

ESTADOS CRÍTICOS EM ENSAIOS TRIAXIAIS EM COMPRESSÃO E EXTENSÃO E EM CAIXA DE CORTE SIMPLES NUM REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO

BÁRBARA ISABEL BARBEITO DE NÓBREGA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

JUNHO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2020/2021 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

It always seems impossible until it's done

Nelson Mandela

AGRADECIMENTOS

A aprendizagem é um processo de partilha que exige esforço e dedicação. Agradeço a todos aqueles que, de diferentes formas, contribuíram positivamente para o meu percurso académico na FEUP. Deixo um agradecimento especial:

- Ao Professor António Viana da Fonseca por me ter orientado neste trabalho, pela oportunidade de realização do trabalho em laboratório, pelos conhecimentos teóricos que me transmitiu, pelos esclarecimentos geotécnicos, por todo o apoio e disponibilidade ao longo da elaboração deste trabalho e pela revisão cuidada do presente documento.
- À Diana pelo modo solidário e atento com que me acompanhou e passou conhecimentos práticos relativos às técnicas usadas em laboratório e por se mostrar sempre disponível para me auxiliar.
- Ao Fausto, à Daniela e à Isabela pela disponibilidade, auxílio e boa disposição.
- À Catarina pela ajuda prestada com relação ao equipamento de corte simples e pela disponibilização de fotografias.
- Aos meus pais que sempre acreditaram em mim e me deram animo e alento ao longo de toda a minha formação.
- Aos meus avós pelos incentivos e conselhos sábios à minha realização académica.
- Aos meus irmãos pelo carinho e compreensão.
- Aos meus colegas e amigos de curso pelos momentos de partilha e companheirismo ao longo do percurso académico, em particular ao Zé, Pedro, Carlos, Francisca e Duarte.
- À Ruth por todo o acompanhamento ao meu desenvolvimento ao longo dos últimos anos.

RESUMO

Os rejeitos de mineração constituem solos de origem não natural que passaram por processos físicos e químicos, o que significa que o seu comportamento pode apresentar-se largamente diferente de solos naturais com granulometria idêntica. O conhecimento do tipo de comportamento exibido por aqueles solos é de extrema importância para grandes obras geotécnicas como são exemplo as barragens de rejeitos de mineração.

A teoria dos estados críticos está intimamente ligada com uma condição de estado na qual o solo apresenta um índice de vazios crítico. O índice de vazios crítico varia em função da tensão média efetiva instalada e esta razão entre as duas variáveis é conhecida como linha dos estados críticos. Quando, após carregamento, um solo se encontra sobre esta linha diz-se que o mesmo atingiu o estado crítico e que, portanto, se continuar a ser carregado irá deformar-se continuamente sem que ocorra variação volumétrica.

O LabGeo tem equipamentos disponíveis que permitem ensaiar solos mediante diferentes condições de carregamento, de modo a alcançar o estado crítico da amostra. Neste trabalho, são apresentados três tipos de ensaio de caracterização mecânica em amostras de rejeitos arenosos provenientes da mineração do ferro, nos quais o corte é exercido a partir de diferentes condições de estado iniciais e após diferentes níveis de consolidação, sob condições drenadas e não drenadas. Cada um dos ensaios permite realizar o corte mediante diferentes tipos de carregamento, nomeadamente corte em compressão e corte em extensão, pelos ensaios triaxiais e corte simples, a partir do ensaio de corte simples. Independentemente do tipo de corte realizado, é espectável que as amostras de solo, ao atingirem o estado crítico, definam uma única linha de estado crítico, uma vez que esta é uma característica particular de cada solo.

Os dados obtidos dos três ensaios de caracterização mecânica além de permitirem definir o estado crítico do solo e os parâmetros de resistência do solo, permitem conhecer as trajetórias de tensão e deformação ao longo da fase de corte, que se mostram desiguais para amostras inicialmente soltas ou densas e perante cortes drenados e não drenados.

PALAVRAS-CHAVE: Rejeitos de Mineração, Índice de Vazios Crítico, Linha de Estado Crítico, Ensaios Triaxiais, Ensaios de Corte Simples.

