica (deformações reversíveis) e/ou viscosa (irreversíveis).

#### 4.2.3 Ensaio Rotacional

Complementarmente aos ensaios de *creep* e recuperação, foram avaliadas as propriedades do rejeito de bauxita no escoamento, uma vez que é possível com o desenvolvimento das deformações por fluência que o material sofra alterações estruturais significativas.

Foi considerado para execução o método de teste de fluxo de cisalhamento, que consiste em aumentar ou diminuir a taxa de cisalhamento na amostra até um valor pré-estabelecido, conforme esquematizado na Figura 4.30. Nesse ensaio, a variável controlada é a taxa de cisalhamento e a analisada é a tensão de cisalhamento. A viscosidade é analisada como a taxa entre a tensão de cisalhamento e a taxa de cisalhamento, denominada viscosidade aparente.

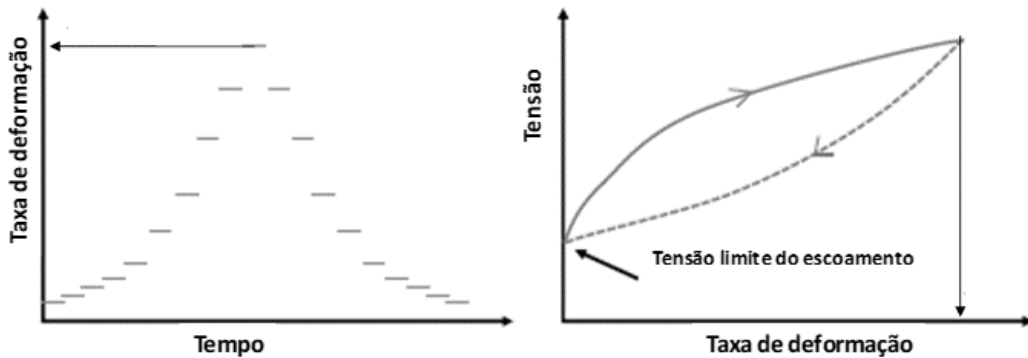


Figura 4.30 - Procedimento do teste de fluxo de cisalhamento

Foram realizados dois ciclos consecutivos de cisalhamento. O Ciclo 1 representa o comportamento de início de movimento, quando se manifestam as deformações iniciais da amostra, e o Ciclo 2, o movimento e as deformações irreversíveis, quando a amostra já apresenta uma mudança de estado em uma condição mais fluida.

Cada ciclo conta com uma fase de aceleração, seguida por outra de desaceleração do reômetro. A primeira fase de aceleração considerou um aumento da taxa de deformação de 0 a  $70 \text{ s}^{-1}$  e a segunda de desaceleração da taxa de deformação de  $70$  a  $0 \text{ s}^{-1}$ . O ciclo de aceleração está relacionado ao início do movimento e aos parâmetros estáticos, enquanto o segundo ciclo se refere ao repouso do material e aos parâmetros dinâmicos.

A faixa de taxa de cisalhamento aplicada aos ensaios foi estabelecida de modo a caracterizar o comportamento não newtoniano do rejeito, avaliando a tensão limite de escoamento e a variação da viscosidade para diferentes concentrações. Sakano (2022) apresenta em seu trabalho uma relação de estudos de eventos de corridas de massa ou fluxo de detritos naturais em que foram observadas taxas de cisalhamento entre  $1 \text{ s}^{-1}$  e  $100 \text{ s}^{-1}$ . O autor apresenta resultados satisfatórios para ensaios de reometria rotacional executados com um micro *filler* rico em sílica em um faixa de taxa de cisalhamento de até  $120 \text{ s}^{-1}$ .

## **4.3 ENSAIOS GEOTÉCNICOS**

Os ensaios geotécnicos foram avaliados com o objetivo de complementar tanto a compreensão do comportamento reológico do material (por meio de ensaios de limites de consistência, teor de umidade, granulometria e densidade real dos grãos) quanto obter os dados de entrada para a simulação numérica (por meio de ensaios de campo, como ensaio piezocone e de palheta, e ensaio de laboratório, como ensaio de adensamento edométrico).

### **4.3.1 Amostragem**

Analogamente aos ensaios reológicos, os ensaios geotécnicos de laboratório foram realizados com amostras indeformadas de rejeito, coletadas por amostrador tipo *Shelby* em um rejeito disposto em um reservatório atualmente em operação.

As coletas foram realizadas em diferentes ilhas de investigação, sendo que, em geral, se coletou mais de uma amostra por profundidade. O objetivo da coleta foi caracterizar espacialmente e em profundidade as características geotécnicas e reológicas do material disposto.

Já os ensaios de campo foram executados no site, por meio de equipamentos de sondagem locados nas ilhas de investigação no interior do reservatório de rejeitos.

### **4.3.2 Caracterização Básica**

Para a caracterização básica do rejeito foram executados ensaios de limites de consistência e de densidade real dos grãos.

Os ensaios dos limites de consistência foram executados a partir do método de Casagrande, conforme as normativas NBR 6459 (ABNT, 2017) e NBR 7180 (ABNT, 2016).

Já o ensaio de densidade real dos grãos foi realizado a partir do ensaio de picnômetro de gás Hélio, utilizando um multipicnômetro quantachorme. Esse ensaio foi realizado em duplicata, tomando-se a média entre os resultados.

### **4.3.3 Granulometria**

Os ensaios de granulometria foram executados com um equipamento helos – sym patec GmbH, a partir de granulometria a laser com faixa de detecção de 0,1 a 350 micrômetros. O método

utilizado para realizar o ensaio de granulometria a laser é a difração a laser, que estabelece o comprimento de onda de luz específico de um material como um dos parâmetros principais para calcular a distribuição de tamanho da partícula.

#### **4.3.4 Teor de Umidade**

Para cada amostra indeformada coletada em campo determinou-se o teor de umidade na base úmida associado e, a partir desse parâmetro, foi calculado o teor de sólidos equivalente. Os ensaios foram executados conforme as diretrizes da NBR 16097 (ABNT, 2012), considerando a determinação do teor de umidade natural pelo método da estufa.

#### **4.3.5 Adensamento Edométrico**

O ensaio edométrico ou ensaio de adensamento unidimensional é utilizado para medir as propriedades mecânicas dos solos à compressão, fornecendo o gráfico de deformação em função do tempo devido a aplicação de um carregamento no corpo de prova.

Os parâmetros de coeficientes de compressibilidade ( $C_c$ ) e de recompressibilidade ( $C_R$ ) são obtidos por meio da curva de índice de vazios ( $e$ ) versus tensão efetiva vertical ( $\log \sigma'_v$ ), pela qual pode se incorporar um ou mais ciclos de carga e descarga.

Com base nos resultados do ensaio é possível realizar a obtenção dos parâmetros de *input* para a modelagem numérica, por meio de correlações a partir dos coeficientes de compressibilidade ( $C_c$ ) e de recompressibilidade ( $C_R$ ).

Os ensaios de adensamento edométrico foram realizados em amostras indeformadas. As amostras foram inundadas ao início do ensaio, sendo submetidas ao incremento gradual de carga, em intervalos de 24 horas, até que fosse atingida uma pressão de carregamento máxima equivalente a 1600 kPa. As amostras também foram expostas a uma etapa de descarregamento, com a redução gradual da carga, seguida de uma posterior recarga.

#### **4.3.6 Ensaios de Campo**

Para a determinação de parâmetros de resistência e de deformabilidade do rejeito, foram realizados ensaios de piezocone (CPTu, ou *cone penetration test* com medição de poropressão

dinâmica) e ensaios de palheta (*vane test*) no interior de um reservatório de rejeitos em operação.

- **Ensaio Piezocone**

O ensaio CPTu consiste na cravação de uma ponteira cônica a uma velocidade constante e de forma contínua no terreno. Durante a execução do ensaio são realizadas leituras de resistência da ponta do cone ( $q_c$ ), atrito lateral ( $f_s$ ) e poropressão ( $u_2$ ). O ensaio foi executado conforme a velocidade padrão de cravação, igual a 2 cm/s, com um equipamento de diâmetro de cone de 10 cm<sup>2</sup> e utilizando uma pedra porosa previamente saturada, localizada na base do cone (posição de leitura  $u_2$ ).

- **Ensaio de Palheta**

O ensaio de palheta consiste na cravação de uma palheta de seção cruciforme no solo, com a aplicação do torque necessário para cisalhar o solo por rotação, com velocidade constante, de forma a permitir a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada do solo.

A execução do ensaio se deu conforme procedimento e diretrizes preconizados pela norma NBR 10805 (1989), com TG 73 200 e o TG 63 150, com capacidade de reação de 20 tf e 15 tf, respectivamente.

Conforme os procedimentos do ensaio, foi realizada a cravação do equipamento com geometria de palheta no rejeito, submetendo-o a um torque necessário para cisalhar o material por meio de sua rotação, determinado assim a resistência não drenada indeformada. Ao final do ensaio, procedeu-se ainda a 10 rotações da palheta de modo a se obter a resistência não drenada amolgada.

#### **4.4 SIMULAÇÃO NUMÉRICA**

Busca-se, a partir da modelagem numérica, avaliar as consequências do fenômeno de fluência na disposição e vida útil de um depósito de rejeitos, além de comparar qualitativamente as deformações esperadas no longo prazo.

Como visto anteriormente, o fator tempo pode representar uma influência relevante no comportamento de rejeitos. Em geral, dada a sua baixa permeabilidade tais materiais tendem a apresentar comportamento não drenado no cisalhamento para os níveis de sollicitação impostos. Assim, no curto prazo podem apresentar uma geração de excessos significativos de poropressão, que no longo prazo são dissipados, resultando no adensamento do material.

Após a dissipação total das poropressões acumuladas, os solos ou rejeitos podem continuar se deformando sob tensão constante devido ao fenômeno de fluência. Essencialmente, adensamentos primários de grande magnitude, em especial em solos moles, tendem a apresentar uma considerável taxa de *creep* no longo prazo.

Para representar numericamente esse fenômeno, foi adotado o *software* RS2 (*Rocscience*), que considera o método dos elementos finitos (MEF). Foram avaliados os modelos constitutivos elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o modelo *Soft Soil Creep* (SSC), incorporado no *software* em parceria com a Plaxis (*Bentley*).

Destaca-se como principal distinção entre os modelos de Mohr-Coulomb e SSC a incorporação do tempo como dimensão – o modelo de Mohr-Coulomb é um modelo que considera as dimensões tensão e deformação, enquanto o modelo SSC considera ainda a dimensão tempo. Dentre os modelos tensão-deformação-tempo, distingue-se o modelo SSC devido à incorporação da parcela de contribuição do adensamento secundário no comportamento do material.

O objetivo principal da análise numérica é comparar como estes modelos trabalham o desenvolvimento de deformações no rejeito de bauxita.

#### **4.4.1 Geometria do Modelo e Sequenciamento Construtivo**

Para estudar a representação numérica do fenômeno de fluência, focando na caracterização do rejeito de bauxita, foi desenvolvido um modelo numérico de um depósito de rejeitos que permitisse avaliar as deformações para determinados estados de tensão ao longo do tempo. A descrição de um sistema de disposição de rejeitos pode ser encontrada em Pedrosa (2012).



A análise considerou uma estrutura hipotética de depósito de rejeitos. O sistema é formado por uma fundação, um barramento executado em aterro compactado e um reservatório em que o rejeito de bauxita é lançado hidráulicamente.

A Figura 4.31 apresenta a geometria tipo do depósito modelado e a Tabela 4.1 apresenta uma descrição dos materiais que compõem o sistema.

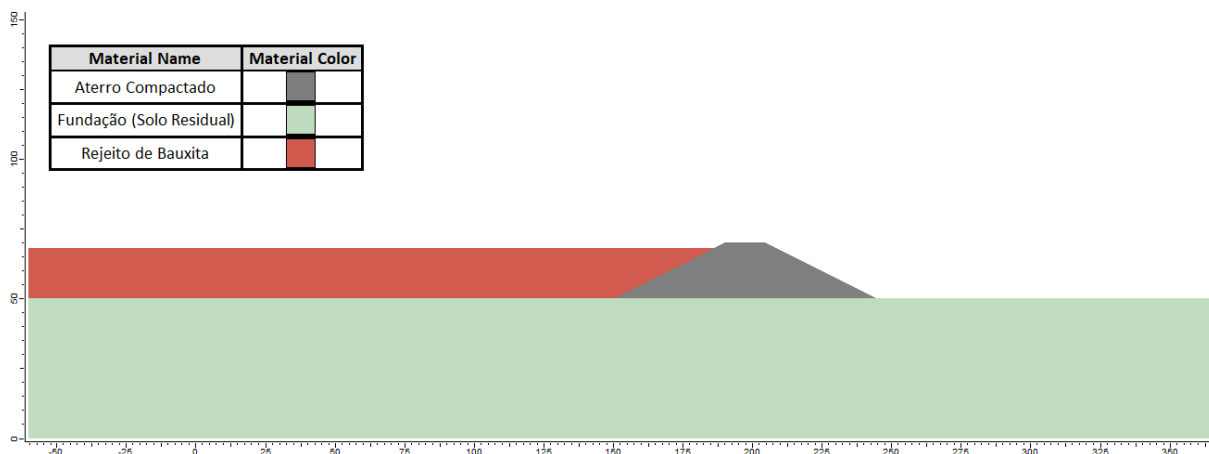


Figura 4.31 - Geometria do depósito de rejeitos modelado

Tabela 4.1 - Descrição dos materiais que compõem o modelo numérico da análise

<i>Material</i>	<i>Descrição</i>
<i>Aterro Compactado</i>	Composto por material majoritariamente argiloso, com uma altura máxima de 20,0 m e inclinação dos taludes de jusante e de montante de 1V:2H
<i>Fundação</i>	Homogênea e composta por solo residual de arenito
Reservatório de Rejeito	Conta com a disposição de 18 camadas de 1 m de espessura, lançadas hidráulicamente no reservatório. Essa configuração foi escolhida uma vez que o rejeito lançado hidráulicamente apresenta um teor mais elevado de água em seus vazios, permitindo, conseqüentemente, a percepção mais acentuada dos fenômenos associados ao desenvolvimento do adensamento primário e secundário

O sequenciamento construtivo do modelo numérico se deu em diferentes estágios, a partir de uma análise de tensões, deformações e fluxo. Os estágios passam, basicamente, por três momentos:

- **Condição Inicial (estágio 1):** a primeira análise caracteriza a condição inicial do modelo. Para tal, são determinadas duas importantes informações – a malha de tensões *in situ* e a malha de poropressões na condição de regime permanente;
- **Enchimento do Reservatório (estágios 2 e 19):** a fase de enchimento do reservatório foi estabelecida visando minimizar a dissipação do excesso de poropressão gerada entre o lançamento das camadas. Essa foi uma decisão que objetivou a representação de uma condição mais crítica para o desenvolvimento das deformações no rejeito após o enchimento do reservatório. Além disso, foi representada a condição de um rejeito lançado hidráulicamente, ou seja, com um teor de umidade mais elevado no lançamento, mas que gradativamente apresenta uma redução de seu teor de umidade à medida que o adensamento se desenvolve com a passagem do tempo;
- **Dissipação de Poropressões e Desenvolvimento das Deformações (estágios 20 a 22):** nessa fase, algumas condições de contorno hidráulicas do modelo são retiradas, de modo que o sistema possa dissipar as poropressões geradas durante o lançamento e enchimento do reservatório. Para compreender a influência do *creep* no desenvolvimento de deformações no material, o sistema foi avaliado após 5, 25 e 50 anos, respectivamente.

A Tabela 4.2 apresenta os respectivos estágios de carregamento do modelo.

Tabela 4.2 - Estágios de carregamento e de tempo

<i>Fase</i>	<i>Estágio</i>	<i>Tempo (meses)</i>	<i>Nível do reservatório de rejeito (m)</i>
<i>Condição Inicial</i>	1	0	0
<i>Enchimento do reservatório</i>	2 a 19	1 a 18	1 a 18
<i>Dissipação de Poropressões e Desenvolvimento das Deformações</i>	20	60	18
	21	300	
	22	600	

#### 4.4.2 Malha de Elementos Finitos

Um fator essencial na análise é a determinação da malha de elementos finitos do modelo. De maneira simples, o MEF propõe dividir o sistema em várias partes menores, por meio de uma

malha de nós, para então resolver as equações diferenciais que regem o fenômeno físico em questão a partir das condições de contorno estabelecidas.

Visando garantir a qualidade dos resultados numéricos alguns ajustes foram feitos na malha como, por exemplo, nas regiões muito delgadas e/ou regiões de maior relevância numérica ao modelo onde se encontram materiais mais compressíveis adotou-se uma discretização mais refinada, concentrando uma densidade de elementos finitos maior se comparado ao restante do modelo.

O nível de discretização da malha foi estabelecido a partir de uma análise de sensibilidade. A malha do modelo em questão considerou elementos com geometria triangular de seis nós, apresentando no total 3.858 elementos e 7.939 nós (Figura 4.32).

Adicionalmente, a qualidade e continuidade da malha foi checada pelo *software* e não foram identificados elementos irregulares ou deformados que pudessem comprometer a qualidade dos resultados.

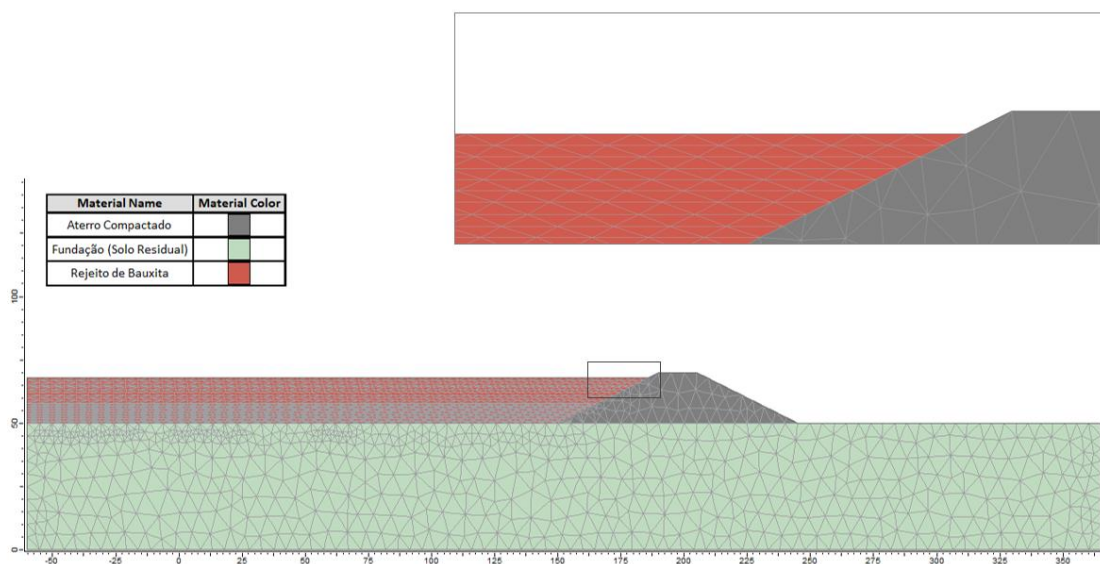


Figura 4.32 - Malha de elementos finitos

#### 4.4.3 Condições de Contorno

Para qualquer análise tensão-deformação as condições de contorno fundamentais são as condições de carregamento e deslocamento. Uma vez que se trata de um modelo acoplado de

tensão-deformação-fluxo, também se torna necessária a determinação de condições de contorno hidráulicas.

As condições de contorno de deslocamento foram aplicadas de modo a limitar as deformações no domínio geométrico da malha de elementos finitos, com condições de contorno de deslocamento nulo nas fronteiras laterais e na fronteira inferior do modelo. Para tal, foi realizada uma análise de domínio do modelo, determinando a distância das fronteiras rígidas de forma que não implicassem em alterações na região de análise de resultados do modelo.

Já as condições de contorno de fluxo foram modificadas a cada estágio, sendo aplicadas de modo a representar o nível freático na fundação, considerando-a majoritariamente saturada, a presença de água no rejeito lançado hidráulicamente e a dissipação de poropressão do sistema e adensamento do rejeito.

A Tabela 4.3, Figura 4.33 e Figura 4.34 apresentam uma descrição e representação geral das condições de contorno.

Tabela 4.3 - Descrição geral das condições de contorno aplicadas

<i>Condição de Contorno</i>	<i>Fase / Estágio</i>	<i>Descrição</i>
<i>C.C. de Deslocamento</i>	Todos os estágios	- Restrição de deslocamentos em X e em Y na fronteira inferior do modelo e em X nas fronteiras laterais
<i>C.C. Hidráulica</i>	Condição Inicial	- Nível freático na fundação, carga total d'água variando entre 50 m (fronteira esquerda) e 45 m (fronteira direita)
	Enchimento do Reservatório	- N.A. na elevação do rejeito, variável a cada estágio (fronteira esquerda); - Nível freático na fundação, carga total d'água de 45 m (fronteira direita)
	Dissipação de Poropressões	- Nível freático na fundação, carga total d'água de 45 m (fronteira direita)

Os carregamentos no sistema se deram majoritariamente devido ao lançamento de rejeito no reservatório, inicialmente vazio. Assim, a cada estágio da fase de enchimento do reservatório foi ativada uma camada de rejeito com espessura limitada a 1 m.