ABSTRACT

Mining tailings are soils of unnatural origin that have undergone physical and chemical processes, which means that their behaviour may be largely different from natural soils with similar particle size. Knowledge of the type of behaviour exhibited by those soils is extremely important for large geotechnical works such as mining tailings dams.

The theory of critical states is closely linked to a state condition in which the soil has a critical void ratio. The critical void ratio varies depending on the installed effective mean stress and this ratio between the two variables is known as the critical state line, CSL. When, after loading, a soil reaches this line it is said that it has reached the critical state and that, therefore, if it continues to be loaded it will deform continuously without volumetric variation.

LabGeo has available equipment that allows testing soils under different loading conditions, in order to reach the critical state of the sample. In this work, three mechanical characterization tests are presented in samples of sandy tailings from iron mining, in which the shear is performed from different initial state conditions and after different levels of consolidation, under drained and undrained conditions. Each of the tests allows the cutting by means of different types of loading, namely compression shear and extension shear, by triaxial tests and simple shear, from the simple shear test. Regardless of the type of shear performed, it is expected that soil samples, when reaching the critical state, define a single critical state line, since this is a particular characteristic of each soil.

The data obtained from the three mechanical characterization tests, besides allowing to define the critical state of the soil and the parameters of soil resistance, allow to know the stress and deformation trajectories along the cutting phase, which are uneven for initial samples loose or dense and before drained and undrained cuts.

KEYWORDS: Mining Tailings, Critical Void Ratio, Critical State Line, Triaxial Tests, Simple Shear Tests.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2 REJEITOS DE MINAS	3
2.1. MINERAÇÃO	3
2.1.1. CARACTERIZAÇÃO	3
2.1.2. MINERAÇÃO NO BRASIL	4
2.1.3. MINÉRIO DE FERRO	5
2.2. REJEITOS DE MINERAÇÃO	5
2.2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2.2. ESPESAMENTO	6
2.2.3. DEPOSIÇÃO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO	7
2.2.4. BARRAGENS DE REJEITOS	9
2.2.5. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	15
2.2.6. MORFOLOGIA	16
3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS	17
3.1. CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB	17
3.2. TEORIA DE ESTADOS CRÍTICOS	18
3.2.1. DILATÂNCIA E COMPACIDADE	18
3.2.2. ÍNDICE DE VAZIOS CRÍTICO e_c	19
3.2.3. LINHA DOS ESTADOS CRÍTICOS, CSL	19
3.2.4. PARÂMETRO DE ESTADO ψ	20
3.2.5. ESTADO CRÍTICO	21
3.2.6. ESTADO DILATANTE X	22

3.2.7. CRITÉRIO DO ESTADO DE DEFORMAÇÃO	22
3.3. MODELOS CONSTITUTIVOS AVANÇADOS	23
3.3.1. TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS NOS MODELOS CONSTITUTIVOS	24
3.3.2. MODELO NORSAND	24
3.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	24
3.4.1. ENSAIO TRIAXIAL	25
3.4.2. ENSAIO DE CORTE SIMPLES	31
3.5. LIQUEFAÇÃO	33

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. CASO DE ESTUDO	35
4.1.1. REJEITO ARENO-SILTOSO DO QUADRILÁTERO DE FERRO	35
4.2. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	35
4.2.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	35
4.2.2. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS G_s	38
4.2.3. ENSAIO TRIAXIAL	38
4.2.4. ENSAIO TRIAXIAL <i>STRESS-PATH</i>	46
4.2.5. ENSAIO CORTE SIMPLES	50
4.3. PROGRAMA DE ENSAIOS	55
4.3.1. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	55
4.3.2. ENSAIOS DE EXTENSÃO TRIAXIAL	56
4.3.3. ENSAIOS DE CORTE SIMPLES	57
4.4. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA	58

5 APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS

5.1. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL	59
5.1.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	59
5.1.2. PESO VOLÚMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS	60
5.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	60
5.2.1. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	60
5.2.2. ENSAIOS DE EXTENSÃO TRIAXIAL	63
5.2.3. ENSAIOS DE CORTE SIMPLES	69
5.3. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA	72