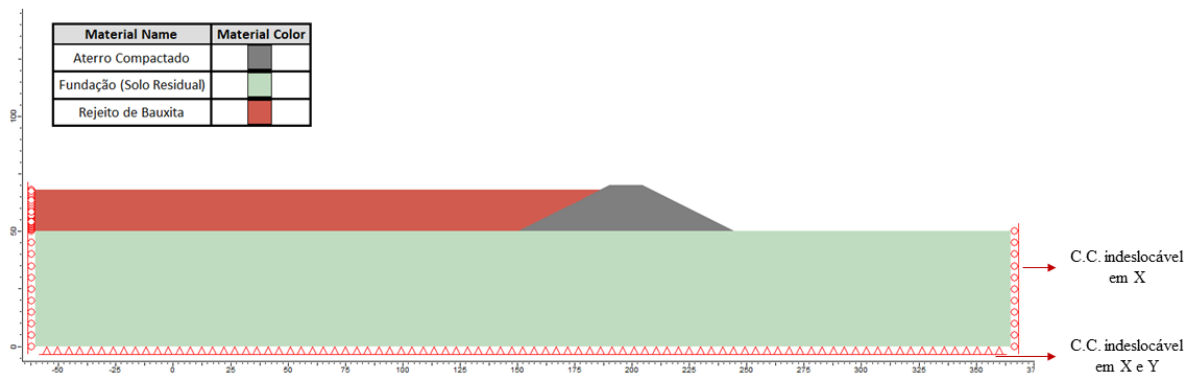


Figura 4.33 - Condições de contorno de deslocamento

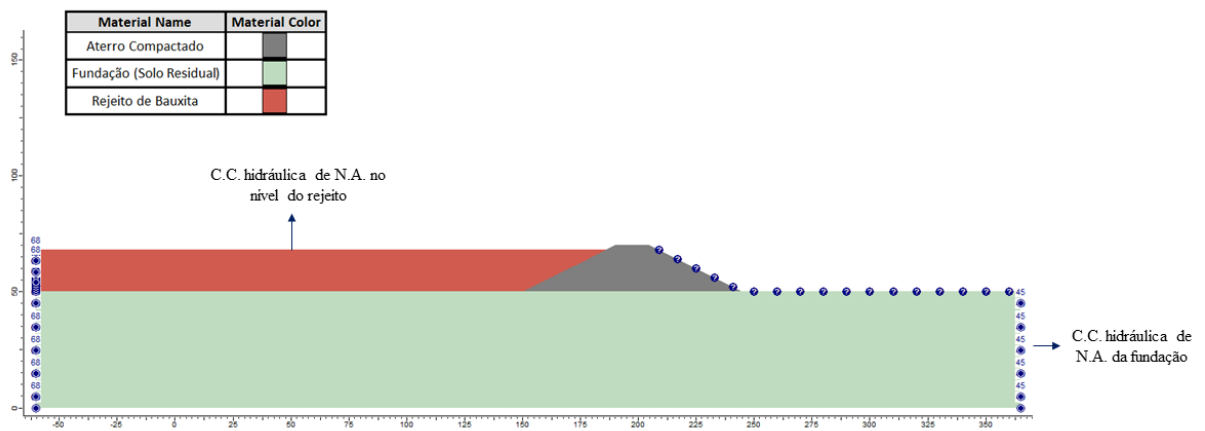


Figura 4.34 - Condições de contorno hidráulicas – Enchimento do Reservatório

# CAPÍTULO 5

---

## DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este item é dividido em dois tópicos, apresentando primeiramente os resultados dos ensaios de laboratório e de campo realizados para caracterização geotécnica e reológica do rejeito de bauxita e, em seguida, discussões acerca da modelagem numérica proposta.

### 5.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO REJEITO

#### 5.1.1 Caracterização Geotécnica Básica

- **Limites de Consistência**

A Tabela 5.4 e Figura 5.35 apresentam, resumidamente, os resultados dos ensaios do rejeito tomando como referência a classificação aplicada para solos. De acordo com os limites de consistência obtidos para as amostras coletadas, o rejeito pode ser classificado como sendo de baixa plasticidade (IP entre 5 e 10, Burmister, 1949, *apud* em Das, 2014).

Tabela 5.4 - Limites de liquidez e plasticidade do rejeito de bauxita

<b>Propriedade</b>	<b>Valores Médios (%)</b>
Limite de Liquidez (LL)	25,3
Limite de Plasticidade (LP)	32,0
Índice de Plasticidade (IP)	6,7

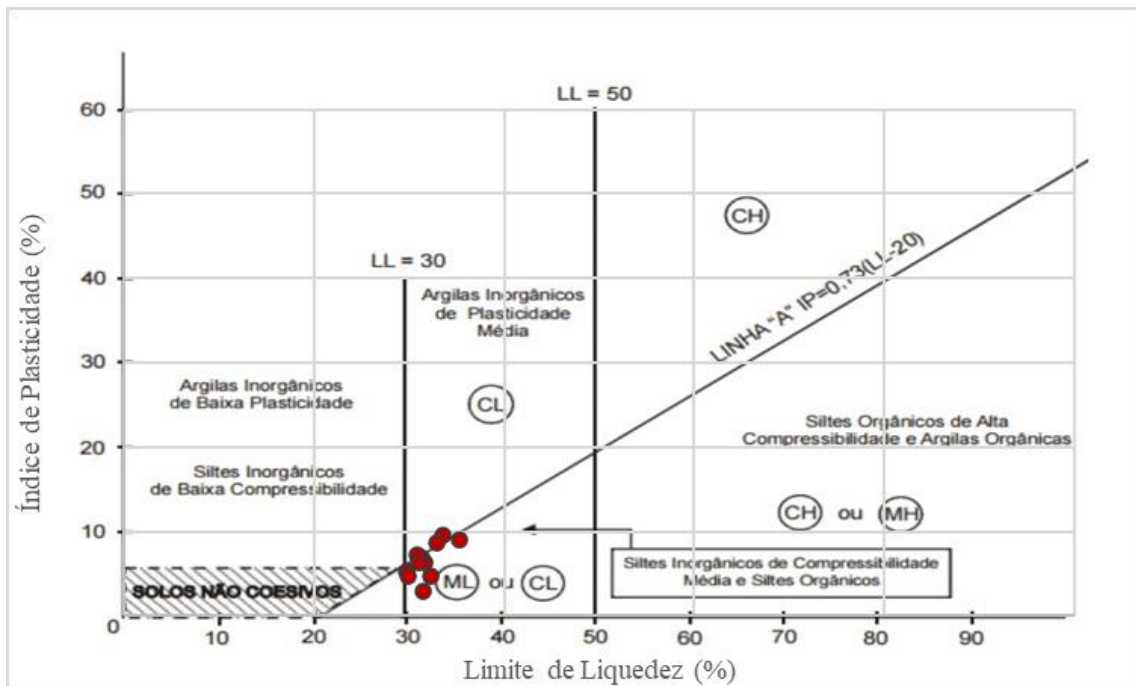


Figura 5.35 – Índice de plasticidade e limite de liquidez – Carta de plasticidade para solos

Quanto à plasticidade do rejeito de bauxita, a bibliografia reporta uma expressiva variabilidade. Gore (2015) apresenta um compilado de dados de plasticidade de resíduo de bauxita, material similar ao estudado, publicados em trabalhos nos últimos 35 anos, comparando ainda os resultados para amostras em diferentes condições de umidade e secagem. O autor indica as faixas de limite de liquidez (LL), de plasticidade (LP) e índice de plasticidade (IP) entre 25 e 66; 17,5 e 40; e 4 e 32, respectivamente (Somogyi, 1976; Jenny, 1973; Vick, 1981; Cooling, 1985; Kirkpatrick, 1996; Consoli, 1997; Newson, 2006; Kehagia, 2008; Boddley *Et Al.*, 2011; Kola, 2013; Ito, 2013; Deelwal *Et Al.*, 2014; *apud* Gore, 2015).

De forma análoga, avaliou-se o índice de plasticidade (IP) e limite de liquidez (LL) do material considerando a classificação para rejeitos proposta pelo ICOLD (2017, *apud* MEND, 2017). Pela classificação, o material ensaiado se encontra na região ART (*Altered Rock Tailings*), ou seja, rejeitos silto-arenosos, com a presença de partículas finas e de baixa plasticidade, conforme apresentado na Figura 5.36.

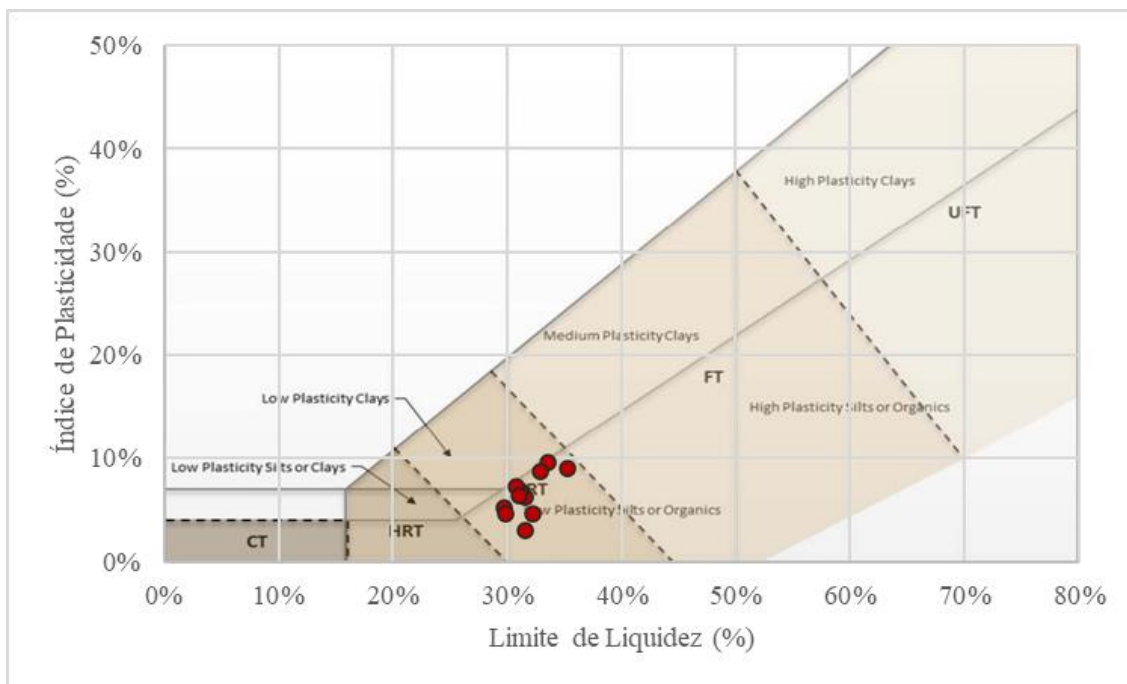


Figura 5.36 – Índice de plasticidade e limite de liquidez – classificação proposta para rejeitos

- **Densidade Real dos Grãos**

A densidade real dos grãos das amostras, cujos resultados são apresentados na Tabela 5.5, não indicaram uma grande variação nos valores determinados, apresentando um valor médio de 2,784 g/cm<sup>3</sup>.

Tabela 5.5 - Densidade real dos grãos do rejeito de bauxita

<b>Amostra</b>	<b><math>\rho_{\text{esp}}</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>
Amostra 01	2,784
Amostra 02	2,781
Amostra 03	2,787
Amostra 04	2,777
Amostra 05	2,784
Amostra 06	2,792
<b>Média</b>	<b>2,784</b>

O valor médio encontrado encontra-se dentro da faixa de densidade relativa de resíduo de bauxita apresentada na bibliografia, que tipicamente varia entre 2,7 e 3,95 (Somogyi, 1976; Cooling, 1985; Consoli, 1997; Wagh, 1987; Kirkpatrick, 1996; Srivastava, 2002; Newson, 2006; Deelwal Et Al, 2014; Kehagia, 2014; *apud* Gore, 2015).



### 5.1.2 Granulometria

A granulometria de um material tem uma relação importante com o comportamento reológico, principalmente em relação a presença de materiais finos e de característica argilosa, que podem influenciar significativamente sua viscosidade e resistência à deformação.

A Figura 5.37 apresenta as curvas granulométricas das amostras ensaiadas do rejeito de bauxita. O material, com predominância de partículas finas, apresenta uma fração de aproximadamente 98% de partículas com diâmetro inferior à 0,53 mm e 26% com diâmetro inferior à 0,002 mm, sendo caracterizado granulometricamente como silto-argiloso.

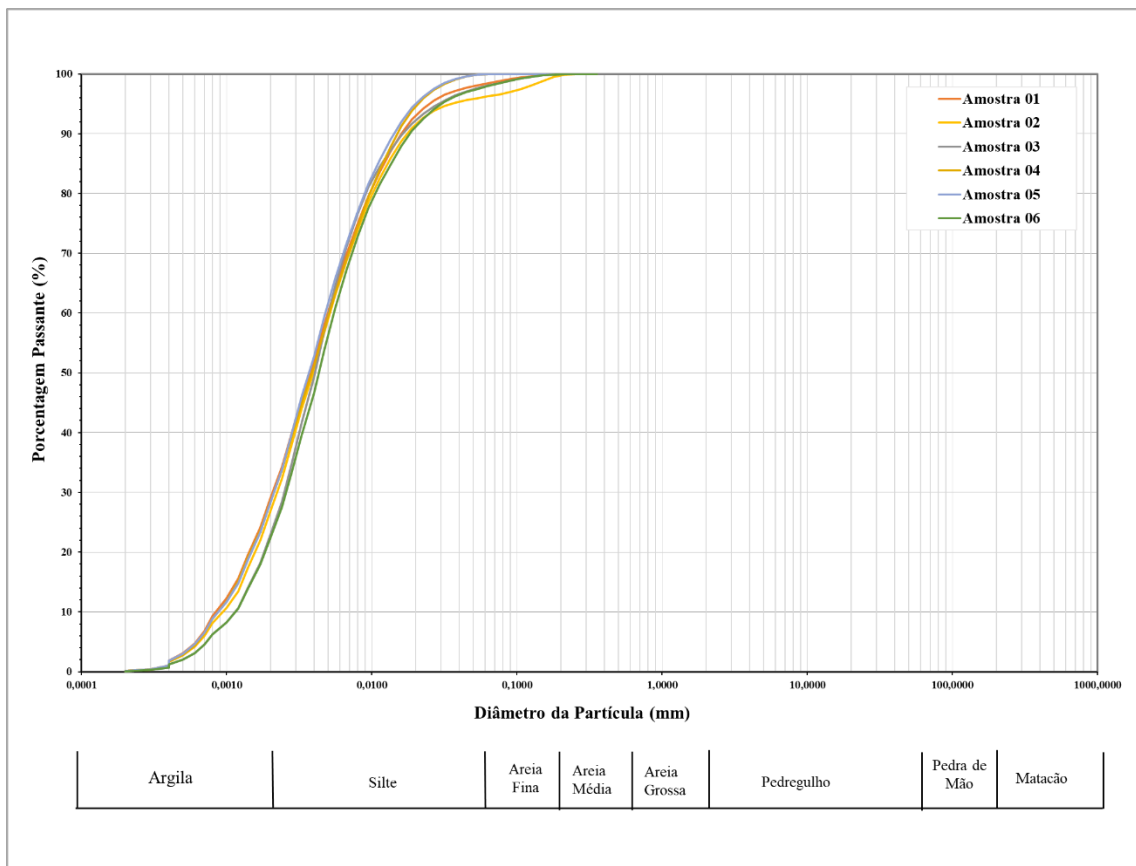


Figura 5.37 - Curvas de distribuição granulométrica do rejeito de bauxita

### 5.1.3 Teor de Umidade Natural

Os ensaios reológicos foram realizados a partir de amostras indeformadas coletadas em um depósito de disposição de rejeito em operação.

A Tabela 5.6 apresenta os resultados de teor de umidade e teor de sólidos equivalente determinado para as amostras ensaiadas. As amostras indeformadas coletadas apresentaram, de modo geral, altos valores de teores de sólidos, com TS > 70 %.

Tabela 5.6 - Teor de umidade e de sólidos in situ – Amostras indeformadas do rejeito de bauxita

<b>Amostra</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>Teor de umidade (%)</b>	<b>Teor de sólidos (%)</b>
Amostra 01	1,0	35,25	73,94
Amostra 02A	1,0	38,73	72,08
Amostra 02B	2,5	37,39	72,79
Amostra 03A	1,0	37,65	72,65
Amostra 03B	2,5	40,34	71,26
Amostra 04A	1,0	33,03	75,17
Amostra 04B	2,0	36,16	73,44
Amostra 05A	1,0	32,60	75,41
Amostra 05B	2,0	37,59	72,68
Amostra 06A	1,0	35,62	73,74
Amostra 06B	2,0	37,42	72,77
<b>Média</b>		<b>36,53</b>	<b>73,27</b>
<b>Desvio Padrão</b>		<b>2,31</b>	<b>1,25</b>

#### 5.1.4 Parâmetros de Resistência e Deformabilidade

Os parâmetros de resistência e deformabilidade foram estabelecidos a partir de ensaios de campo, executados no mesmo depósito em que o referido rejeito é disposto.

A resistência não drenada do rejeito foi definida através dos ensaios de palheta, ou *Vane Test*. A Figura 5.38 apresenta a envoltória inferior, média e superior da resistência não drenada do rejeito em função da tensão vertical efetiva obtida nos ensaios, cujas razões de resistência são iguais a  $Su/\sigma'_v = 0,14$ ,  $Su/\sigma'_v = 0,18$  e  $Su/\sigma'_v = 0,24$ , respectivamente.

Os valores encontrados são aderentes aos valores apresentados em outros trabalhos publicados, conforme Elias (1992) *apud* Gore (2015), que indicou uma razão de resistência para resíduos de bauxita no site de Kwinana, na Austrália, com  $Su/\sigma'_v = 0,23$ , sendo a envoltória mínima limitada pela razão de resistência de  $Su/\sigma'_v = 0,14$ .

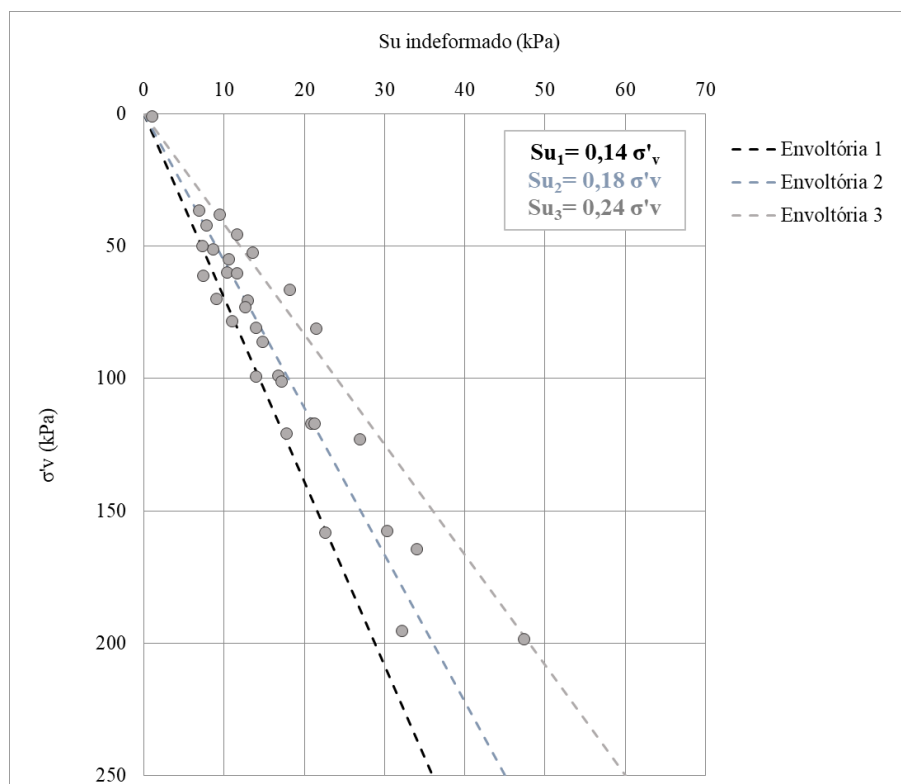


Figura 5.38 - Resistência não drenada do rejeito de bauxita em função da tensão vertical efetiva – Envoltórias inferior, média e superior

Na ausência de ensaios de laboratório, para a estimativa do Módulo de Young, foram utilizadas correlações a partir dos ensaios de piezocone (*cone penetration test*, CPTu) executados sobre o rejeito disposto em um sistema de contenção de rejeitos.

A determinação indireta do módulo de Young foi estabelecida conforme a metodologia proposta por Robertson e Cabal (2014), a partir do módulo edométrico e do índice de classificação do material ( $I_c$ ). A Figura 5.39 apresenta os resultados encontrados.

O rejeito apresenta uma considerável variabilidade do parâmetro de deformabilidade em relação à tensão vertical efetiva. Tendo em vista que o modelo numérico se limita a dados de entrada de parâmetros de deformabilidade constantes, sendo essa uma grande limitação quanto à representação da dependência do módulo  $E$  ao estado de tensão, viu-se necessária a simplificação da deformabilidade do material.

Sendo assim, adotou-se um valor inferior, considerando a faixa de  $E$  em que se observou a maior densidade de dados com base nos ensaios de Piezocone. O módulo de Young adotado e

pautado pelos valores inferiores equivale a 200 kPa. Destaca-se que essa é uma limitação das análises devido à ausência de ensaios de laboratório para a obtenção por métodos diretos do parâmetro.

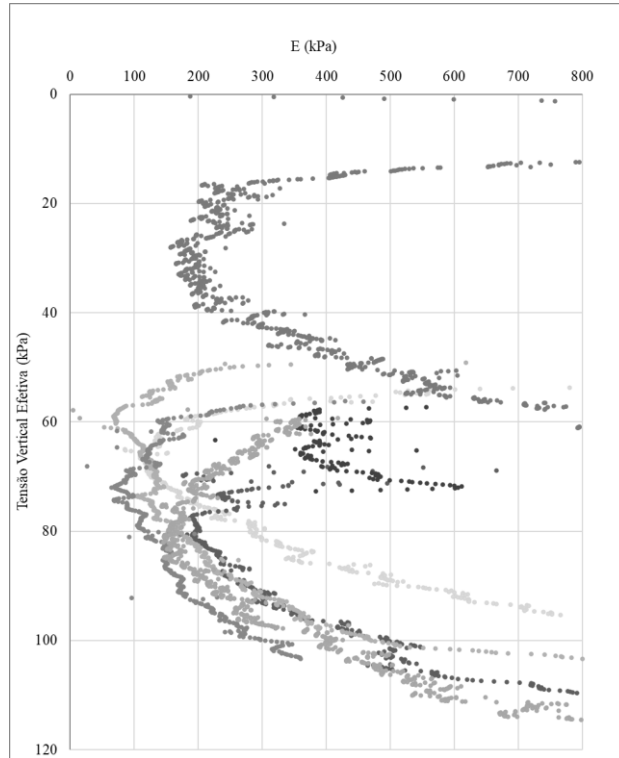


Figura 5.39 - Módulo de Young determinado indiretamente para o rejeito

### 5.1.5 Ensaios de Adensamento

A Tabela 5.7 apresenta, resumidamente, as condições iniciais e finais de índice de vazios e umidade das amostras ensaiadas, além do Índice de Compressão ( $C_c$ ), Índice de Recompressão ( $C_R$ ) e tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_c$ ) de cada amostra ensaiada do rejeito.

Tabela 5.7 - Tabela Resumo – Ensaios de adensamento edométrico no rejeito de bauxita

Amostra	Prof. (m)	$e_0$	$e_{final}$	$\Delta e$	W início (%)	W final (%)	$C_c$	$C_R$	$\sigma'_c$ (kPa)
ADN-01	3,0 - 3,6	1,77	0,74	1,04	62,5	26,6	0,48	0,10	23,4
ADN-02	4,5 - 5,1	1,26	0,52	0,75	46,4	19,1	0,31	0,05	25,4
ADN-03	7,5 - 8,1	1,47	0,73	0,74	53,6	26,8	0,37	0,07	24,2
ADN-04	9,0 - 9,6	1,37	0,71	0,66	49,6	26,6	0,37	0,05	38,4
ADN-05	5,9 - 6,5	1,64	0,79	0,85	56,4	28,5	0,39	0,10	14,9

A Figura 5.40 apresenta conjuntamente as curvas de dos índices de vazios ( $e$ ) *versus* a tensão vertical efetiva ( $\sigma_v'$ ) ao final dos estágios de carregamento e descarregamento durante o ensaio de adensamento.

Com base no resultado dos ensaios, observa-se que as amostras apresentam comportamentos similares em aspecto de variação do índice de vazios, entre o carregamento e descarregamento, exceto a amostra ADN-02, que apresentou índices de vazio consideravelmente inferiores em relação aos demais, apesar de remeter a uma amostra coletada em uma região mais superficial do reservatório. De modo geral, observou-se que as amostras com maior índice de vazios inicial apresentaram maiores deformações durante os ensaios, indicando uma condição mais compressível.

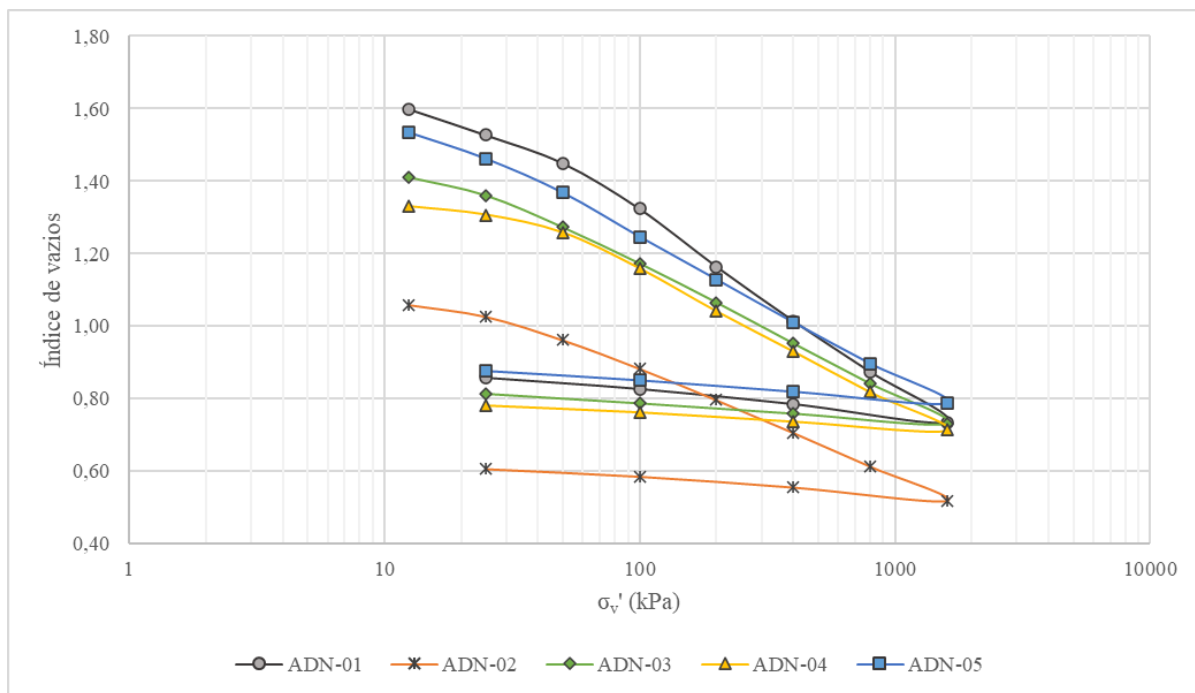


Figura 5.40 - Curva de Adensamento do rejeito de bauxita – Índice de vazios versus tensão efetiva

As tensões de pré-adensamento foram determinadas a partir do método de Pacheco e Silva, apresentando um valor médio de  $\sigma'_{c\text{ méd}} = 25,3$  kPa, enquanto o índice de compressão médio das amostras foi equivalente a  $C_c = 0,38$ .

Newson e Fahey (1998) *apud* Gore (2015) apresentam como valores típicos para rejeito de bauxita um coeficiente de compressibilidade ( $C_c$ ) entre 0,27 e 0,39. São registrados ainda índices de compressão entre 0,26 e 0,38 para lamaz vermelhas na literatura (Villar, 2002).

Villar (2002) pontua que características incomuns de deformação são usualmente observadas em rejeitos de bauxita, além de indicarem uma acentuada compressão secundária que tem dentre as hipóteses explicativas, o possível *creep* devido à característica microestrutural e/ou ligações intra-partículas especiais.

Para a determinação dos índices de compressão e recompressão modificados,  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$ , respectivamente, avaliou-se para cada ensaio a relação entre o volume específico (segundo Suhonen, 2010, determinada como  $v = 1+e$ ) e a tensão cisalhante.

Conforme indicado por Suhonen (2010), a partir das curvas de carregamento e descarregamento dos ensaios de adensamento edométrico foi possível estabelecer os índices  $\lambda$  e  $\kappa$  a partir do coeficiente angular dos ajustes lineares das séries de dados.

A partir desses índices, aplicou-se as Equações (22) e (23) para a obtenção dos índices  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$ . Os resultados gráficos são apresentados na sequência.

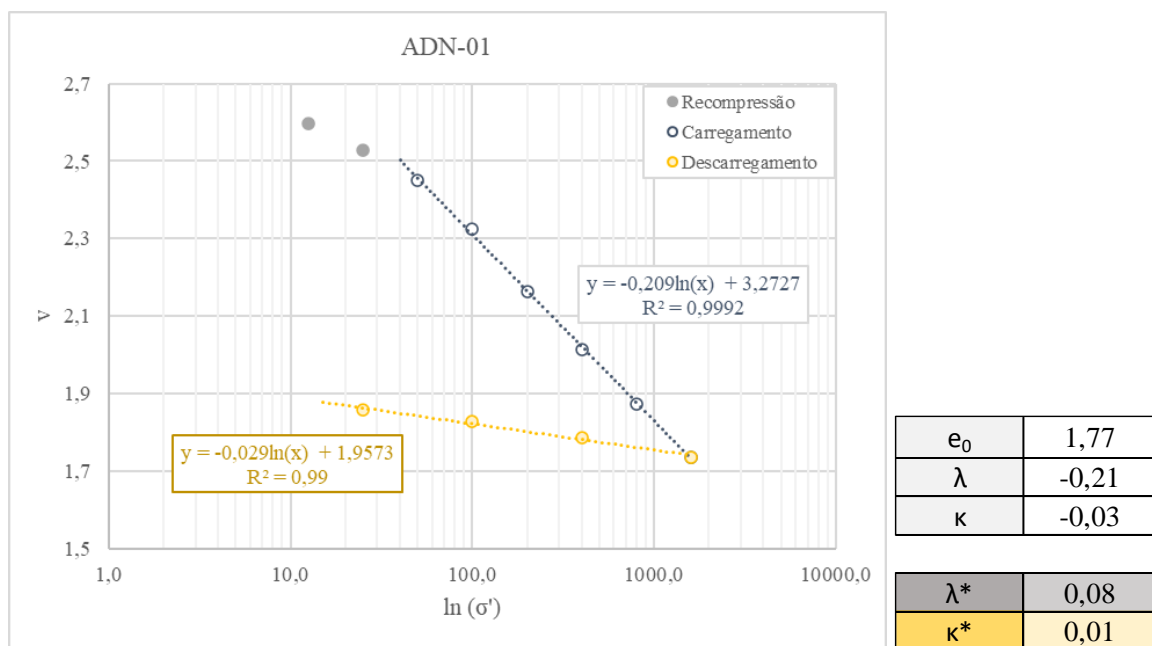


Figura 5.41 - Ensaio de adensamento ADN-01 – Índices  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$

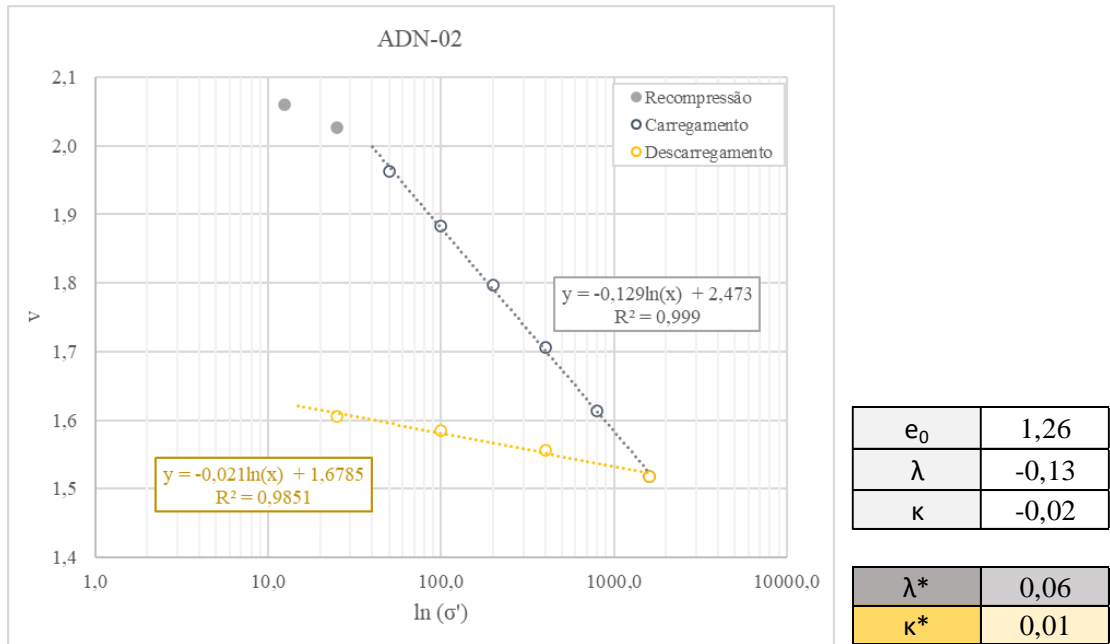


Figura 5.42 - Ensaio de adensamento ADN-02 – Índices  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$

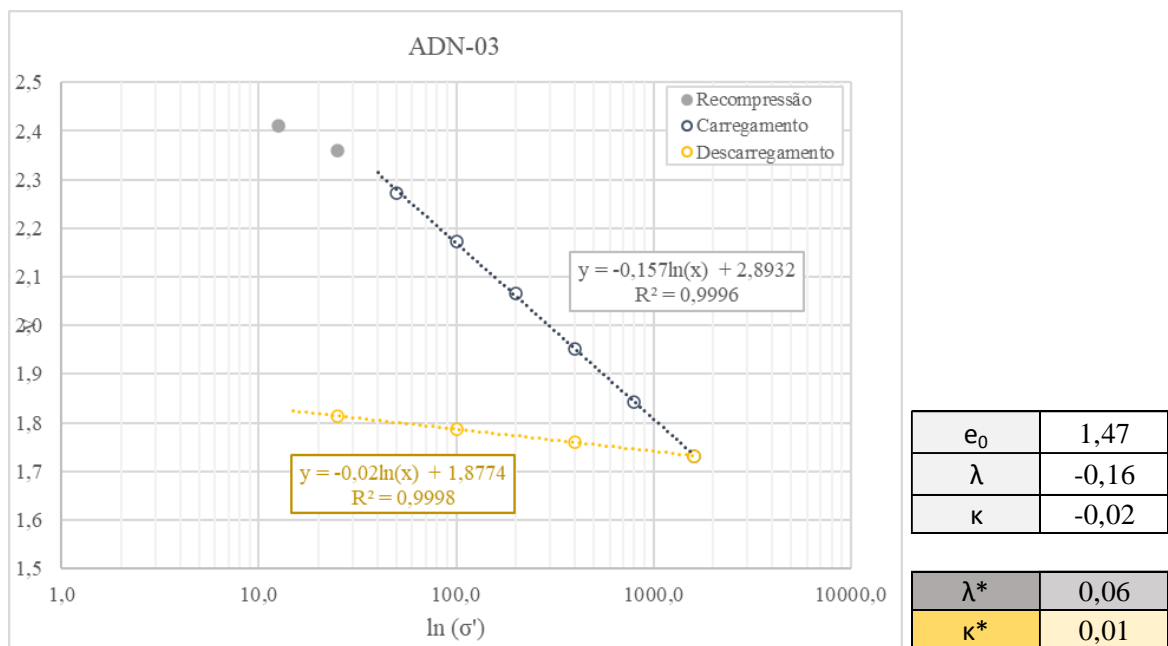


Figura 5.43 - Ensaio de adensamento ADN-03 – Índices  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$

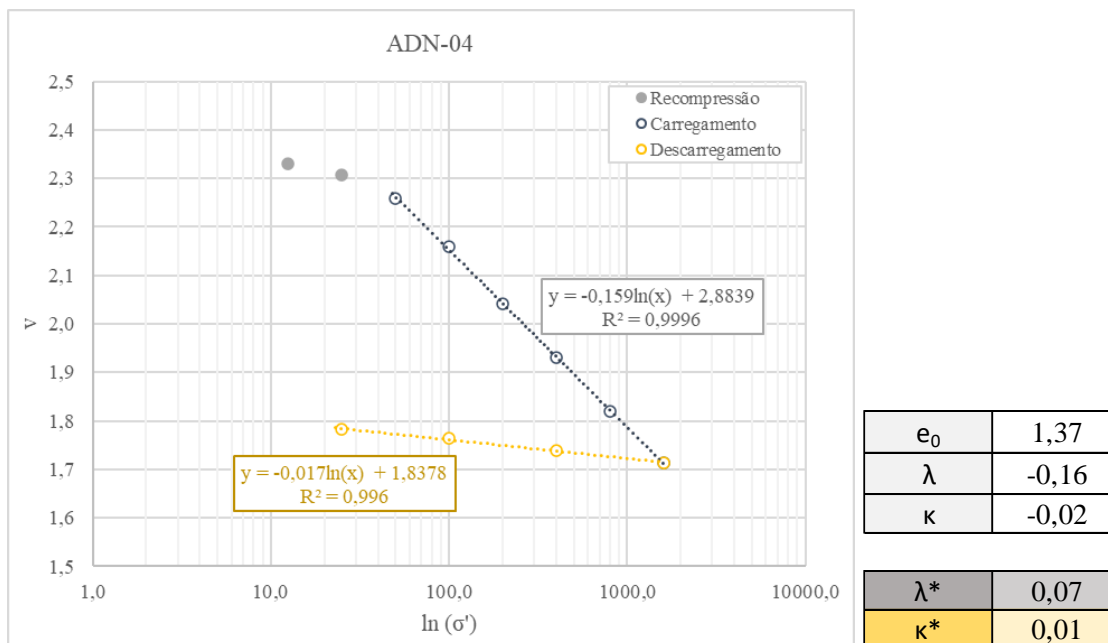


Figura 5.44 - Ensaio de adensamento ADN-04 – Índices  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$

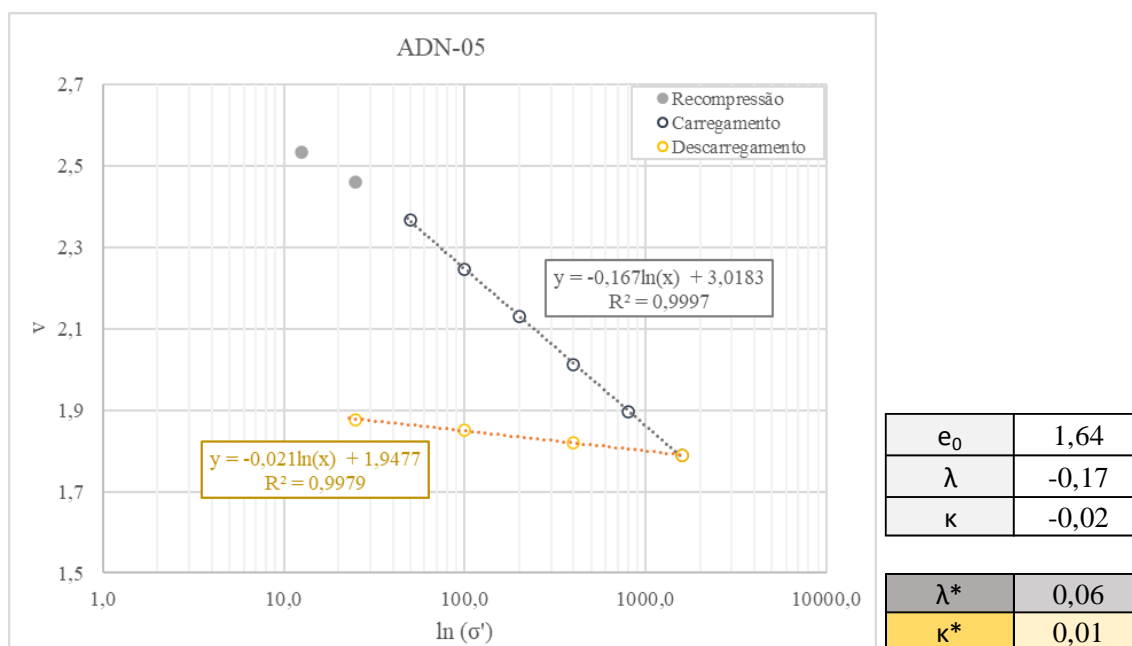


Figura 5.45 - Ensaio de adensamento ADN-05 – Índices  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$

A Tabela 5.8 apresenta o compilado dos resultados dos índices  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$ , por amostra, determinados a partir do método gráfico (apresentado na Figura 5.41 a Figura 5.45), e analítico, calculado a partir das Equações (22) e (23) considerando os índices de compressão ( $C_c$ ) e recompressão ( $C_R$ ) apresentados na Tabela 5.7.