6	CONCLUSÕES	75
6.1.	ENSAIOS TRIAXIAIS	75
6.2.	ENSAIOS CORTE SIMPLES	76
6.3.	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	76
ANEXO A	GRÁFICOS TENSÃO-DEFORMAÇÃO	1

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Variação do modo de corte ao longo uma superfície de rotura (Sadrekarimi, 2014)	1
Fig. 2.1 - Etapas do Tratamento do Minério, adaptado de Luz e Lins, (2018)	4
Fig. 2.2 - Espessamento de Rejeitos, adaptado de Raposo (2016)	7
Fig. 2.3 – Barragem de Rejeitos em Brumadinho, (Robertson <i>et al.</i> , 2019)	10
Fig. 2.4 - Método de Montante, adaptado Vick (1983)	11
Fig. 2.5 - Método de Justante, adaptado de Vick (1983)	12
Fig. 2.6 - Método da Linha de Centro, adaptado de Vick (1983)	13
Fig. 2.7 - Danos da Rotura da Barragem de Bento Rodrigues, Mariana, Minas Gerais (Senado Federal, 2015)	14
Fig. 2.8 – Danos da Rotura da Barragem do Córrego do Feijão, Brumadinho, Minas Gerais (Wikipédia, 2021)	14
Fig. 2.9 - Comparação das curvas granulométricas das amostras recolhidas em 2019 pelo painel de especialistas e incluídas no anexo no relatório final (Robertson <i>et al.</i> , 2019)	15
Fig. 2.10 - Micrografias SE-SEM representativas de sub-amostras de gradação média não testadas, (imagens A e B), e testadas, (imagens C e D), mostrando partículas finas ligadas e reticuladas a partículas maiores, nas quais partículas de tamanho de argila de grão fino parecem agir como uma coluna de cimento ligando duas partículas menores. As partículas de granulação mais fina, na imagem C, são nódulos de óxido de ferro e, por sua vez, estão ligados à partícula maior por cimento oxidado de ferro. O retângulo na imagem C corresponde à imagem D, destacando pequenos nódulos de óxido de ferro que são unidos por revestimentos de cimento oxidado de íon de tamanho de argila em escala μm (seta), adaptado de Robertson, Melo, Williams e Wilson (2019)	16
Fig. 3.1 - Rotura do Solo de acordo com o critério de Mohr-Coulomb, adaptado de Matos Fernandes (2016)	18
Fig. 3.2 - Resultados Típicos de Ensaios Triaxiais de uma areia em condição densa e solta. a) Tensão Deviatória Crítica b) Índice de Vazios Crítico, adaptado de Taylor (1948)	19
Fig. 3.3 - Representação da Linha de Estado Crítico	20
Fig. 3.4 - Parâmetro de Estado, ψ	20
Fig. 3.5 - Trajetórias de Tensão e deformação resultantes de ensaios de carregamento estático realizados por Castro em 1969 (Kramer, 1996)	22
Fig. 3.6 - Projeção Tridimensional da linha de estado permanente (Kramer, 1996)	23
Fig. 3.7 – Esquema Equipamento Triaxial, adaptado Maranhã das Neves (2013)	25
Fig. 3.8 - Esquema da célula de “Bishop-Wesley” de acordo com Viana da Fonseca (1996)	26
Fig. 3.9 - Espaço de Tensões Principais	28
Fig. 3.10 – Tensões e Trajetórias de Tensão num ensaio de compressão triaxial drenado (Maranhã das Neves, 2013)	29