Tabela 5.8 - Índices  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$  determinados para o rejeito de bauxita

Amostra	Prof. (m)	$e_0$	Obtido graficamente				Calculado	
			$\lambda$	$\kappa$	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$\lambda^*$	$\kappa^*$
ADN-01	3,00 - 3,60	1,77	0,21	0,03	0,08	0,01	0,08	0,03
ADN-02	4,50 - 5,10	1,26	0,13	0,02	0,06	0,01	0,06	0,02
ADN-03	7,50 - 8,10	1,47	0,16	0,02	0,06	0,01	0,06	0,03
ADN-04	9,00 - 9,60	1,37	0,16	0,02	0,07	0,01	0,07	0,02
ADN-05	5,90 - 6,50	1,64	0,17	0,02	0,06	0,01	0,06	0,03

Em aspectos gerais, observa-se uma convergência entre os índices  $\lambda^*$  e  $\kappa^*$  obtidos graficamente e calculados, que apresentaram um resultado médio, respectivamente, de 0,07 e 0,01 (método gráfico) e 0,07 e 0,03 (método analítico).

Quanto ao índice de compressão secundária,  $C_\alpha$ , o parâmetro não foi determinado nos ensaios uma vez que o tempo de execução dos ensaios não foi suficiente para permitir sua obtenção. Alguns autores (Mesri e Godlewski, 1977) sugerem que o coeficiente de compressão secundária ( $C_\alpha$ ) é aproximadamente 0,04 vezes o índice de compressão ( $C_c$ ) para argilas normalmente adensadas. Já Smolczyk (2002) *apud* Albaba (2012) propõem que o  $C_\alpha$  varia com a tensão de pré-adensamento (OCR), atingindo seu valor máximo quando o OCR = 1,0.

Por fim, no âmbito da permeabilidade do material, as amostras indicaram que o parâmetro calculado a partir da teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi varia entre 1,0E-06 cm/s e 1,0E-08 cm/s em função da tensão vertical efetiva aplicada (Figura 5.46).

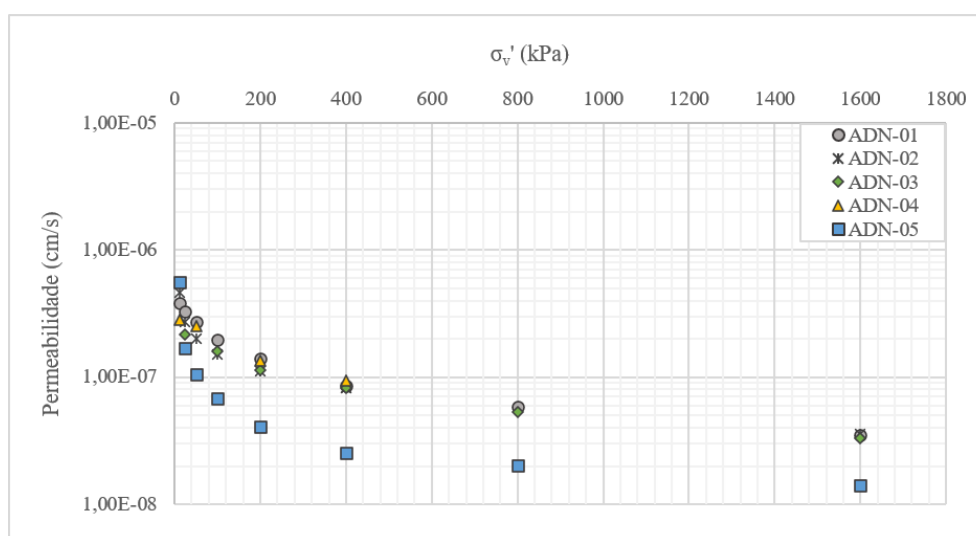


Figura 5.46 - Permeabilidade do rejeito de bauxita em função da tensão vertical efetiva

Adicionalmente, a Figura 5.47 apresenta a relação entre a permeabilidade do rejeito com a variação do índice de vazios medida durante a execução do ensaio de adensamento.

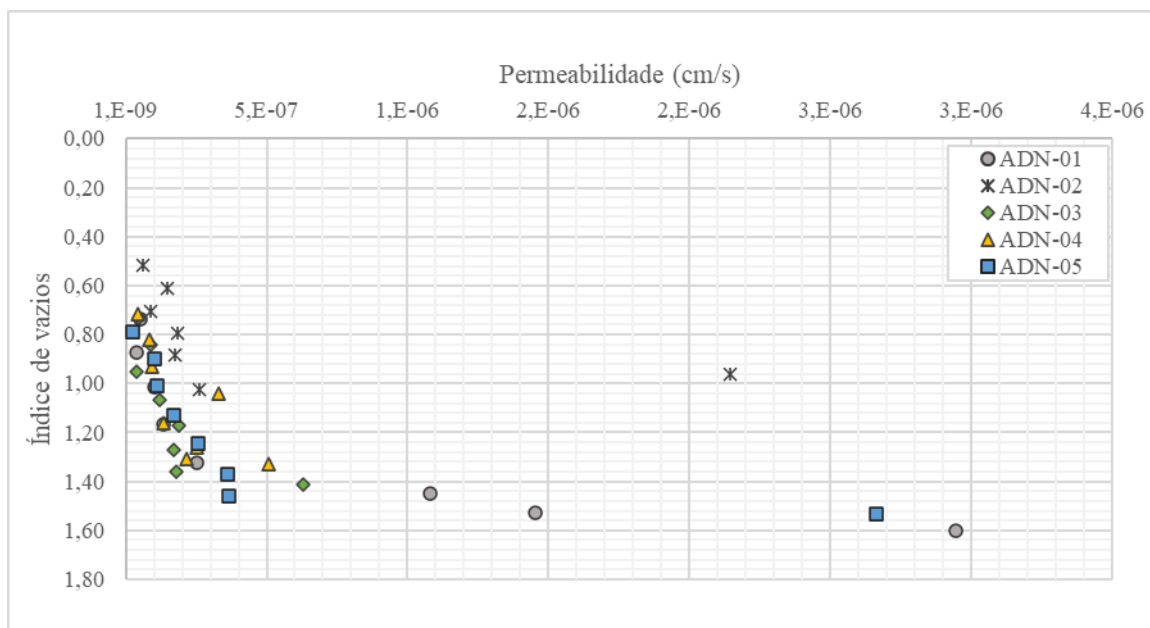


Figura 5.47 - Permeabilidade do rejeito de bauxita com a variação do índice de vazios

## 5.2 CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA DO REJEITO

Foram realizados ensaios para a caracterização reológica do rejeito, sendo executados ensaios de fluência e recuperação (“creep and recovery”) e ensaios rotacionais. Os resultados são apresentados na sequência.

### 5.2.1 Ensaios de Creep

Da Figura 5.48 à Figura 5.53 apresentam-se os resultados das amostras ensaiadas, com destaque para os parâmetros  $\gamma_{m\acute{a}x}$  (deformação máxima ao final da fase de creep, em que se aplica à amostra um carregamento constante),  $\gamma_e$  (representa as deformações elásticas na etapa de recuperação do *creep*) e  $\gamma_v$  (deformações viscosas remanescentes após a etapa de recuperação do *creep*).

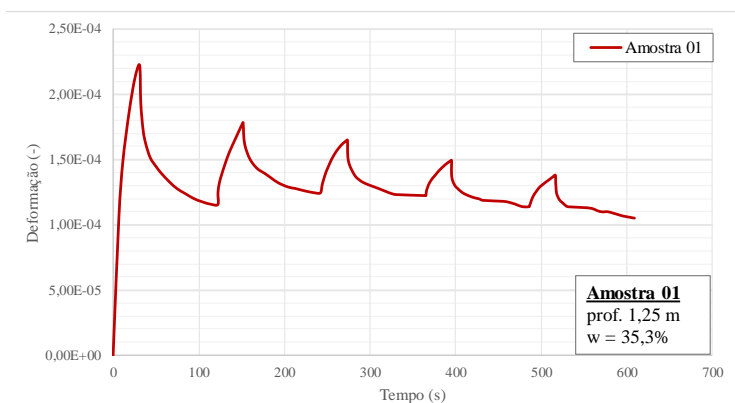
Os teores de umidade das amostras ensaiadas foram apresentados no item 5.1.3. As amostras codificadas em A e B representam o material coletado em um mesmo ponto de amostragem, porém em profundidades diferentes, conforme apresentado na Tabela 4.6.

As deformações e tempos apresentados para cada ensaio foram estabelecidos conforme apresentado na Figura 2.18.

### **Amostra 01**

Na ilha de investigação da amostra 01 (Figura 5.48) foi feita apenas uma coleta na profundidade média de 1,25 m. A amostra em questão apresentou deformações de pico ( $\gamma_{\text{máx}}$ ) consideravelmente menores quando comparado com os demais ensaios do rejeito. É importante observar que os três últimos ciclos de carregamento e recuperação indicaram um desenvolvimento de deformações devido ao *creep* menos significativo, apresentando nesses ciclos uma diferença média entre  $\gamma_v$  e  $\gamma_e$  de  $\Delta_{\text{méd}} = 7,7 \times 10^{-5}$ .

Observou-se ainda que as deformações permanentes, ou seja, deformações referentes à porção viscosa ( $\gamma_v$ ), foram consistentemente superiores às deformações elásticas ( $\gamma_e$ ), apresentando valores até 320% maiores em relação ao  $\gamma_e$  ao final do ensaio.



AMOSTRA 01					
Ciclo	$\gamma_{\text{máx}}$ (-)	$t_2$ (s)	$\gamma_e$ (-)	$\gamma_v$ (-)	$t_d$ (s)
1º Ciclo	2,22E-04	31	1,07E-04	1,16E-04	115
2º Ciclo	1,78E-04	152	5,38E-05	1,25E-04	235
3º Ciclo	1,65E-04	274	4,27E-05	1,22E-04	364
4º Ciclo	1,49E-04	396	3,55E-05	1,14E-04	478
5º Ciclo	1,38E-04	517	3,29E-05	1,05E-04	609

Figura 5.48 - Amostra 01 – Ensaio de *creep* e recuperação e parâmetros de deformação  $\gamma_e$  e  $\gamma_v$

## Amostras 02A e 02B

As amostras 02A e 02B (Figura 5.49) foram coletadas na mesma ilha de investigação, em profundidades diferentes – profundidade média da coleta de 1,25 m e 2,75 m, respectivamente.

As amostras apresentaram resultados convergentes entre si ao longo de todos os ciclos de *creep* e recuperação. Observaram-se deformações mais pronunciadas no primeiro ciclo de carregamento e recuperação, com uma diferença entre  $\gamma_v$  e  $\gamma_e$  de  $\Delta = 8,6 \times 10^{-5}$  para o ensaio 02A e  $\Delta = 1,4 \times 10^{-4}$  para o ensaio 02B. Os demais ciclos apresentaram variações menores entre os parâmetros de deformação, sendo a média de  $\Delta_{méd} = 2,3 \times 10^{-4}$ . Observou-se ainda que, assim como na Amostra 01, as deformações permanentes referentes à porção viscosa ( $\gamma_v$ ) foram consistentemente superiores às deformações elásticas ( $\gamma_e$ ).

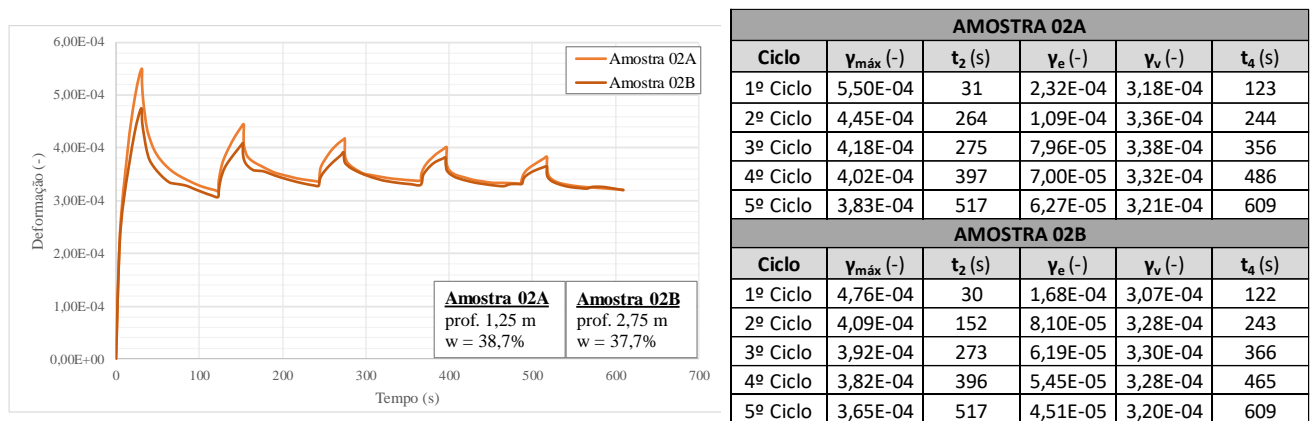


Figura 5.49 - Amostras 02A e 02B – Ensaio de creep e recuperação e parâmetros de deformação  $\gamma_e$  e  $\gamma_v$

## Amostra 03A e 03B

As amostras 03A e 03B apresentaram resultados convergentes de deformação no primeiro ciclo de aplicação de tensão constante, entretanto o desenvolvimento de deformações durante o primeiro estágio de recuperação da amostra 03A registrou uma parcela maior de deformações elásticas, o que refletiu em um  $\gamma_v$  menor se comparado com a amostra 03B para o mesmo ciclo.

Essa diferença entre as deformações irreversíveis para as amostras foi mantida nos demais ciclos de aplicação e remoção do carregamento, caracterizando a amostra 03A como tendo um comportamento mais elástico se comparado com a amostra 03B.

É importante observar que a amostra 03B, além de apresentar deformações de caráter viscoso ( $\gamma_v$ ) de maior magnitude, mantém tais deformações praticamente constante ao longo de todos os ciclos de carregamento e recuperação.

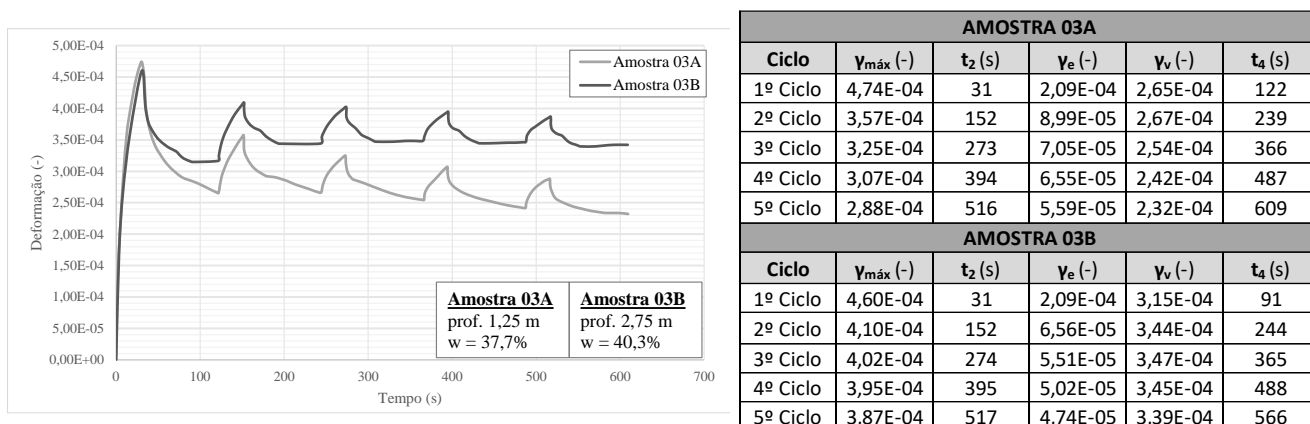


Figura 5.50 - Amostras 03A e 03B – Ensaio de creep e recuperação e parâmetros de deformação  $\gamma_e$  e  $\gamma_v$

### Amostra 04A e 04B

As amostras 04A e 04B (Figura 5.51) indicaram uma disparidade significativa das deformações máximas ( $\gamma_{m\acute{a}x}$ ) registradas durante o ensaio. Enquanto a amostra 04A apresentou no primeiro ciclo do ensaio um  $\gamma_{m\acute{a}x}$  de  $5,7 \times 10^{-4}$ , a amostra 04B apresentou para o mesmo ciclo um  $\gamma_{m\acute{a}x}$  de  $3,2 \times 10^{-4}$ , de modo que a amostra 04B indicou uma deformação máxima inicial equivalente a 56% do valor de  $\gamma_{m\acute{a}x}$  do ensaio da amostra 04A para um mesmo ciclo.

Ainda no primeiro ciclo, a amostra 04B apresenta uma recuperação mais acentuada de deformações (deformações de origem elástica, ou  $\gamma_e$ ), todavia a partir do segundo ciclo a amostra apresenta uma capacidade menor de desenvolver deformações quando comparada à 04A – sejam de origem elásticas, viscoelásticas ou viscosas.

Em aspectos de composição da amostra, os ensaios de caracterização geotécnica (granulometria, densidade real dos grãos, teor de umidade e teor de sólidos) não apresentaram divergências significativas quanto ao espaço amostral das demais amostras coletadas no mesmo material. As amostras apresentaram teores de umidade de mesma ordem de grandeza, sendo  $w=33,0\%$  (TS = 75,2%) e  $w=36,2\%$  (TS = 73,4%), respectivamente.

Nota-se, entretanto, que a amostra 04B apresenta, a partir do 2º ciclo do ensaio, um comportamento de deformações praticamente análogo ao da amostra 01, enquanto o comportamento da amostra 04A se assemelha ao grupo de amostras 02.

Apesar de o material ser relativamente homogêneo, dado que as amostras foram coletadas no interior de um reservatório em operação, é esperado que se tenha uma variabilidade de propriedades geotécnicas e de comportamento mecânico inerente aos geomateriais, sendo essa variabilidade percebida também no desenvolvimento de deformações devido ao *creep*. Sendo assim, o comportamento indicado pela amostra 04B não aparenta ser um *outlier*, mas uma caracterização de um comportamento em que o desenvolvimento de deformações é menos pronunciado.

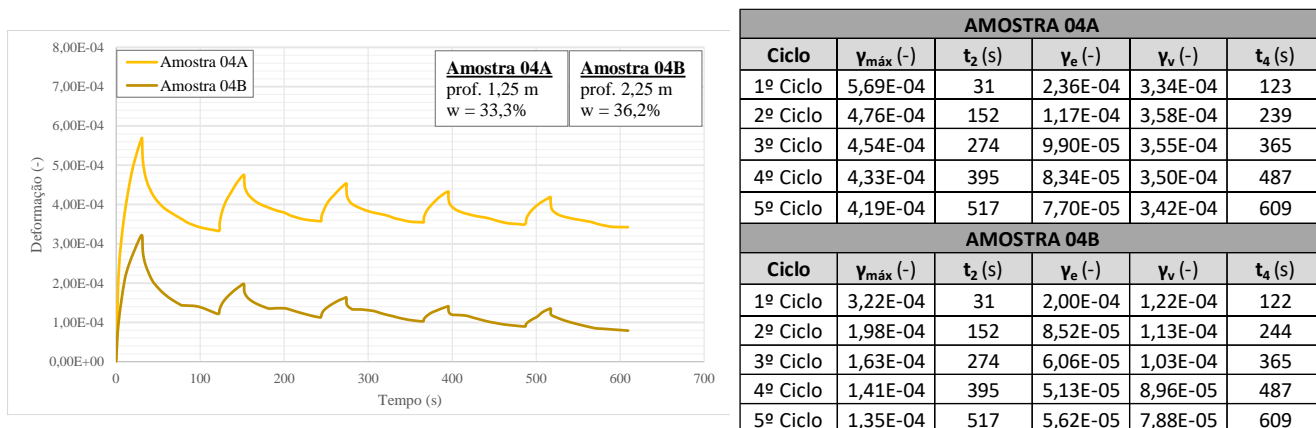


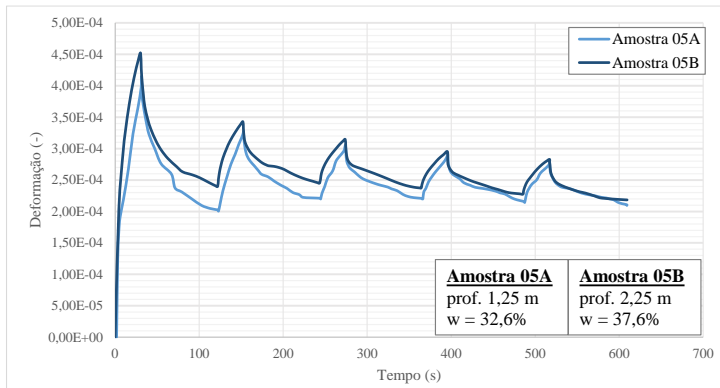
Figura 5.51 - Amostras 04A e 04B – Ensaio de creep e recuperação e parâmetros de deformação  $\gamma_e$  e  $\gamma_v$

### Amostras 05A e 05B

As amostras 05A e 05B (Figura 5.52) foram coletadas na mesma ilha de investigação, em profundidades diferentes – profundidade média da coleta de 1,25 m e 2,25 m, respectivamente.

As amostras apresentaram resultados convergentes entre si ao longo de todos os ciclos de *creep* e recuperação. Observaram-se deformações máximas mais pronunciadas no primeiro ciclo de carregamento e remoção do carregamento, porém unicamente nesse ciclo a amostra 05A apresentou uma recuperação elástica ( $\gamma_e$ ) superior às deformações viscosas permanentes. Tal comportamento não foi observado na amostra 05B.

Os demais ciclos apresentaram variações menores entre os parâmetros de deformação, sendo a média de  $\Delta_{méd} = 1,3 \times 10^{-4}$  para a amostra 05A e  $\Delta_{méd} = 1,6 \times 10^{-4}$  para a amostra 05B. Além disso, a partir do 2º ciclo do ensaio as deformações permanentes referentes à porção viscosa ( $\gamma_v$ ) foram consistentemente superiores às deformações elásticas ( $\gamma_e$ ).



AMOSTRA 05A					
Ciclo	$\gamma_{máx}$ (-)	$t_2$ (s)	$\gamma_e$ (-)	$\gamma_v$ (-)	$t_4$ (s)
1º Ciclo	4,15E-04	31	2,15E-04	2,01E-04	123
2º Ciclo	3,28E-04	153	1,08E-04	2,20E-04	245
3º Ciclo	3,06E-04	274	8,55E-05	2,20E-04	365
4º Ciclo	2,91E-04	396	7,65E-05	2,14E-04	488
5º Ciclo	2,78E-04	517	6,88E-05	2,10E-04	609

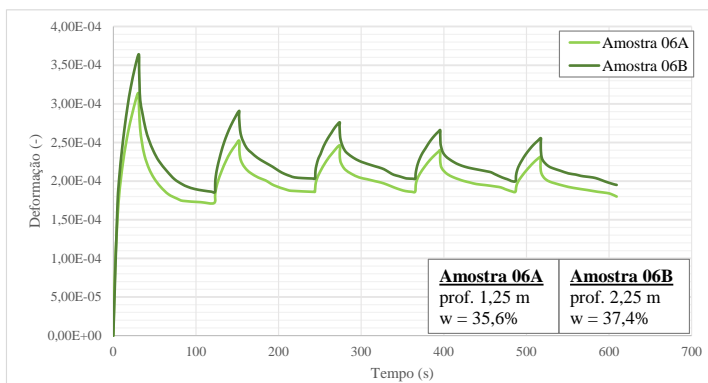
AMOSTRA 05B					
Ciclo	$\gamma_{máx}$ (-)	$t_2$ (s)	$\gamma_e$ (-)	$\gamma_v$ (-)	$t_4$ (s)
1º Ciclo	4,52E-04	30	2,12E-04	2,40E-04	122
2º Ciclo	3,43E-04	152	9,69E-05	2,46E-04	240
3º Ciclo	3,15E-04	274	7,72E-05	2,37E-04	363
4º Ciclo	2,95E-04	396	6,76E-05	2,28E-04	485
5º Ciclo	2,83E-04	517	6,46E-05	2,18E-04	609

Figura 5.52 - Amostras 05A e 05B – Ensaio de creep e recuperação e parâmetros de deformação  $\gamma_e$  e  $\gamma_v$

### Amostras 06A e 06B

As amostras 06A e 06B (Figura 5.53) foram coletadas na mesma ilha de investigação, em profundidades diferentes – profundidade média da coleta de 1,25 m e 2,25 m, respectivamente.

As amostras apresentaram resultados convergentes entre si ao longo de todos os ciclos de *creep* e recuperação. Observaram-se deformações máximas mais pronunciadas no primeiro ciclo de carregamento e remoção do carregamento, além de que as deformações permanentes referentes à porção viscosa ( $\gamma_v$ ) foram consistentemente superiores às deformações elásticas ( $\gamma_e$ ).



AMOSTRA 06A					
Ciclo	$\gamma_{máx}$ (-)	$t_2$ (s)	$\gamma_e$ (-)	$\gamma_v$ (-)	$t_4$ (s)
1º Ciclo	3,14E-04	30	1,42E-04	1,72E-04	122
2º Ciclo	2,52E-04	152	6,63E-05	1,86E-04	243
3º Ciclo	2,46E-04	274	6,01E-05	1,86E-04	361
4º Ciclo	2,40E-04	396	5,37E-05	1,86E-04	487
5º Ciclo	2,32E-04	517	5,16E-05	1,80E-04	609

AMOSTRA 06B					
Ciclo	$\gamma_{máx}$ (-)	$t_2$ (s)	$\gamma_e$ (-)	$\gamma_v$ (-)	$t_4$ (s)
1º Ciclo	3,64E-04	31	1,78E-04	1,86E-04	118
2º Ciclo	2,91E-04	152	8,75E-05	2,03E-04	241
3º Ciclo	2,76E-04	260	7,30E-05	2,03E-04	362
4º Ciclo	2,66E-04	396	6,60E-05	2,00E-04	482
5º Ciclo	2,56E-04	517	6,06E-05	1,95E-04	609

Figura 5.53 - Amostras 06A e 06B – Ensaio de creep e recuperação e parâmetros de deformação  $\gamma_e$  e  $\gamma_v$

- **Considerações Gerais**

A seguir serão apresentadas algumas considerações considerando os resultados gerais e individuais das amostras.

### **Observações Gerais**

Em todas as amostras observou-se um comportamento viscoelástico, apresentando uma recuperação parcial da deformação quando cessada a tensão aplicada, após os estágios de carregamento. As amostras de rejeito ensaiadas apresentaram:

- a. Deformações máximas ao final da fase de aplicação da tensão de cisalhamento ( $\gamma_{\text{máx}}$ ) variando entre  $5,7 \times 10^{-4}$  e  $1,4 \times 10^{-4}$ , em valores absolutos;
- b. Deformações referentes à porção elástica do comportamento viscoelástico ( $\gamma_e$ ) com máxima de  $2,4 \times 10^{-4}$  e mínima de  $3,3 \times 10^{-5}$ , em valores absolutos;
- c. Deformações referentes à porção viscosa do comportamento viscoelástico ( $\gamma_v$ ) entre  $3,6 \times 10^{-4}$  e  $7,9 \times 10^{-5}$ , em valores absolutos.

Analisando os ensaios de forma global, conforme indicado na Figura 5.54, é possível setORIZAR o comportamento quanto ao desenvolvimento de deformações por *creep* em três grupos:

- i. **Grupo A:** representado pelas amostras 02A, 02B, 03B e 04A, apresentam como comportamento comum um desenvolvimento de deformações de origem puramente elástica ( $\gamma_1$ ), viscoelástica ( $\gamma_2$ ), e puramente viscosas ( $\gamma_3$ ) de maior magnitude, alcançando como consequência maiores valores de deformação máxima ( $\gamma_{\text{máx}}$ ). Complementarmente, esse grupo também apresenta deformações irreversíveis superiores quando comparado aos demais grupos;
- ii. **Grupo B:** representado pelas amostras 03A, 05A e B e 06A e B, o grupo B apresentou um desenvolvimento de deformações intermediário em relação aos grupos A e C. Como característica comum aos ensaios que o compõem, as amostras do grupo B contém deformações máximas de maior magnitude no 1º ciclo do ensaio (aproximadamente da mesma ordem de grandeza que as amostras do grupo A), entretanto, a partir do 2º ciclo há uma recuperação elástica mais proeminente. Ademais, as deformações viscosas permanente são mantidas aproximadamente constantes ao final de cada ciclo de carregamento;



- iii. Grupo C: representado pelas amostras 01 e 04A, o grupo C apresenta como comportamento comum uma capacidade menor de desenvolver deformações quando aos grupos A e B – sejam de origem elásticas ou viscosas – resultando em deformações máximas de menor magnitude.

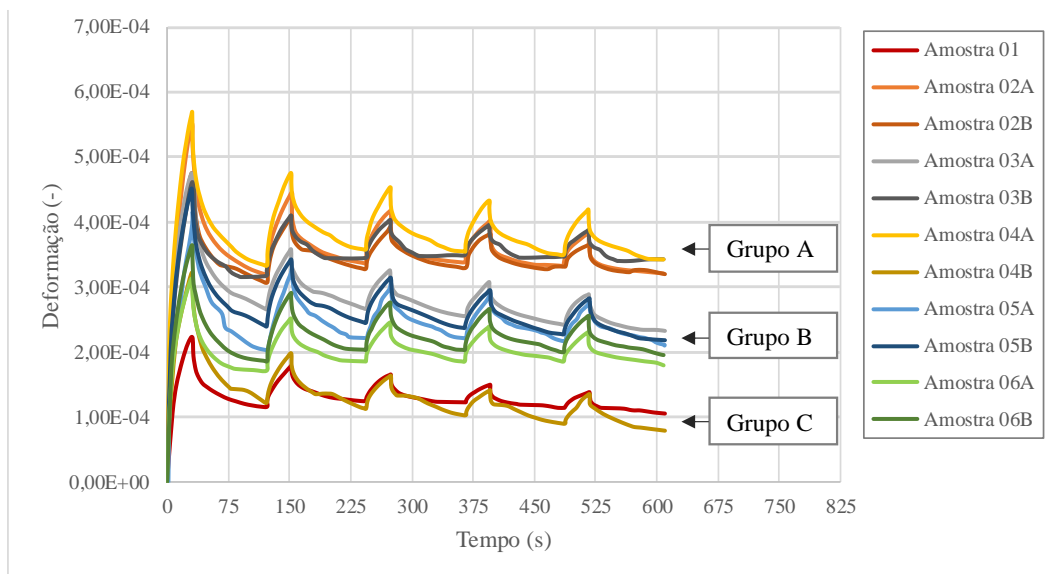


Figura 5.54 – Análise geral – Ensaio de creep e recuperação

Observou-se na totalidade das amostras que as deformações máximas foram gradativamente reduzidas a cada ciclo, de modo que os ensaios apresentaram uma redução gradual das deformações no pico ( $\gamma_{m\acute{a}x}$ ) ao final da fase de *creep*. Esse fenômeno pode ser um indicativo de do desenvolvimento de alterações na microestrutura do material, possivelmente oriundas de deformações plásticas, além das viscosas.

Apesar disso, com exceção da amostra 03B, ao final de cada ciclo de recuperação as deformações remanescentes ( $\gamma_v$ ) se mantiveram aproximadamente na mesma ordem de grandeza, de modo que as deformações permanentes não sofreram influência dos sucessivos ciclos de carregamento e descarregamento instantâneos.

### 5.2.2 Ensaio Rotacionais

Para calcular a tensão de escoamento e a viscosidade, foi analisado o modelo reológico de Bingham. O modelo de Bingham estima dois parâmetros reológicos, a tensão limite do escoamento e a viscosidade.

A Figura 5.55 e Figura 5.56 apresentam a tensão limite de escoamento em função do teor de sólidos para as amostras (por amostra e por grupo, respectivamente), considerando o modelo matemático de Bingham.

O ajuste exponencial apresentado foi determinado a partir da análise geral de todas as séries. A Tabela 5.9 apresenta o ajuste individual, por série, considerando as amostras do Grupo 2. Já a Figura 5.57 apresenta a curva de viscosidade dinâmica do rejeito, determinada a partir do mesmo modelo.

Tabela 5.9 - Ajustes exponenciais obtidos para as amostras – Tensão Limite de Escoamento *versus* Teor de Sólidos – Modelo Matemático de Bingham

Amostra	Ajuste Exponencial	R <sup>2</sup>
Amostra 01-D	$y = 3,0287 e^{6,5913x}$	0,92
Amostra 02-D	$y = 2,2356 e^{8,019x}$	0,98
Amostra 03-D	$y = 0,8187 e^{7,975x}$	0,94
Amostra 04-D (*)	-	-
Amostra 05-D	$y = 0,9279 e^{9,7045x}$	0,92
Amostra 06-D	$y = 0,0481 e^{13,169x}$	0,89

(\*) Não foi possível estabelecer um ajuste adequado para a Amostra 04-D.

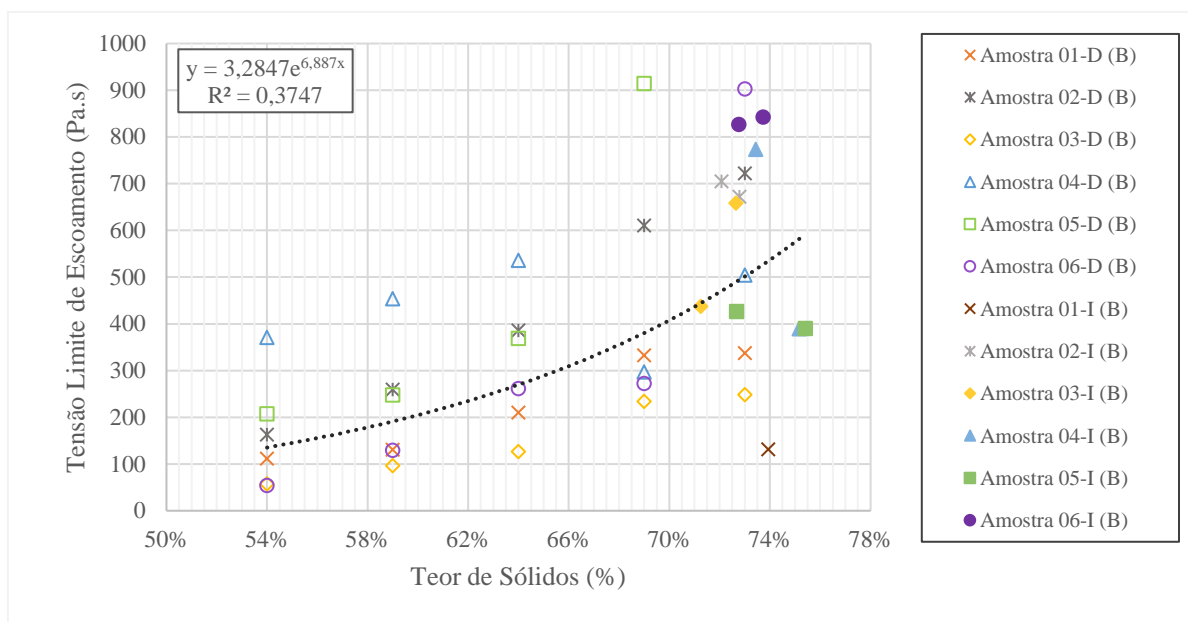


Figura 5.55 - Tensão Limite de Escoamento *versus* Teor de Sólidos – Modelo Matemático de Bingham



Figura 5.56 - Tensão Limite de Escoamento *versus* Teor de Sólidos – Amostras deformadas e indeformadas – Modelo Matemático de Bingham

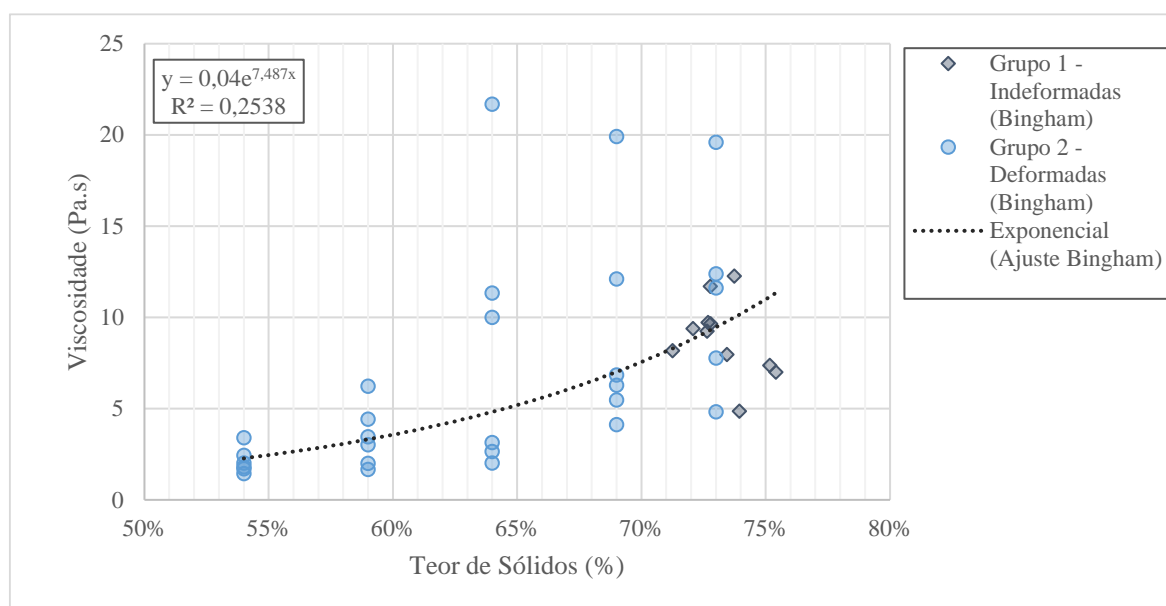


Figura 5.57 – Viscosidade dinâmica *versus* Teor de Sólidos - Amostras deformadas e indeformadas – Modelo Matemático de Bingham

Analisando individualmente os ensaios, percebe-se uma tendência exponencial entre a tensão limite de escoamento ou a viscosidade com o aumento do teor de sólidos. Tal comportamento é esperado, considerando que, conforme relatado por Boger (2015), a maioria das suspensões de rejeitos minerais exibem um aumento exponencial da tensão de escoamento com o aumento da concentração de sólidos.

Como exceção, tem-se a Amostra 04-D, que apresentou uma brusca quebra da tensão limite de escoamento entre os teores de sólidos de 64% e 69%. Todavia, tal comportamento não foi observado dentre as demais amostras, não sendo representativo do comportamento generalizado do material.

Observa-se ainda na Figura 5.55, que apresenta os resultados por amostra, que apesar de serem moldadas para uma mesma faixa de teor de sólidos, há ainda assim uma dispersão dos resultados da tensão limite de escoamento do rejeito.

Esse aspecto é curioso, uma vez que as amostras foram preparadas sob uma mesma condição, sendo ensaiadas com um mesmo equipamento (reômetro rotacional com geometria de palheta) e sob taxa de cisalhamento controlada. Dentre as hipóteses quanto a variabilidade de  $\tau_0$  para uma mesma faixa de teor de sólidos, pode ser considerada a possível influência da composição estrutural da amostra, além de desvios externos tais como variação de temperatura durante o ensaio ou a não homogeneidade da amostra.

Nota-se ainda uma dispersão mais acentuada da tensão limite de escoamento para teores de sólidos elevados – no grupo de amostras, faixa de teores de sólidos superiores a 64%. Tal comportamento chama atenção, sendo que para essas amostras há uma quantidade de água menor em relação à parcela sólida, de modo que o rejeito se apresenta com consistência pastosa. Com uma proposta similar de metodologia de ensaio, Duarte *et al* (2022) observaram um comportamento reológico análogo para rejeitos de bauxita, com a diferença de que o rejeito estudado passou por um processo adicional de desaguamento e filtragem por filtro tambor.

A dispersão acentuada para os teores de sólidos mais elevados, da ordem de 70%, pode ser um indicativo de que, nessa faixa, o material se encontra em um estado intermediário entre sólido e fluido – ou seja, entre as deformações viscoelasto-plásticas, de modo que o método de ensaio rotacional não seja o mais aplicável para caracterização nessa faixa.

Comparando os resultados obtidos para as amostras indeformadas (Grupo 1) e deformadas (Grupo 2), conforme a Figura 5.51, não há distinção significativa dentre os resultados, de modo que a moldagem das amostras pode então ser considerada um método eficaz para determinação das propriedades reológicas do rejeito em diferentes concentrações.

Conforme apresentado, a curva de viscosidade do rejeito tem um comportamento análogo à curva de fluxo, exibindo um aumento exponencial da viscosidade com o aumento da concentração de sólidos. Ou seja, as amostras do rejeito preparadas com um teor de umidade menor apresentam, de forma geral, maior resistência às deformações viscosas e consequentemente ao escoamento.

### **5.3 A FLUÊNCIA NA APLICAÇÃO NUMÉRICA**

No item anterior, a fluência foi discutida no âmbito do comportamento reológico, a partir de ensaios de caracterização do comportamento viscoelástico do rejeito, suas deformações plásticas e viscosas sob tensão constante, complementado pela determinação do comportamento do rejeito quando exposto às deformações excessivas que o levam ao escoamento – comportamento pautado principalmente pelos parâmetros de tensão limite de escoamento e viscosidade.

Neste item, discute-se a representação do fenômeno sob a perspectiva de simulações computacionais. Para tal, um modelo numérico de um depósito de rejeitos de bauxita foi desenvolvido, comparando os resultados de deslocamentos obtidos a partir de diferentes modelos constitutivos. Esse item irá discutir a representatividade do *creep* no modelo numérico, a influência da variabilidade dos parâmetros no resultado e as limitações ainda encontradas na abordagem numérica.

#### **5.3.1 Parâmetros Geotécnicos**

Conforme apresentado anteriormente, o modelo numérico em questão considera um sistema hipotético de disposição de rejeitos, composto por uma fundação homogênea, um barramento executado em aterro compactado de material majoritariamente argiloso e um reservatório em que o rejeito de bauxita é lançado hidráulicamente.