Fig. 3.11 – Tensões e Trajetórias de Tensão num ensaio de compressão triaxial não drenado (Maranha das Neves 2013).....	30
Fig. 3.12 - Esquema de Parte do Equipamento do de Corte Simples, adaptado Maranhã das Neves (2013)	31
Fig. 3.13 - Estado de Tensão Antes do Corte, adaptado Matos Fernandes (2016)	32
Fig. 3.14 - Estado de Tensão Após Corte, adaptado Matos Fernandes (2016)	32
Fig. 3.15 - Esquema simplificado de Ishihara para explicar a liquefação (Matos Fernandes, 2017): a) antes da liquefação; b) durante a liquefação; c) após liquefação.....	33
Fig. 3.16 – Rotura por Liquefação Barragem de Brumadinho (MG), Brasil (2019). (Redação Veja, 2021)	34
Fig. 3.17 - Condições de ocorrência de liquefação e amostras de areia saturadas sob carregamentos monotônicos e cíclicos em condições não drenadas (Castro e Poulos, 1977)	34
Fig. 4.1 – Lavagem do solo em água destilada e anti-floculante.....	36
Fig. 4.2 – Separação das frações grossa e fina no peneiro nº200.....	36
Fig. 4.3 – Leitura da densidade da mistura de solo e água destilada.....	37
Fig. 4.4 - Conjunto de peneiros utilizados na peneiração.....	37
Fig. 4.5 - Conjunto de peneiros no agitador mecânico	37
Fig. 4.6 - Determinação da densidade das partículas sólidas	38
Fig. 4.7 – Equipamento Triaxial.....	39
Fig. 4.8 – Topo e base com pedras porosas incorporadas.....	39
Fig. 4.9 – Pesagem do solo.....	40
Fig. 4.10 - Compactação pela Técnica <i>Moist Tamping</i>	41
Fig. 4.11 – Colocação do papel de filtro e do topo.....	41
Fig. 4.12 – Fixação da membrana ao topo	41
Fig. 4.13 – Retirada do molde da amostra.....	42
Fig. 4.14 – Medição de altura e diâmetro da amostra.....	42
Fig. 4.15 – Célula Triaxial sobre a prensa	42
Fig. 4.16 – Colocação do solo no interior do molde de inox	43
Fig. 4.17 - Compactação do solo com recurso a prensa mecânica.....	43
Fig. 4.18 – Retirada da amostra do molde de inox com auxílio do extrator mecânico	43
Fig. 4.19 – Colocação da membrana na amostra depois de compactada, através de um molde com sucção	44
Fig. 4.20 - Garrafa de Dióxido de Carbono do LabGEO	44
Fig. 4.21 - Percolação de CO ₂ e de água	45
Fig. 4.22 - Equipamento Triaxial <i>Stress-Path</i>	47

Fig. 4.23 – Compactação de amostra solta pela técnica <i>Moist Tamping</i> no equipamento Triaxial <i>Stress-Path</i>	47
Fig. 4.24 - Montagem da amostra no equipamento Triaxial <i>Stress-Path</i>	48
Fig. 4.25 - Medição da amostra.....	48
Fig. 4.26 - Colocação da Câmara de Acrílico	49
Fig. 4.27 - Fixação do topo ao êmbolo da câmara triaxial	49
Fig. 4.28 – Enchimento da câmara triaxial com água.....	49
Fig. 4.29 - Amostra após corte no equipamento Triaxial <i>Stress-Path</i>	50
Fig. 4.30 – Câmara de Corte Simples	50
Fig. 4.31 - Controlador de pressão do equipamento de Corte Simples.....	51
Fig. 4.32 -Medidor de volume do equipamento de Corte Simples.....	51
Fig. 4.33 - Colocação do solo no interior do molde.....	52
Fig. 4.34 – Porções de solo para determinação do teor em água.....	52
Fig. 4.35 – Colocação do topo da amostra (esta amostra foi compactada através de uma técnica diferente do <i>Moist Tamping</i> , pelo que não foi envolvida por um molde)	53
Fig. 4.36 - Amostra no interior da câmara de Corte Simples no início do ensaio.....	53
Fig. 4.37 - Amostra no fim do corte do ensaio de Corte Simples	54
Fig. 5.1 – Curva Granulométrica do Rejeito.....	59
Fig. 5.2 – Deformação Volumétrica e Deformação Axial das amostras ao longo do corte – Ensaios de Compressão Triaxial	61
Fig. 5.3 – Tensão de Desvio e Deformação Axial das amostras ao longo do corte – Ensaios de Compressão Triaxial	62
Fig. 5.4 – Trajetórias de Tensão ao longo do Corte – Ensaios de Compressão Triaxial	62
Fig. 5.5 – Linha dos Estados Críticos – Ensaio de Compressão Triaxial	63
Fig. 5.6 - Deformação Volumétrica e Deformação Axial das amostras ao longo do corte – Ensaios de Extensão Triaxial Drenados	64
Fig. 5.7 – Variação da Poropressão e Deformação Axial das amostras ao longo do corte – Ensaios de Extensão Triaxial Não Drenados.....	64
Fig. 5.8 – Tensão de Desvio e Deformação Axial das amostras ao longo do corte – Ensaios de Extensão Triaxial	65
Fig. 5.9 – Trajetórias de Tensão – Ensaio de Extensão Triaxial	66
Fig. 5.10 – Trajetórias de Tensão ao longo do corte – Ensaios de Extensão Triaxial.....	66
Fig. 5.11 - Trajetórias de Tensão ao longo do corte – Ensaio Triaxiais.....	68
Fig. 5.12 - Trajetórias de Tensão ao longo do corte – Ensaios Triaxiais.....	68
Fig. 5.13 – Círculo de Mohr – Ensaio de Corte Simples	70