O presente trabalho se concentrou na caracterização apenas do rejeito, feita por meio de ensaios de campo e de laboratório. Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica do material foram utilizados para a determinação dos dados de *input* do modelo e se encontram em detalhe no item 5.1. Os demais materiais foram estabelecidos com base em valores típicos disponíveis

na bibliografia de referência, adotados com base no relatório técnico do rompimento da barragem BI em Brumadinho/MG (2019).

Os parâmetros necessários para *input* dos modelos constitutivos considerados são apresentados na Tabela 5.10.

A determinação dos parâmetros de permeabilidade e de deformabilidade associados ao adensamento ( $\lambda^*$ ,  $\kappa^*$  e OCR) estão apresentados em detalhe no item 5.1. Destaca-se, entretanto, que durante os ensaios de adensamento não foram registrados os coeficientes de adensamento secundário ( $C_a$ ) e, conseqüentemente, no presente estudo o parâmetro  $\mu^*$  foi estimado, sendo posteriormente discutida sua influência nos resultados.

Tabela 5.10 - Parâmetros de entrada necessários para a modelagem proposta

<i>Modelo Constitutivo</i>	<i>Parâmetros de Entrada</i>
<i>Elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb</i>	E (kPa) v (-) $\phi$ (°) c (kPa)
<i>Soft Soil Creep</i>	E (kPa) v (-) $\phi$ (°) c (-) $\lambda^*$ (-) $\kappa^*$ (-) $\mu^*$ (-) OCR (-)

No âmbito da resistência do material, foram avaliados parâmetros não drenados dado o comportamento de geração de poropressão. Todavia, o modelo SSC limita-se a trabalhar apenas com parâmetros efetivos. Uma vez que os ensaios de campo apresentaram comportamento não drenado, necessário para obtenção de dados adequados durante o ensaio de palheta ou *vane test*, há uma limitação para a determinação de forma direta dos parâmetros efetivos.

De forma a manter a coerência deste trabalho, optou-se pela utilização das formulações propostas através do modelo *Cam Clay* para a obtenção dos parâmetros de resistência não-drenada. A partir desta teoria, considerando a linha de estados críticos e as trajetórias das tensões até se chegar à CSL, deduz-se que a razão de resistência  $\left(\frac{Su}{\sigma'_{v0NC}}\right)$  pode ser aproximada como sendo igual ao resultado apresentado na Equação (32), para solos normalmente adensados.

$$\frac{Su}{\sigma'_{v0NC}} = \frac{1}{2} \text{sen}(\phi') \quad (32)$$

Sendo assim, aplicado a Equação (32) para as resistências não drenadas obtidas para o material conforme a Figura 5.33, foram obtidos os ângulos de atrito de 16°, 21° e 29°, respectivamente. Para a modelagem numérica considerou-se o ângulo de atrito médio do rejeito equivalente a 21°.

A Tabela 5.11 apresenta um resumo dos parâmetros de resistência, permeabilidade e deformabilidade dos materiais.

Tabela 5.11 - Parâmetros de resistência, permeabilidade e deformabilidade

<i>Material</i>	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$k_x$ (m/s)	$k_y/k_x$	$\nu$	$E$ (kPa)	$\lambda^*$	$\kappa^*$	$\mu^*$	<i>OCR</i>
<i>Aterro Compactado</i>	19	30	10	5,00E-08	0,2	0,3	45000	-	-	-	-
<i>Rejeito</i>	20	21	0,1	1,00E-08	1	0,4	200	0,08	0,03	0,02 a 0,08	1
<i>Fundação</i>	16	30	16	5,00E-07	1	0,25	60000	-	-	-	-

### 5.3.2 Análise de Fluxo

No curto prazo, o sistema foi exposto a uma aplicação rápida de carregamento, com a disposição de camadas de rejeito com elevada umidade com cerca de um metro de espessura por mês. Após o enchimento completo do depósito, no longo prazo, o sistema é mantido estável, sem a aplicação de carregamentos adicionais. Nessa condição, a dissipação das poropressões ocorre

gradativamente, acompanhada do desenvolvimento de deslocamentos, principalmente recalques, no rejeito disposto.

Da Figura 5.58 a Figura 5.61 apresentam-se as malhas de carga total d'água com as respectivas equipotenciais, além da indicação do nível freático ao longo de diferentes estágios do modelo numérico.

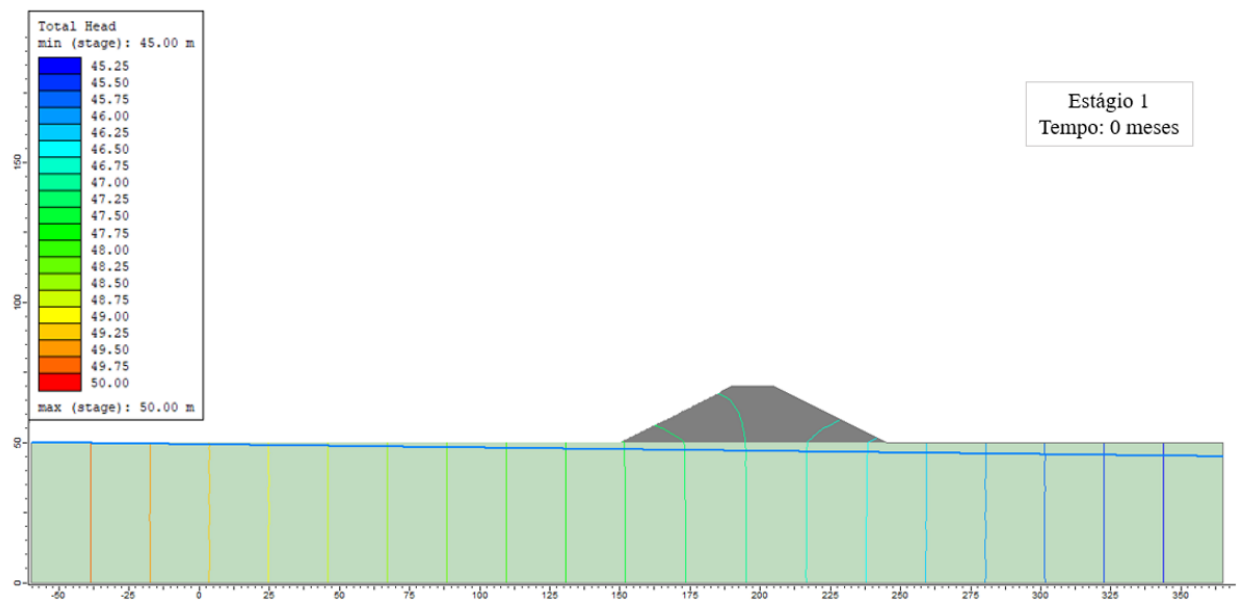


Figura 5.58 - Diagrama de equipotenciais – Condição inicial (t = 0)

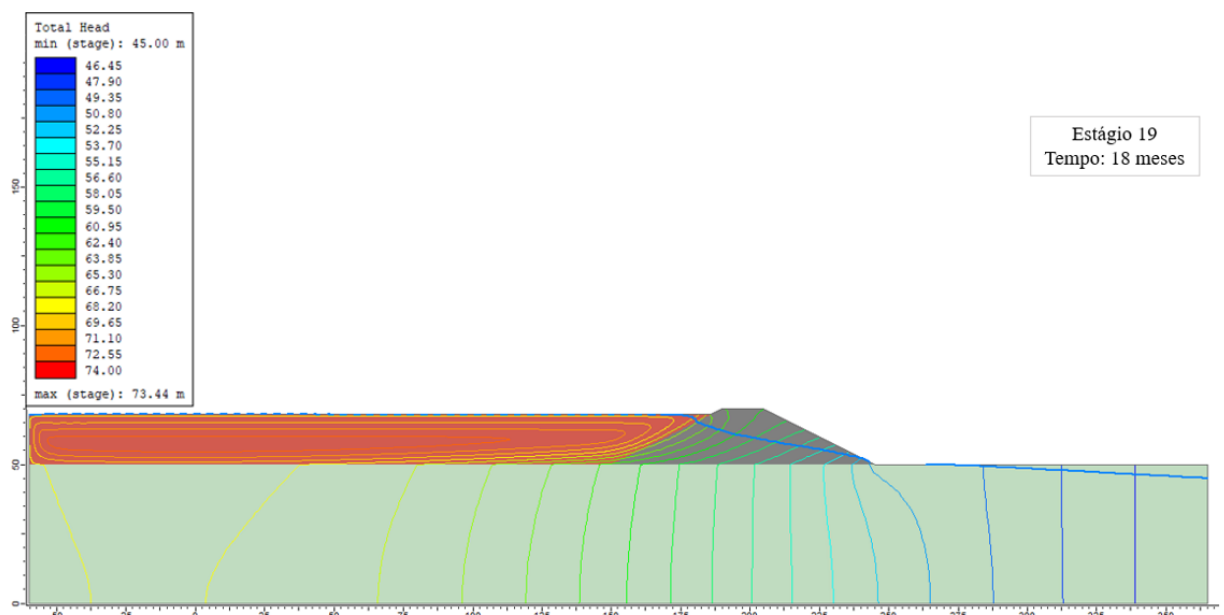


Figura 5.59 - Diagrama de equipotenciais – Condição logo após o enchimento do depósito (t = 18 meses)



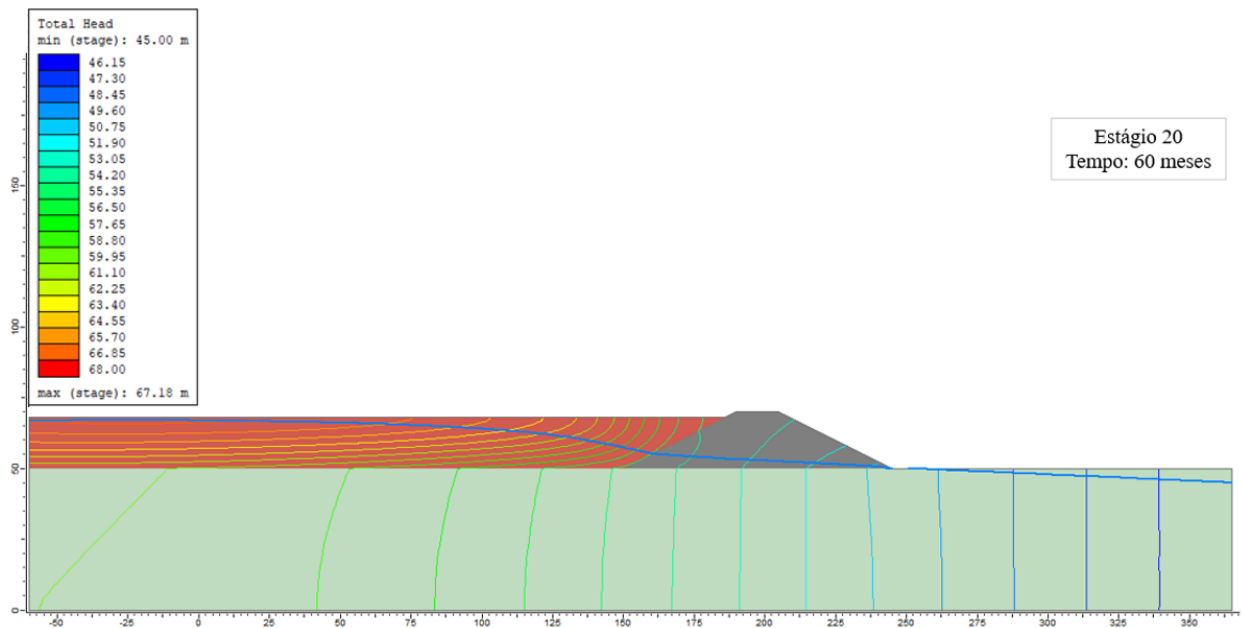


Figura 5.60 - Diagrama de equipotenciais – Dissipação gradual das poropressões (t = 60 meses)

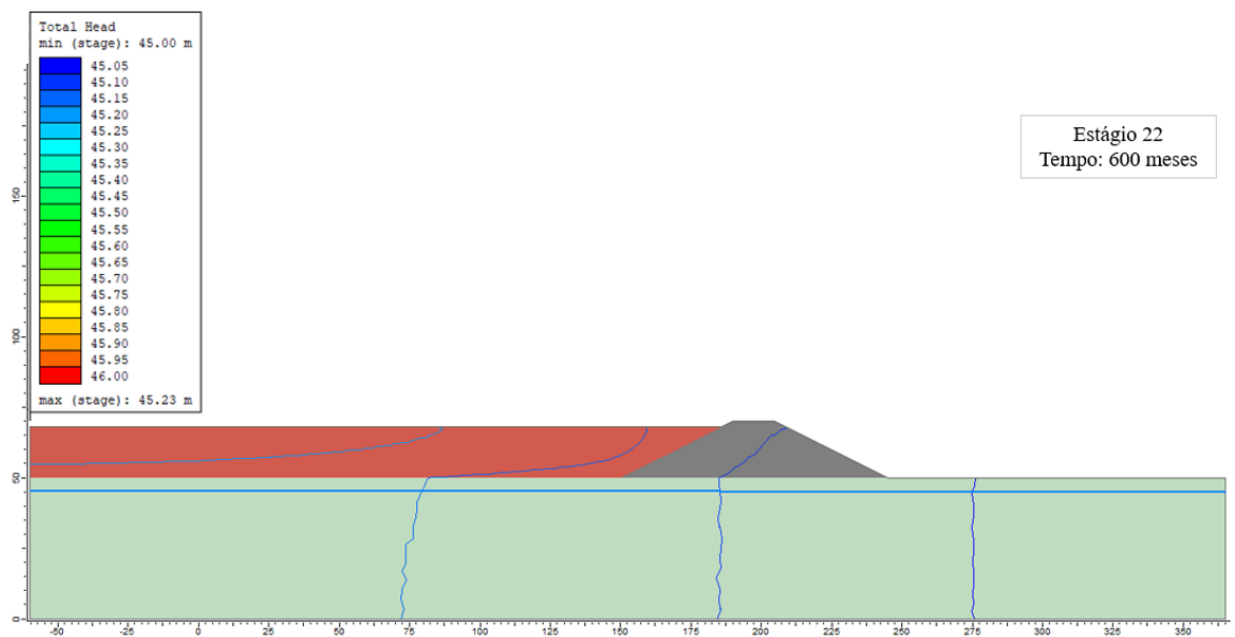


Figura 5.61 - Diagrama de equipotenciais – Condição de longo prazo (t = 600 meses)

### 5.3.3 Discussão dos Resultados Numéricos

O principal objetivo buscado com a modelagem numérica é traçar um comparativo entre um modelo constitutivo que considera a fluência e o fator tempo em relação a um modelo menos sofisticado, que considera apenas as dimensões tensão e deformação.

Para tal, um mesmo sistema hipotético de disposição de rejeitos foi modelado a partir de modelos constitutivos distintos: modelo *Soft Soil Creep* e o elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Ambos os modelos foram expostos aos mesmos carregamentos, condições de contorno e linha temporal de estágios de carregamento.

A descrição do sistema, estágios de carregamento e tempo, condições de contorno e malha encontra-se detalhada no item 4.4.

- **Região de Análise**

Tendo em vista que o problema chave se trata do adensamento de um material mole e altamente compressível, os resultados para análise foram tomados ao longo de três verticais espaçadas no interior do depósito, considerando os nós no limite superior, ao meio da camada e na base do rejeito disposto.

As verticais foram estabelecidas para que considerassem apenas o material do rejeito, sendo que os demais materiais do sistema não foram objetivo de interesse do presente estudo. Além disso, as regiões de análise dos dados foram tomadas de modo a evitar qualquer interferência das condições de contorno de deslocamento aplicadas nas extremidades do modelo.

A Figura 5.62 apresenta as regiões de análise, compostas pelas verticais 1, 2 e 3 e os nós de extração dos dados (A, B e C, respectivamente).

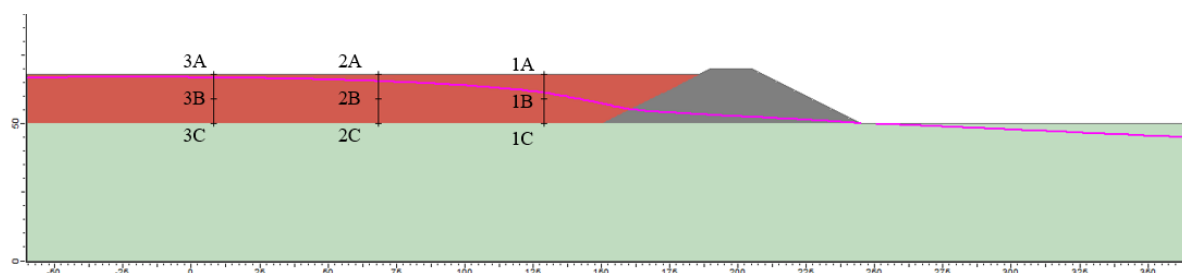


Figura 5.62 - Região de análise do modelo

- **Tensão Efetiva e Poropressão**

O modelo numérico desenvolvido trabalha com uma interação entre tensões, deformações e fluxo e, no caso do 2º cenário, que considerou o modelo SSC para o rejeito, acrescenta-se ainda

a dimensão tempo. Nesse sentido, a caracterização do comportamento do rejeito se dá em função dos regimes de tensões efetivas e fluxo.

No sistema modelado, a aplicação de carregamento e a conseqüente variação do estado de tensões foram originados devido à disposição de rejeitos no reservatório, sendo a carga aplicada equivalente ao peso próprio da camada e à variação do nível freático no reservatório.

A Figura 5.63 e Figura 5.64 apresentam um comparativo entre as poropressões e tensões efetivas médias na meia altura da camada de rejeito, pontos denominados como nós B, referente aos cenários 1 (rejeito modelado com o modelo de Mohr-Coulomb, MC, representado pelas séries com marcador circular) e cenário 2 (rejeito modelado com o modelo *Soft Soil Creep*, SSC, representado pelas séries com marcador quadrado).

Tomando os dados até o estágio 19 ( $t = 18$  meses), ou seja, quando é concluído o enchimento do reservatório, tem-se uma crescente acentuada da tensão efetiva e das poropressões análoga em ambos os cenários. Comportamento esse esperado, uma vez que é o momento de aplicação direta e ativação do peso das camadas de rejeito no reservatório e, no âmbito das poropressões, se tem o lançamento do rejeito com elevado teor de umidade condicionado pela condição de contorno de carga total d'água na altura do nível do rejeito.

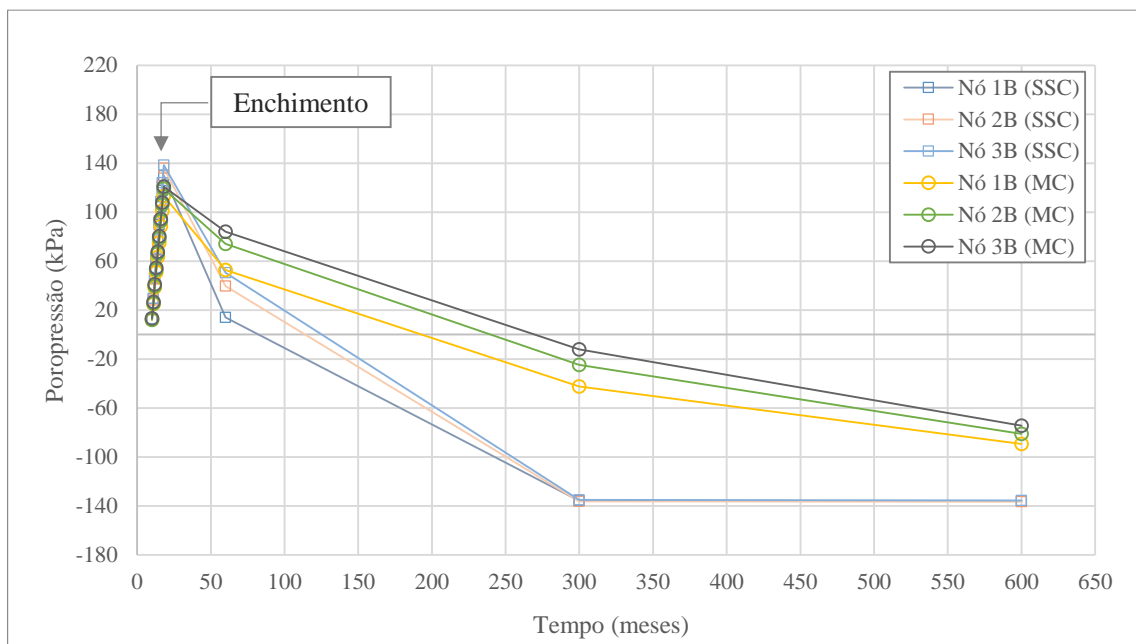


Figura 5.63 - Poropressão ao longo do tempo

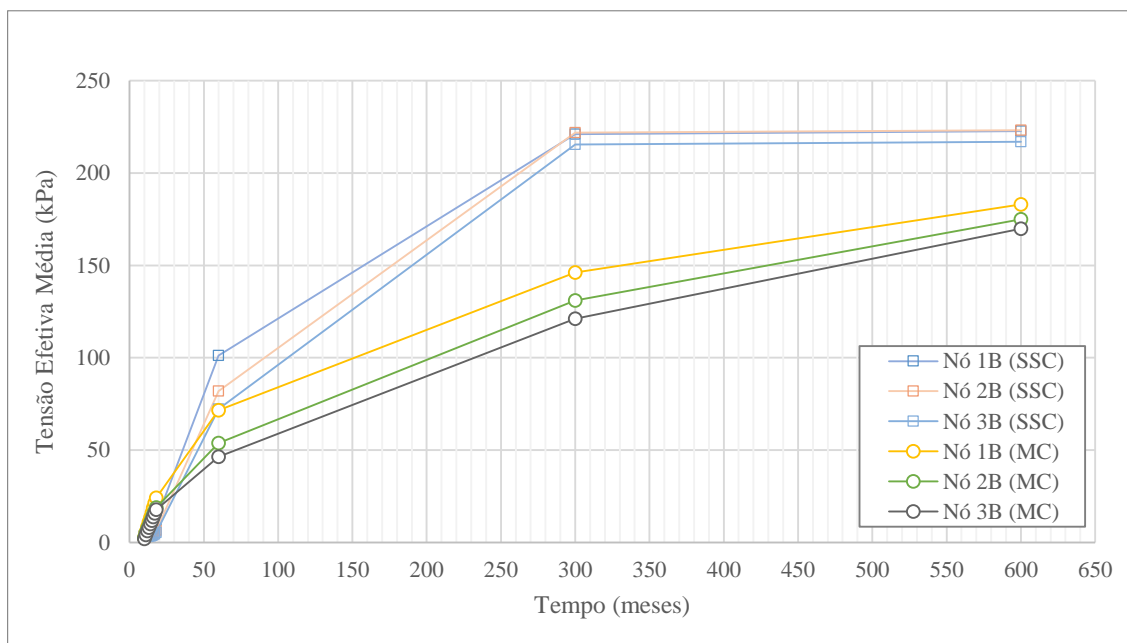


Figura 5.64 - Tensão efetiva média ao meio da camada de rejeito

Após o período de enchimento, os cenários passam pela fase de dissipação e adensamento do rejeito. É interessante pontuar que durante essa fase é observada uma divergência entre o desenvolvimento das poropressões e, conseqüentemente, tensões efetivas entre os cenários.

Comparando os cenários, o cenário 1 apresenta uma dissipação das poropressões que se desenvolve gradativamente até o  $t = 600$  anos, alcançando poropressões negativas da ordem de  $-75$  kPa. Em reflexo, as tensões efetivas apresentam um incremento de menor magnitude, atingindo valor máximo de  $183$  kPa ao final do estágio 22.

Em contraponto, o cenário 2 (modelo SSC) desenvolve com maior facilidade as dissipações das poropressões até o estágio 21 ( $t = 300$  meses), estabelecendo um patamar constante equivalente a uma poropressão negativa de  $-135$  kPa. Esse comportamento também é observado nas tensões efetivas, que se tornam praticamente constantes a partir do mesmo estágio, da ordem de  $220$  kPa.

De modo geral, o modelo SSC permitiu uma representação mais acentuada do adensamento do material, manifestado pela dissipação das poropressões e desenvolvimento de recalques, alcançando um patamar de tensões efetivas médias com magnitude superior ao modelo de Mohr-Coulomb.

- **Deslocamentos Verticais**

Os deslocamentos verticais são os dados principais para a avaliação, uma vez que o problema chave se trata do adensamento do rejeito. Sendo assim, a evolução dos deslocamentos verticais para os diferentes cenários foi avaliada no topo, meio e base da camada de rejeito ao longo do tempo.

### **Cenário 1**

Em aspectos de deslocamentos verticais, observou-se no cenário do modelo de Mohr-Coulomb recalques máximos da ordem de 0,23 m, 0,72 m e 0,81 m na base (nós C), meio (nós B) e topo (nós A) da camada de rejeito, respectivamente.

Destaca-se, entretanto, que o deslocamento máximo observado no nó 3A (3,79 m, Figura 5.65) não foi coerente com os valores observados nas adjacências da região de análise. Foi observado que esse nó se encontra em uma zona de plastificação do material, fator que pode ter influenciado o resultado localmente. Nesse sentido, o dado foi desconsiderado na análise de modo a estabelecer um comparativo mais equilibrado entre os modelos.

Conforme esperado, os deslocamentos verticais apresentaram uma tendência contínua de recalque durante todo o período de análise, sendo que os nós localizados no topo da camada de rejeito apresentaram os deslocamentos de maior magnitude, enquanto os deslocamentos na base do depósito foram de menor magnitude, restritos à deformação do material de fundação.

Em aspectos de tendências de comportamento, observou-se de modo geral um recalque mais acentuado até o estágio 20 ( $t = 60$  meses). Após esse período, há uma estabilização dos deslocamentos verticais. A Figura 5.65 apresenta um compilado dos resultados obtidos.

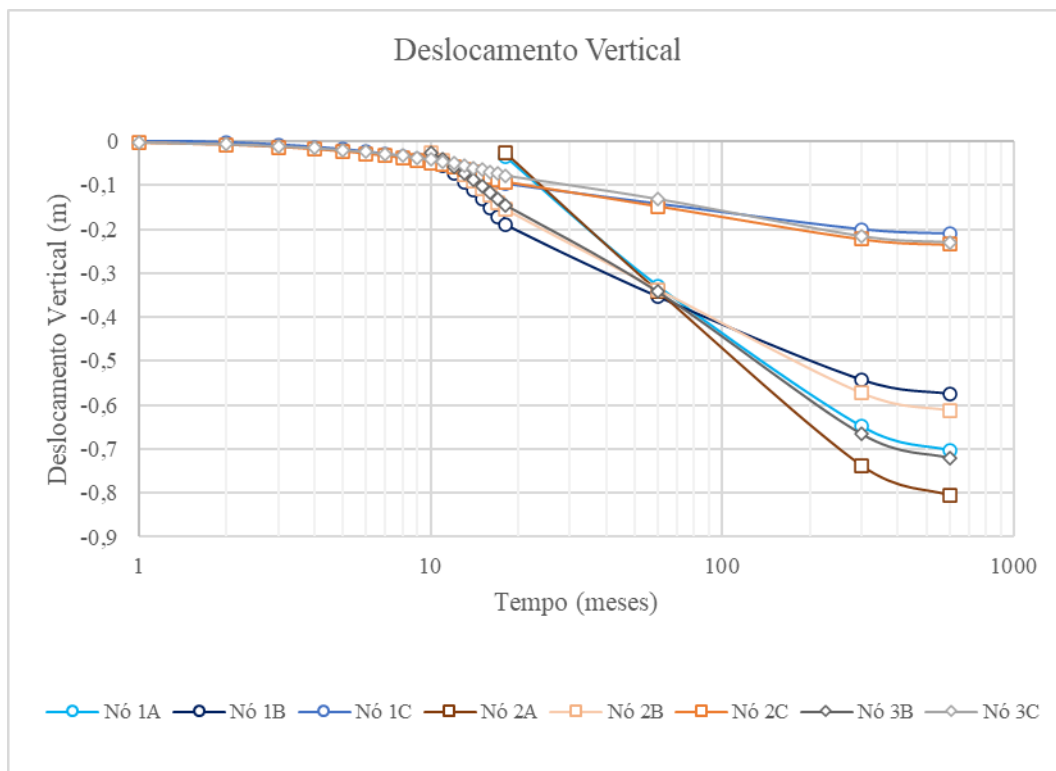


Figura 5.65 - Cenário 1 – Deslocamentos verticais no topo, meio e base da camada de rejeito com o modelo de Mohr-Coulomb

## **Cenário 2**

Os ensaios de *creep* e recuperação realizados no rejeito de bauxita indicaram que o material apresentou deformações irreversíveis quando exposto a ciclos de carregamento constante, indicando alterações em sua estrutura sólida, com um comportamento viscoelasto-plástico.

Nesse sentido, a proposta do modelo numérico foi, a partir dos dados de entrada obtidos pela caracterização geotécnica (item 5.1), em especial no ensaio de adensamento edométrico, mapear o desenvolvimento de deformações ao longo do tempo para uma condição de estado de tensões aproximadamente constante.

Na construção do modelo foram considerados os parâmetros máximos de  $\kappa^*$  e  $\lambda^*$  calculados, conforme a Tabela 5.8.

Quanto ao índice de fluência secundário ( $\mu^*$ ), que depende de  $C_\alpha$  para sua determinação, não foi possível estabelecê-lo a partir do ensaio de adensamento. Nesse sentido, foi feita uma

avaliação de sensibilidade da influência do parâmetro no desenvolvimento de deslocamentos verticais.

Mesri e Godlewski (1977) observaram que existe uma relação de proporcionalidade entre o índice de compressão ( $C_c$ ) e o índice de compressão secundária ( $C_a$ ), sendo a razão entre  $C_a/C_c$  igual a uma constante ( $\alpha$ ), que varia de acordo com o tipo de material. Há alguns valores de referência na bibliografia quanto a proporcionalidade entre  $C_a/C_c$ , com a razão variando entre  $0,02 \pm 0,01$  para solos granulares até  $0,05 \pm 0,01$  para argilas orgânicas e Siltes e  $0,06 \pm 0,01$  para turfas (Contreras, Schimpke e Strate, 2015). No âmbito dos rejeitos, as referências de valores típicos são mais escassas – especialmente relacionadas ao rejeito de bauxita.

Frente a limitação dos parâmetros de fluência, foi avaliado no modelo numérico uma faixa de convergência do índice de fluência modificada considerando os parâmetros conhecidos,  $\kappa^*$  e  $\lambda^*$ , determinados a partir dos ensaios. A faixa de convergência encontrada e adotada se deu entre  $\mu^* = 0,02$  e  $\mu^* = 0,08$  (Figura 5.66 e Figura 5.67, respectivamente).

Para o modelo em questão, a diferença entre os resultados obtidos para cenários considerando a variação adotada do índice de fluência modificado foi irrisória. É importante dar relevo, entretanto, à complexidade de caracterizar a influência desse parâmetro na modelagem. Conforme abordado por Havel (2004), que analisando a sensibilidade da variação do  $\mu^*$  no modelo SSC para um material argiloso, descreveu que sua variação é complexa, não sendo possível determinar uma tendência clara de sua contribuição na variação nas deformações verticais.

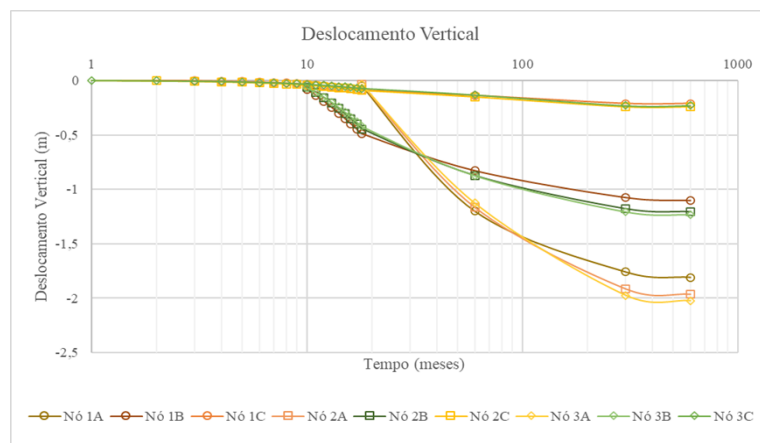


Figura 5.66 - Cenário 2A – Deslocamentos verticais totais ( $\mu^* = 0,02$ )

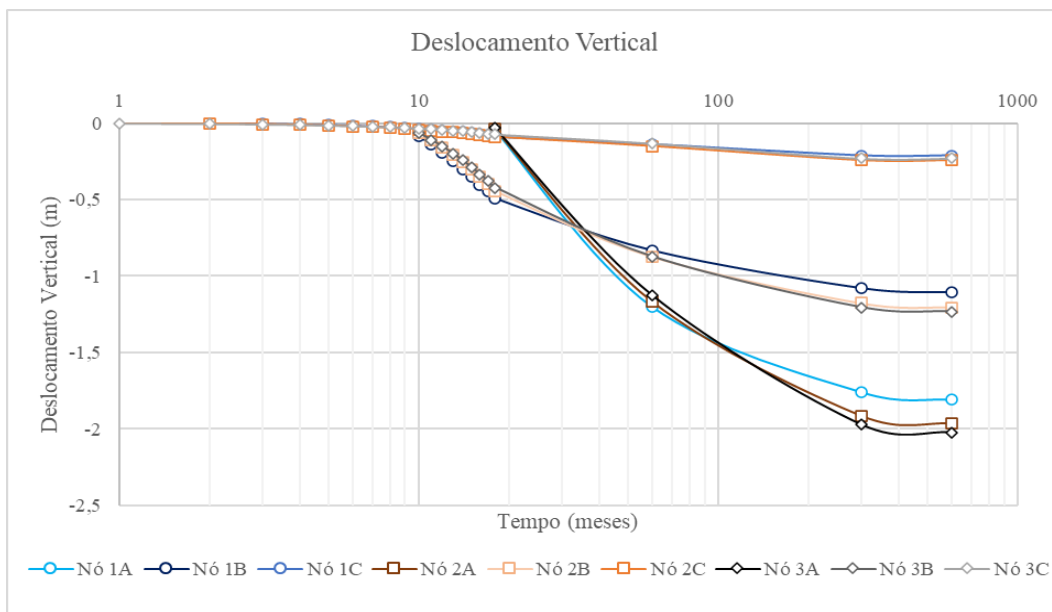


Figura 5.67 - Cenário 2B – Deslocamentos verticais totais ( $\mu^* = 0,08$ )

A Figura 5.68 apresenta os resultados de deformação vertical no topo, meio e base da camada de rejeito do cenário 2B.

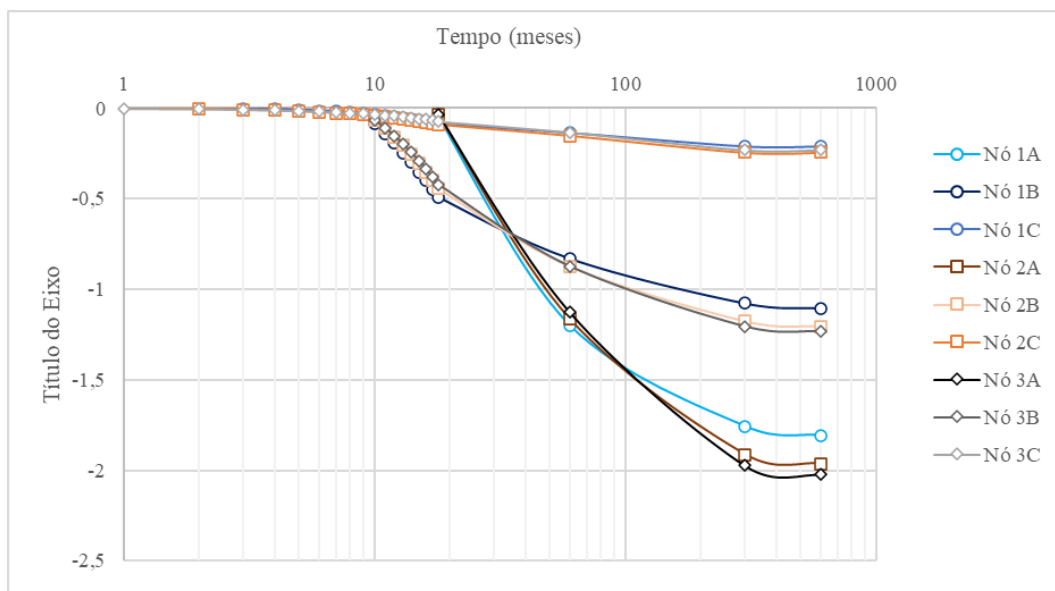


Figura 5.68 - Cenário 2B – Deslocamentos verticais no topo, meio e base da camada de rejeito com o modelo SSC

Em aspectos de deslocamentos verticais, observou-se no cenário do modelo SSC recalques máximos da ordem de 0,24 m, 1,23 m e 2,02 m na base (nós C), meio (nós B) e topo (nós A) da camada de rejeito, respectivamente.



- **Considerações Gerais dos Cenários 1 e 2**

Avaliando comparativamente os deslocamentos verticais entre os cenários 1 e 2, o principal ponto de divergência entre os modelos se dá na magnitude de deslocamentos verticais observada.

Tomando como referência os nós ao meio da camada (nós B, Figura 5.69), observa-se:

- Em ambos os cenários, até o estágio de dissipação ( $t = 60$  meses) os recalques são mais pronunciados na região próxima ao maciço (vertical 1). Após esse estágio é quando os recalques passam a ter maior magnitude na região mais afastada do maciço (vertical 3);
- Ainda nos estágios de enchimento do reservatório, até o estágio 19 ( $t = 18$  meses), as deformações são mais pronunciadas no conjunto de nós do cenário 2, o que pode ser avaliado pela inclinação da linha de recalques. Ao final do enchimento, o cenário 2 apresentou recalques até 238,5% maiores que os mesmos nós no cenário 1;
- Na etapa de dissipação, ao longo dos primeiros cinco anos ( $t = 60$  meses), a disparidade entre o desenvolvimento de recalques segue essa tendência, com o cenário 2 apresentando recalques que superam o cenário 1 para um mesmo nó em até 158,8%;
- No longo prazo (estágio 22,  $t = 600$  meses), a diferença entre os recalques determinados pelos modelos é levemente atenuada, todavia, o cenário 2 ainda apresenta recalques até 96,9% superiores ao cenário 1;
- Esse comportamento em que as deformações do cenário 2 superam as registradas pelo cenário 1 também é observado no topo da camada (nós A), com exceção do nó 3A do cenário 1;
- Na base da camada, os deslocamentos dos cenários 1 e 2 apresentam-se aproximadamente da mesma ordem de grandeza, de modo que o desenvolvimento de recalques não apresentou variações significativas nessa região.

Um diferencial importante entre os modelos se dá nos estágios de longo prazo, entre o estágio 21 ( $t = 300$  meses) e 22 ( $t = 600$  meses). Conforme indicado na Figura 5.64, entre esses estágios

o modelo SSC (cenário 2) apresenta tensões efetivas praticamente constantes, diferente do modelo de Mohr-Coulomb (cenário 1) que ainda tem um aumento gradual de tensões nessa etapa.

Correlacionando essa informação com o desenvolvimento de recalques, nota-se que entre esses estágios, apesar de ambos os cenários apresentarem ainda o desenvolvimento de deformações, em menor magnitude, em sua origem esses recalques possuem mecanismos distintos.

Para esses estágios, o cenário 1 ainda se encontra em uma condição de variação do estado de tensões, de modo que as deformações têm como origem a variação das poropressões e consequente aumento gradual das tensões efetivas médias. Entretanto, no cenário 2, o desenvolvimento de deformações (que variam entre 2,7 cm e 5,1 cm) que se dá entre esses estágios se desenvolve em uma condição em que as poropressões já se encontram estáveis e a tensão é constante, de modo que o fenômeno que induz os recalques se dá majoritariamente devido ao *creep* no rejeito.

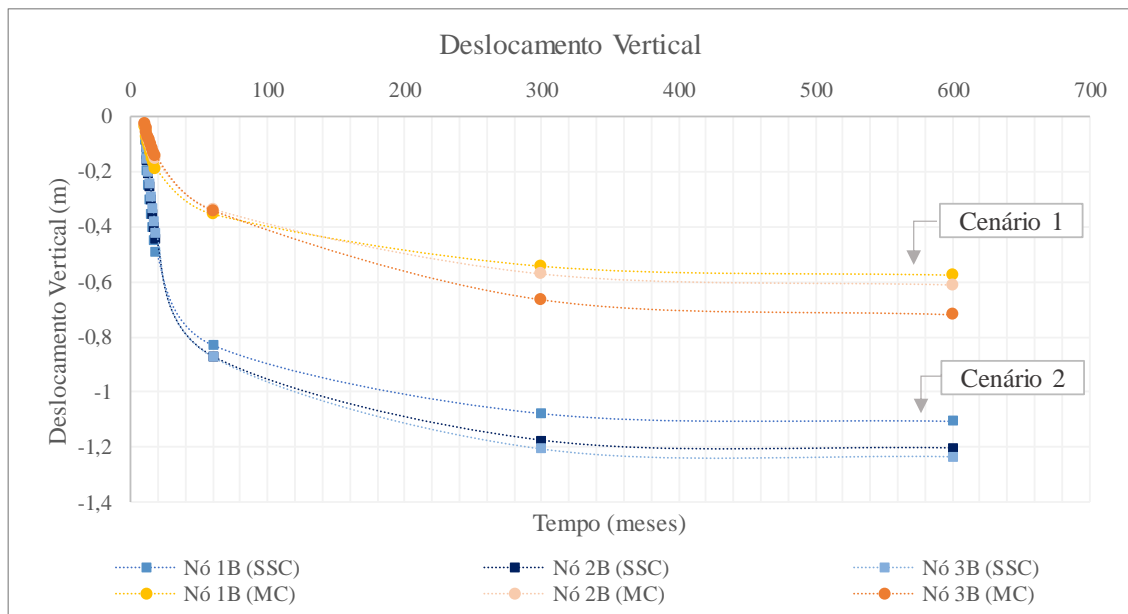


Figura 5.69 - Deslocamentos verticais – Comparativo entre os cenários 1 e 2

- **Limitações dos Modelos Constitutivos**

Dentre os modelos constitutivos, o modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb é um dos mais difundidos dada sua simplicidade em representar o comportamento tensão-deformação dos materiais.