Fig. 5.14 – Trajetória de Tensão ao longo do corte – Ensaios Triaxiais de Compressão e Extensão Não Drenados	72
Fig. 5.15 – Tensão de Desvio e Deformação Axial – Ensaios Triaxiais Não Drenados	73
Fig. 5.16 – Variação da Poropressão e Deformação Axial – Ensaios Triaxiais Não Drenados	73
Fig. 5.17 – Variação do modo de corte ao longo uma superfície de rotura, adaptado Sadrekarimi 2014	74

ÍNDICE DE FIGURAS ANEXOS

Fig. A1.1 – Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_50	1
Fig. A1.2 — Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_100	1
Fig. A1.3 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_200	1
Fig. A1.4 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_400	2
Fig. A1.5 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_800	2
Fig. A1.6 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_1600	2
Fig. A1.7 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TXSP_75	3
Fig. A1.8 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TXSP_200	3
Fig. A1.9 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_U_200.....	3
Fig. A1.10 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_U_400.....	4
Fig. A1.11 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio SS_50	4
Fig. A1.12 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_U_400.....	4
Fig. A1.13 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio SS_200	5
Fig. A1.14 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio SS_400	5

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Condição da Amostra no Início do Corte - Ensaios de Compressão Triaxial.....	56
Tabela 2 - Condição da Amostra no Início do corte – Ensaios de Extensão Triaxial	57
Tabela 3 - Condição da Amostra no Início do Corte - Ensaios de Corte Simples	57
Tabela 4 – Condição da Amostra no Início do Corte – Ensaios Triaxiais Não Drenados	58
Tabela 5 - Valores experimentais da determinação do Peso Volúmico das Partículas Sólidas	60
Tabela 6 - Condições da Amostra no Estado Crítico - Ensaios de Compressão Triaxial.....	61
Tabela 7 - Parâmetros de Resistência – Ensaios de Compressão Triaxial.....	63
Tabela 8 - Condição da Amostra no Estado Crítico - Ensaios de Extensão Triaxial.....	65
Tabela 9 - Parâmetros de Resistência - Ensaios de Extensão Triaxial	67
Tabela 10 – Condições das Amostras no Estado Crítico – Ensaios Triaxiais	67
Tabela 11 – Índice de Vazios Crítico e Tensões no Estado Crítico – Ensaio de Corte Simples	69
Tabela 12 – Tensões no Estado Crítico – Ensaio de Corte Simples	70
Tabela 13 – Tensão Horizontal após corte – Ensaio de Corte Simples	71
Tabela 14 – Estado Crítico – Ensaios de Corte Simples	72
Tabela 15 – Condição das Amostras na Instabilidade – Ensaios de Compressão e Extensão Triaxiais Não Drenados	74
Tabela 16 – Parâmetros do Solo na Instabilidade – Ensaios Triaxiais Não Drenados	74

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A – Área [m^2]

A_0 – Área Inicial [m^2]

B – Parâmetro de Skempton

e – Índice de Vazios

e_0 – Índice de Vazios Atual

e_c – Índice de Vazios Crítico

G_s – Densidade das Partículas Sólidas

H – Altura

H_0 – Altura Inicial

K_0 – Coeficiente de Impulso em Repouso

M – Razão da Tensão de Corte no Estado Crítico

M_{ct} – Razão da Tensão de Corte no Estado Crítico em Ensaio de Compressão Triaxial