É um modelo básico, caracterizado por quatro parâmetros de entrada, sendo esses parâmetros de fácil obtenção. Entretanto, no âmbito de fenômenos reológicos e dependentes do tempo, como o *creep*, o modelo torna-se extremamente limitado por não incorporar a dimensão tempo. Mesmo que o modelo consiga determinar o desenvolvimento de deformações verticais quando da dissipação de poropressões, sua representação temporal é apenas figurativa.

Já o modelo *soft soil creep*, dentro da teoria da visco-plasticidade, incorpora em sua conceituação três dimensões: tensão, deformação e tempo. Ele considera que após a dissipação completa das poropressões, o material ainda pode continuar se deformando devido à fluência ou adensamento secundário.

O modelo também apresenta parâmetros de entrada simples, que podem ser determinados a partir de um ensaio de adensamento edométrico ( $\kappa^*$ ,  $\lambda^*$  e  $\mu^*$ ), sendo que tais parâmetros são tomados como constantes.

A consideração desses parâmetros como constantes incorpora ao modelo constitutivo uma limitação, visto que são parâmetros variáveis de acordo com a tensão efetiva. Havel (2004) pontua que essa é inclusive uma das grandes limitações do modelo SSC, uma vez que impossibilita a modelagem do comportamento real do *creep* desviatório em solos sobreadensados. O autor destaca principalmente o parâmetro  $\lambda^*$ , que tende a diminuir com o aumento da tensão vertical efetiva, sendo esse comportamento associado às mudanças estruturais (micro e macroestrutura) do solo durante o carregamento.

Havel (2004) ainda avaliou em seu trabalho a influência da variação dos parâmetros de entrada do modelo SSC atribuídos à fluência ( $\kappa^*$ ,  $\lambda^*$  e  $\mu^*$ ). Através de um estudo paramétrico comparativo, o autor observou que:

- A variação do índice de recompressão modificado ( $\kappa^*$ ) tem influência majoritariamente na fase do adensamento primário. Maiores valores de  $\kappa^*$  resultaram em deformações verticais de maior magnitude;
- A variação do índice de compressão modificado ( $\lambda^*$ ) influenciou principalmente a magnitude do adensamento secundário. Maiores valores de  $\lambda^*$  resultaram em deformações verticais de maior magnitude;
- A variação do índice de fluência modificado ( $\mu^*$ ) já é mais complexa, não sendo possível determinar uma tendência clara de sua variação nas deformações verticais.

Conforme observado também nesse trabalho, a caracterização do índice de fluência modificado se dá de forma complexa, sendo difícil caracterizar sua influência nos resultados do modelo. Esse é um aspecto importante uma vez que o modelo SSC não permite a separação das deformações devido ao adensamento primário e secundário.

A Plaxis (2021) indica que uma possível maneira de avaliar a contribuição da parcela de adensamento secundário pode ser feita aplicando a um mesmo material o modelo *soft soil*, entretanto, eles ponderam que esse é apenas um subterfúgio numérico, passível a erros e imprecisões. Tendo em vista que a caracterização do adensamento secundário se dá a partir dos parâmetros  $\lambda^*$  e  $\mu^*$ , a complexidade da caracterização do índice  $\mu^*$  reflete também em uma dificuldade na compreensão numérica do fenômeno em si.

Outra limitação relevante na própria concepção do modelo e caracterização do fenômeno de fluência é a não incorporação direta de parâmetros reológicos na caracterização do comportamento do material. Conforme observado pelos ensaios de *creep* e recuperação, o rejeito de bauxita apresenta um comportamento viscoelástico, com manifestação de algumas deformações plásticas. Entretanto, o modelo SSC se limita a caracterizar uma envoltória de deformações viscoplásticas.

Apesar de considerar uma parcela de contribuição devido ao comportamento viscoso do material, a representação desse fenômeno reológico no modelo constitutivo carece de certa complexidade. Além disso, seria interessante poder representar o escoamento do material

quando o critério de ruptura fosse vencido, caracterizando a mudança de comportamento do material no escoamento a partir da tensão limite de escoamento e viscosidade.

# CAPÍTULO 6

---

## CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir das análises conduzidas e detalhadas na presente dissertação foi possível concluir:

### Quanto à caracterização reológica do rejeito de bauxita:

- Nos ensaios reológicos, observou-se para o rejeito de bauxita um comportamento viscoelástico, apresentando uma recuperação parcial da deformação quando cessada a tensão aplicada, após os estágios de carregamento;
- Nos ensaios de *creep* e recuperação as deformações máximas foram gradativamente reduzidas a cada ciclo, de modo que os ensaios apresentaram uma redução gradual das deformações no pico ( $\gamma_{\text{máx}}$ ) ao final da fase de *creep*. Esse é um indicativo de que ocorreu o desenvolvimento de alterações estruturais no esqueleto sólido do solo, oriundas de deformações viscosas e plásticas no material, sendo que tal aspecto precisa ser mais investigado;
- As deformações permanentes referentes à porção viscosa ( $\gamma_v$ ) foram superiores às deformações elásticas ( $\gamma_e$ );
- Em aspectos de caracterização do escoamento, o rejeito apresentou uma tendência exponencial entre a tensão limite de escoamento e a viscosidade com o aumento do teor de sólido, comportamento observado para a maioria das suspensões de rejeitos minerais;
- Há uma dispersão mais acentuada da tensão limite de escoamento para teores de sólidos elevados. A dispersão acentuada para os teores de sólidos da ordem de 70% pode ser um indicativo de que, nessa faixa, apesar da aplicação da taxa de cisalhamento, o material ainda se encontra em um estado intermediário entre o estado sólido e fluido – ou seja, entre as deformações viscoelástico-plásticas;

### Quanto à simulação numérica da fluência no rejeito:

- Apesar das limitações do modelo constitutivo *soft soil creep*, observou-se que a incorporação da dimensão tempo e das características viscoplásticas do material na determinação de um regime de tensões e deformações reflete efetivamente em uma caracterização mais completa dos fenômenos de adensamento e da fluência, sendo uma

informação relevante para a compreensão das deformações que são experienciadas em um sistema no curto e longo prazo;

- O modelo SSC resultou em uma simulação mais acentuada do adensamento do material, manifestado pela dissipação das poropressões e maior desenvolvimento de deformações verticais, alcançando um patamar de tensões efetivas médias com magnitude superior ao modelo de Mohr-Coulomb para um mesmo estágio;
- No topo e no meio da camada de rejeito, as deformações verticais pelo modelo SSC foram superiores ao modelo de Mohr-Coulomb. Essa diferença é mais acentuada ao final da fase de enchimento do reservatório, em que o cenário 2 apresentou recalques até 238,5% maiores no meio da camada que os mesmos nós no cenário 1, e se atenua no longo prazo, em que o cenário 2 apresentou recalques até 96,9% superiores ao cenário 1 também ao meio da camada;
- Na base da camada, os deslocamentos dos cenários 1 e 2 apresentam-se aproximadamente da mesma ordem de grandeza, restritos à deformação do material de fundação;
- Nas análises de longo prazo, ambos os cenários apresentaram o desenvolvimento de deformações de menor magnitude, porém devido a mecanismos diferentes, sendo que no modelo SSC os recalques são induzidos nessa etapa sob tensão constante devido ao *creep* no rejeito.

A partir das conclusões gerais supracitadas, sugere-se para futuros estudos:

- Realizar ensaios reológicos oscilatórios no rejeito de modo a determinar o intervalo de deformação viscoelástica linear (intervalo LVE) para caracterizar com mais assertividade a faixa de tensões e deformações, complementando a avaliação do *creep*, bem como a tensão limite de escoamento do rejeito, especialmente para faixas de teores de sólidos mais elevados;
- Complementarmente, avaliar a aderência do comportamento reológico do rejeito de bauxita perante outros modelos reológicos (como o modelo de Maxwell, de Kelvin Voigt ou Burgers);
- Caracterizar o índice de compressão secundária ( $C_a$ ), e a relação entre ele e o índice de compressão ( $C_a/C_c$ ) para o rejeito de bauxita;

- Modelar diferentes tipos estruturas geotécnicas de disposição de rejeitos com o modelo SSC de modo a compreender as nuances do fenômeno para, por exemplo, pilhas de rejeitos filtrados;
- Determinar ou desenvolver um modelo constitutivo que possa representar de forma mais abrangente o comportamento reológico dos solos ou geomateriais no âmbito da fluência, incorporando diretamente os fatores da caracterização reológica na conceituação do modelo.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ABNT. NBR 13028: Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2017.

ABNT, NBR 10905: Solo – ensaios de palheta in situ. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989.

ABNT, NBR 16097: Solo - Determinação do teor de umidade. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012.

ABNT, Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2015.

ABNT, NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.

ABNT, NBR-7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.

ABNT, NBR-6459 – versão corrigida: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2017.

Albaba, Adel. Modelling creep and rate effects in soils. Department of Civil Eng., University of Strathclyde (Aug., 2012), 2012.

Almeida, F. Análise numérica do processo de ressecamento de um rejeito fino da mineração de ferro. 2005. Dissertação (Mestrado), UFOP, Programa de Pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, Ouro Preto, 2005.

Alves, R. Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno. 2011. Dissertação, Universidade Nova de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil, 2011.

Amitrano, D. & Helmstetter, A. Brittle creep, damage, and time to failure in rocks. *J. Geophys. Res. Solid Earth*. <https://doi.org/10.1029/2005JB004252>, 2006.

Araújo, Diego Goyannes de. Propriedades reológicas da polpa de bauxita-II. Avaliação do rotor tipo vane. 2007.

Ávila, J. P. Barragem de rejeitos. Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB), 2012.

Barnes, Howard Anthony; Nguyen, Quoc Dzuy. Rotating vane rheometry – a review. *Journal of non-Newtonian fluid mechanics*, v. 98, n. 1, p. 1-14, 2001.

Bingham, Eugene Cook. An investigation of the laws of plastic flow. US Government Printing Office, 1917.

Bjerrum, Laurits. Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Geotechnique*, v. 17, n. 2, p. 81-118, 1967.

Boger, D. E. Rheological Concepts. Em R. a. Jewell. Australia: Australian Centre for Geomechanics, 2015.

Bolton, M. D. The Role of Micro-mechanics in Soil Mechanics. Universidade de Cambridge, Departamento de Engenharia. Vol. 313. CUED/D Soils TR, 2000.

BRASIL & MINISTÉRIO DA ECONOMIA. Relatório de Análise de Acidente de Trabalho - Rompimento da barragem BI da Vale S.A. em Brumadinho/MG em 25/01/2019. Brasília, 2019.

Buisman, A. S. (1936). Results of Long Duration Settlement Tests. Cambridge, Massachusetts: First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Bui, B. T.; Tutuncu, A. N. Creep-recovery test: A critical tool for rheological characterization of drilling fluids. In: SPE/AAPG/SEG Unconventional Resources Technology Conference. OnePetro, 2013.

Butterfield, R. A natural compression law for soils (an advance on  $e-\log p'$ ). *Géotechnique*, v. 29, n. 4, p. 469-480, 1979.

Carvalho *et al.* P. S. Minério de ferro. BNDES Setorial (n. 39), 197-233, mar 2014.

Chácara, D. Reologia de Depósitos de Rejeitos Espessados de Minério de Ferro para Estudos de Dam Break. 2020. Dissertação (Mestrado), UFOP, Departamento de Engenharia de Minas, Ouro Preto, 2020.

Contreras, I. Schimpke, K. & Strate, R. V. Strength gain of fine tailings/slimes resulting from secondary compression. Proceedings, Tailings and Mine Waste. Vancouver: Barr Engineering, 2015.

Das, B. M. Fundamentos de engenharia geotécnica. 7ª edição ed. r. t. Miranda. tradução EZ2Translate: Ed. São Paulo, 2014.

Duarte, J. P. *et al.* Rheological Characterization of Filtered Bauxite Residue. Athens: Proceedings of the 40th International ICSOBA Conference, 2022.

Feda, J. Creep of Soil: and Related Phenomena. Vol. Volume 68. Amsterdã, Holanda: Elsevier Science, 1992.

Federico, A., Popescu, M., Elia, G., Fidelibus, C., Iinternò, G., & Murianni, A. Prediction of time to slope failure: a general framework. *Environmental Earth Sciences*, 66 (1), 2011. p. 245–256.

Ferreira, E. E.; Brandão, P. R. Klein, B.; & Peres, A. E. Reologia de Suspensões: Uma revisão. *Revista da Escola de Minas*, v. 58 (n.01), 2005. p. 83 - 87.

Ferreira, L. D. Desaguamento e adensamento de rejeito de mineração utilizando processos eletrocínéticos. 2016. Tese (Doutorado em Geotecnia), Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.

Garlanger, John E. The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. *Geotechnique*, v. 22, n. 1, p. 71-78, 1972.

Geuze, E. C. W. A.; Tan, Tjong-Kie. The mechanical behaviour of clays. In: Proc. 2nd Int. Congress on Rheology. 1953.

Gore, Matthew Stephen. Geotechnical characterization of bauxite residue (red mud). 2015.

Guimarães, N. C. Filtragem de Rejeitos de Minério de Ferro Visando a sua Disposição em Pilhas. 2011. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas, Belo Horizonte, 2011.

Gupta, Balarka. Creep of saturated soil at different temperatures. 1964. Tese de Doutorado. University of British Columbia, 1964.

Haefeli, Robert; Schaerer, Ch. Der Triaxial apparat: ein Instrument der Boden-und Eismechanik zur Prüfung von Verformungs-und Bruchzuständen. Die Anwendung der Elektrizität zur Entwässerung und Verbesserung feinkörniger Böden. Schweiz, 1946.

Havel, Frantisek. Creep in soft soils. Doctor of Philosophy thesis, Department of Civil and Transport Engineering, The Faculty of Engineering Science and Technology, Norwegian University of Science and Technology, Norway, 2004.

Hungr, O. J. E. O.; Corominas, J.; Eberhardt, E. Estimating landslide motion mechanism, travel distance and velocity. In: Landslide risk management. CRC Press, 2005. p. 99-128.

Hvorslev, Mikael Juul *et al.* Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden, Copenhagen. 1937.

Jeong, S.-W. Shear Rate-Dependent Rheological Properties of Mine Tailings: Determination of Dynamic and Static Yield Stresses. Korea Institute of Geoscience and Mineral Resources, Daejeon, 2019.

JIAO, Wencan; ZHOU, Dong; WANG, Yetian. Effects of Clay Content on Pore Structure Characteristics of Marine Soft Soil. *Water*, v. 13, n. 9, p. 1160, 2021.

Kelly, P. Mechanics Lecture Notes: An introduction to Solid Mechanics. Mountain View, CA. 2013. Disponível em: <<http://homepages.engineering.auckland.ac.nz/~pkel015/SolidMechanicsBooks/index.html>>. Acesso em: 17 jan. 2023.

Korshunov, A., & Nevzorov, A. Rheological investigations of tailings of kimberlite ore dressing and numerical simulation of its behaviour in PLAXIS. *Journal of Physics: Conference Series*, Conf. Ser. 602 012004, 602. 2015.

Le, T. M., Fatahi, B., & Khabbaz, H. Viscous Behaviour of Soft Clay and Inducing Factors. University of Technology (UTS), Sydney, Australia, 2012.

Lima, L. Retroanálise da formação de um depósito de rejeitos finos de mineração construído pelo método subaéreo. 2006. Dissertação (Mestrado), UFOP, Programa de Pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, Ouro Preto, 2006.

MATERIALS, A. A. Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils. 2008.

MEND – Mine Environment Neutral Drainage Project. 2017. MEND Report 2.50.1 Study of Tailings Management Technologies. Klohn Crippen Berger. The Mining Association of Canada (MAC), Canadá.

Mesri, G. E. Time and Stress Compressibility Interrelationship. Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 103, 1977. p. 283-287.

Mesri, G.; Godlewski, P., M. Time-and stress-compressibility interrelationship. Journal of the geotechnical engineering division, v. 103, n. 5, p. 417-430, 1977.

Mezger, T. G. The rheology handbook: for users of rotational and oscillatory rheometer. 4<sup>a</sup> ed. Edição. Hanover, Germany: Vincentz Network, 2014.

Milonas, J. G. Análise do processo de reconstituição de amostras para caracterização do comportamento de barragens de rejeitos de minério de ferro em aterro hidráulico. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental), Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

Mitchell, James Kenneth *et al.* Fundamentals of soil behavior. New York: John Wiley & Sons, 2005.

Pedrosa, G. J. Modelação física da disposição de rejeitos de bauxita por meio de diques-testes. 2012. 126 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2012.

Penna, D. Análise acoplada entre consistência e resistência não drenada de um rejeito fino de minério de ferro. 2007. Dissertação (Mestrado), UFOP, Programa de Pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, 2007.

PLAXIS, V. Plaxis 2D - Material Models Manual. Países Baixos, 2021.

Portes, A. M. Avaliação da disposição de rejeitos de minério de ferro nas consistências polpa e torta. Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, 2013.

Rafael, H. M. Análise do Potencial de Liquefação de uma Barragem de Rejeito. 2012. Dissertação, PUC Rio, Rio de Janeiro, 2012.

Robertson, P. K., & Cabal, K. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, 2014.

Sakano, Victor Keniti. Métodos avançados para avaliação da natureza reológica de suspensões concentradas aplicados ao escoamento pós-colapso de barragens de rejeito. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) - Escola Politécnica, Université de São Paulo, São Paulo, 2022. doi:10.11606/T.3.2022.tde-11072022-103548.

Savigny, K. W.; Morgenstern, N. R. In situ creep properties in ice-rich permafrost soil. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 23, n. 4, p. 504-514, 1986.

Silva, D. Estudos do processo de ressecamento de um rejeito fino de minério de ferro em uma área teste. 2003. Dissertação (Mestrado), UFOP, Programa de Pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, Ouro Preto, 2003

Suhonen, K. Creep of soft clay. *Soil mechanics and Foundation Engineering*. Finland: AALTO University, 2010.

Sullivan, T. Hydromechanical Coupling and Pit Slope Movements. Australian Centre for Geomechanics. Perth: Proceedings of the 2007 International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering, 2007.

Taylor, D. W. Research on Consolidation of Clays. Department of Civil and Sanitary Engineering. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology, 1942.

Terzaghi, K. Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodyn. Spannungserscheinungen, Sitzber. Ak. Wiss. Wien, Abt. IIa, v. 123, 1923.

Terzaghi, K.; Fröoklich, O. K. Theorie der Setzung von Tonschichten. Franz Deuticke. Leipzig: Wien, 1936.

Terzaghi, K. Mechanism of landslides: Application of Geology to Engineering Practice. Nova Iorque: Geological Society of America, 1950.

Tsugawa, J. K., de Oliveira Romano, R. C., Pileggi, R. G., e Boscov, M. E. G. Rheology concepts applied to geotechnical engineering. *Applied Rheology*, v. 29, n. 1, p. 202-221, 2019.

Valdivia, M., Quispe, R., Negrón, J., Ayala, R., & Parra, D. Numerical modelling of a mine waste dump-heap leach pad with different constitutive models. *Proceedings Tailings and Mine Waste 2020*, p. 91-102, 2020.

Vaziri, A.; Moore L., & ALI, H. Monitoring systems for warning impending failures in slopes and open pit mines. *Natural Hazards*, 55 (2), 2010. p. 501–512.

de Souza Villar, Lúcio Flávio. Estudo do Adensamento e Ressecamento de Resíduos de Mineração e Processamento de Bauxita. Tese (doutorado), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2002.

Vyalov, Sergei S. Rheological fundamentals of soil mechanics. Elsevier, 1986.

Waterman, Dennis; Broere, W. Practical application of the Soft Soil Creep model. *Plaxis Bulletin*, v. 15, 2011. p. 15 a 17.

Waterman, D., & Broere, W. Practical application of the Soft Soil Creep model - Part I, II, III. Plaxis Bulletin, 2011. p. 15 a 17.

Waterman, D., & Broere, W. Practical application of the Soft Soil model - Part III. Plaxis Bulletin, 2011. p. 15 a 17.

Znidarcic, D. If it creeps, does it matter?. Vancouver, BC: Proceedings Tailings and Mine Waste, 2015.

## **DECLARAÇÃO**

Eu, Jéssica Pereira Duarte, declaro que esta dissertação intitulada “Creep em Rejeito de Bauxita: Caracterização Reológica e Simulação Numérica” é inteiramente e exclusivamente de minha autoria e que, com exceção das citações diretas e indiretas claramente indicadas e referenciadas nesse trabalho, e do uso autorizado de banco de dados, seu texto, figuras, gráficos, quadros, tabelas, algoritmos e demais dados foram por mim obtidos e, portanto, não contêm plágio.