M_{et} – Razão da Tensão de Corte no Estado Crítico em Ensaio de Extensão Triaxial

p' – Tensão Efetiva Média [kPa]

p'_c – Tensão Efetiva Média no Estado Crítico [kPa]

q – Tensão Deviatória [kPa]

q_c – Tensão Deviatória no Estado [kPa]

s – Tensão Normal Média [kPa]

s' – Tensão Normal Média [kPa]

S_r – Grau de Saturação

t – Tensão de Corte Máxima [kPa]

u – Poropressão [kPa]

V – Volume [m^3]

V_0 – Volume [m^3]

w – Teor de Água

W – Peso [kN]

W_d – Peso Seco [kN]

α – Inclinação da Envoltente de rotura

γ – Peso Volúmico [kN/m^3]

γ_s – Peso Volúmico das Partículas Sólidas [kN/m^3]

γ_w – Peso Volúmico da Água [kN/m³]

$\delta\epsilon_a$ – Deformação Axial

$\delta\epsilon_r$ – Deformação Radial

$\delta\epsilon_v$ – Deformação Volumétrica

Δu – Variação da Poropressão [kPa]

ΔV – Variação Volumétrica [m³]

ϵ_a – Extensão Axial

ϵ_v – Extensão Volumétrica

ϵ_r – Extensão Radial

σ_1 – Tensão Principal na Direção 1 [kPa]

σ_2 – Tensão Principal na Direção 2 [kPa]

σ_3 – Tensão Principal na Direção 3 [kPa]

σ_h – Tensão Total Horizontal [kPa]

σ_{h0} – Tensão Total Horizontal Inicial [kPa]

σ_{hc} – Tensão Total Horizontal no Estado Crítico [kPa]

σ_{hf} – Tensão Total Horizontal de Corte (*failure*) [kPa]

σ_h' – Tensão Efetiva Horizontal [kPa]

σ_v – Tensão Total Vertical [kPa]

σ_{v0} – Tensão Total Vertical Inicial [kPa]

σ_{vc} – Tensão Total Vertical no Estado Crítico [kPa]

σ_{vf} – Tensão Total Vertical de Corte (*failure*) [kPa]

σ_v' – Tensão Efetiva Vertical [kPa]

τ – Tensão de Corte [kPa]

τ_h – Tensão de Corte no Plano Horizontal [kPa]

τ_{hc} – Tensão de Corte no Plano Horizontal Crítica [kPa]

τ_v – Tensão de Corte no Plano Vertical [kPa]

τ_{vc} – Tensão de Corte no Plano Vertical Crítica [kPa]

ϕ_{IL} – Ângulo da Linha de Instabilidade (Instability Line)

ϕ' – Ângulo de Atrito

ϕ'_c – Ângulo de Atrito Crítico

ϕ'_{cv} – Ângulo de Atrito a Volume Constante

ϕ'_{pico} – Ângulo de Atrito de Pico

ϕ'_{pico} – Ângulo de Atrito de Pico

ψ – Parâmetro de Estado

ψ_0 – Parâmetro de Estado Atual

ASTM – American Society for Testing and Materials

BP – Pressão Aplicada à base da amostra equipamento triaxial (*Back Pressure*)

CSL – Linha de Estado Crítico (*Critical State Locus*)

CP – Pressão Aplicada ao meio confinante equipamento triaxial (*Cell Pressure*)

DEC - Departamento de Engenharia Civil

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LabGeo – Laboratório de Geotecnia da FEUP

PN – Pressão Aplicada ao topo da amostra equipamento triaxial (*Pore Pressure*)

SS – Ensaio de Corte Simples (*Simple Shear*)

TEC – Teoria dos Estados Críticos

TX – Ensaio Triaxial

TXSP – Ensaio Triaxial *Stress-Path*

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Uma das consequências da atividade mineradora é a produção de rejeitos de mineração. Os rejeitos de mineração são solos de granulometria fina que geralmente são devolvidos à natureza pela sua deposição sob a forma de barragens ou pilhas, lugares onde permanecem armazenados. Ao longo do último século, o aumento significativo da procura dos mais diversos tipos de minério tem acentuado muito a sua produção, verificando-se um crescimento substancial no volume de rejeitos gerados. A deposição de grandes quantidades de solo num curto período, do ponto de vista da mecânica, pode traduzir-se em carregamentos rápidos em condições não drenadas. Nas últimas décadas, pilhas e barragens de solo rejeitado têm sido objeto de grandes roturas associadas à instabilidade provocada por aquele tipo de carregamentos. A impossibilidade de drenagem aliada a grandes incrementos de tensão faz aumentar largamente as tensões instaladas nos poros do solo e diminuir as tensões efetivas, o que resulta numa perda da capacidade resistente. Este fenómeno, conhecido por liquefação, ocorre nas massas de solo de modo instantâneo, sem que seja visualmente perceptível a sua aproximação e manifestando-se apenas aquando do colapso da estrutura.

O conhecimento dos estados de tensão e deformação do solo mediante diferentes tipos de carregamento, e, em particular, para os quais acontece instabilidade, permite prevenir o surgimento de fenómenos daquela natureza evitando acidentes maiores. A Figura 1.1 representa os carregamentos típicos ao longo de uma superfície de instabilidade, os quais podem ser reproduzidos em laboratórios através dos ensaios de caracterização mecânica.

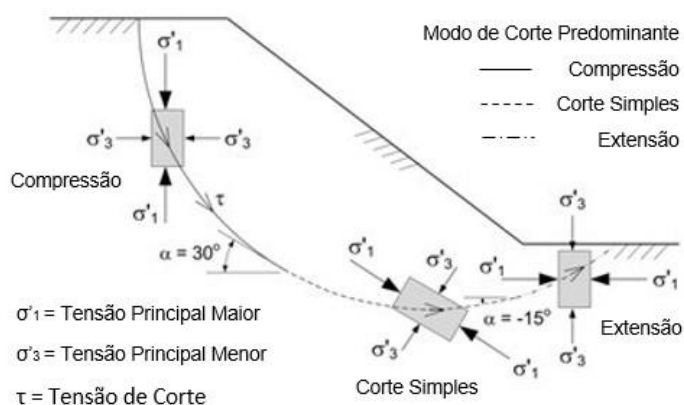


Fig. 1.1 – Variação do modo de corte ao longo uma superfície de rotura (Sadrekarimi, 2014)

1.2. OBJETIVOS

Neste trabalho é apresentado um estudo laboratorial, elaborado no laboratório de geotecnia da FEUP, LabGEO, sobre um solo rejeitado da mineração do ferro realizado com o intuito de contribuir para a identificação e conhecimento do estado crítico do material que rege o comportamento típico em carregamentos drenados. De um modo mais sucinto, o principal objetivo deste trabalho foi chegar ao estado crítico do solo.

Deste modo, diferentes equipamentos disponíveis no LabGEO permitiram a realização de diferentes de ensaios de caracterização mecânica, nomeadamente o ensaio de compressão triaxial, o ensaio de extensão triaxial e o ensaio de corte simples.

A interpretação dos resultados do ensaio de compressão triaxial foi feita com o objetivo de determinar o estado crítico do solo, ou seja, os valores de tensão para os quais o material se encontra numa condição crítica e ainda definir as trajetórias de tensão de corte até ser alcançada a condição crítica e determinar o ângulo de atrito crítico de compressão.

Os ensaios de extensão tiveram o mesmo intuito dos de compressão, no entanto para diferentes condições de carregamento. Ou seja, a análise dos resultados foi feita com a finalidade de identificar o ângulo de atrito crítico e os valores de tensão no estado crítico após a extensão do material e ainda esboçar as trajetórias ao longo do corte em extensão.

Adicionalmente, os ensaios de corte simples foram objetivados para que se determinasse o ângulo de atrito crítico do solo num momento onde ocorre a rotação das direções das tensões principais.

A avaliação e comparação dos resultados permitiu identificar a homogeneidade de comportamento nas diferentes trajetórias e conhecer o comportamento friccional do material.

Por fim, os resultados obtidos e o seu tratamento contribuem para que seja alcançado um modelo de cálculo para formulações na posterioridade.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Estruturalmente o trabalho distingue-se em seis capítulos. No presente capítulo é exposta a motivação geotécnica que levou à realização do estudo do material e são apresentados os principais objetivos de cada um dos ensaios realizados. No capítulo seguinte é feita uma breve introdução ao processo de mineração e é recorrido sobre o conhecimento atual acerca de solos rejeitados de mineração, inclusive o modo como podem ser depositados em barragens e algumas das suas implicações.

No terceiro capítulo é feita uma abordagem à teoria dos estados críticos, incidindo sobre os aspetos mais relevantes para o estudo em causa e são apresentados os ensaios de laboratório de caracterização mecânica, explicando de que modo os equipamentos disponíveis permitem obter os resultados objetivados.

No quarto capítulo é apresentado o programa experimental, no qual é feita uma descrição detalhada dos ensaios incluindo as condições sob as quais foram realizados no laboratório. Neste capítulo, revelam-se também as condições das amostras em cada um dos ensaios no início do corte, explicando-se com maior detalhe os seus propósitos.

No quinto capítulo, além de serem exibidos os resultados obtidos para a fase final do corte e os respetivos gráficos, é feita uma interpretação conclusiva dos mesmos.

2 REJEITOS DE MINAS

2.1. MINERAÇÃO

2.1.1. CARACTERIZAÇÃO

A mineração é uma atividade do setor económico primário que tem como objetivo a exploração dos recursos naturais minerais, através da extração e posterior tratamento dos minérios presentes no solo de um dado local. São vários os conjuntos de minerais que se encontram ao longo de camadas de solo, desde as mais superficiais às mais profundas, e cuja extração é de elevado interesse, devido ao seu valor económico, importância valiosa e utilidade como matéria-prima nas diferentes áreas da indústria. De facto, o modo como as sociedades se encontram organizadas atualmente, torna-as dependentes da atividade mineradora, uma vez que esta, além de se traduzir numa enorme fonte geradora de capital em vários países, contribui, em larga escala, para a produção e desenvolvimento industrial e tecnológico no mundo.

Define-se mineral ou substância mineral como todo corpo inorgânico de composição química e de propriedades físicas definidas, encontrado na crosta terrestre. Estas substâncias resultam de processos físico-químicos em ambientes geológicos, sendo cada uma delas distinguida e classificada consoante a sua composição química e a sua estrutura cristalina. Minério é toda a rocha constituída por um mineral ou agregado de minerais contendo um ou mais minerais valiosos, passíveis de serem aproveitados economicamente. Os minerais valiosos, ou seja, aqueles que se podem tornar em bens úteis, são denominados de minerais-minério, enquanto o mineral ou conjunto de minerais não aproveitados de um minério são apelidados de ganga, (Luz & Lins, 2010).

A escavação e lavra da mina permite extrair o minério da rocha. No entanto, destes processos sobram grandes quantidades de escombros, fragmentos rochosos que, por não terem valor económico, são depositados em escombreciras. Uma solução mais sustentável é a utilização deste material de origem natural e sem tratamentos químicos na construção de barragens de rejeitos ou no enchimento das galerias subterrâneas após o encerramento das mesmas, (Russo, 2007). Contudo, o escombros pode constituir um risco ambiental, mediante a sua composição mineralógica. Minerais sulfetados, quando em contacto com água, oxidam, originando uma solução aquosa ácida, conhecida por Drenagem Ácida de Minas (DAM). A solução age como lixiviante nos minerais, resultando numa mistura de metais dissolvidos e ácido sulfúrico. Esta mistura, ao percolar pelo solo, pode chegar a zonas hídricas, contaminando-as. A poluição de águas superficiais e subterrâneas devido ao fenómeno de DAM, é frequentemente verificada quando não há um armazenamento adequado dos resíduos resultantes da mineração do ouro, carvão, cobre e zinco.

Após extraído, o minério é tratado numa sequência de etapas as quais são apresentadas no diagrama da Figura 2.1.

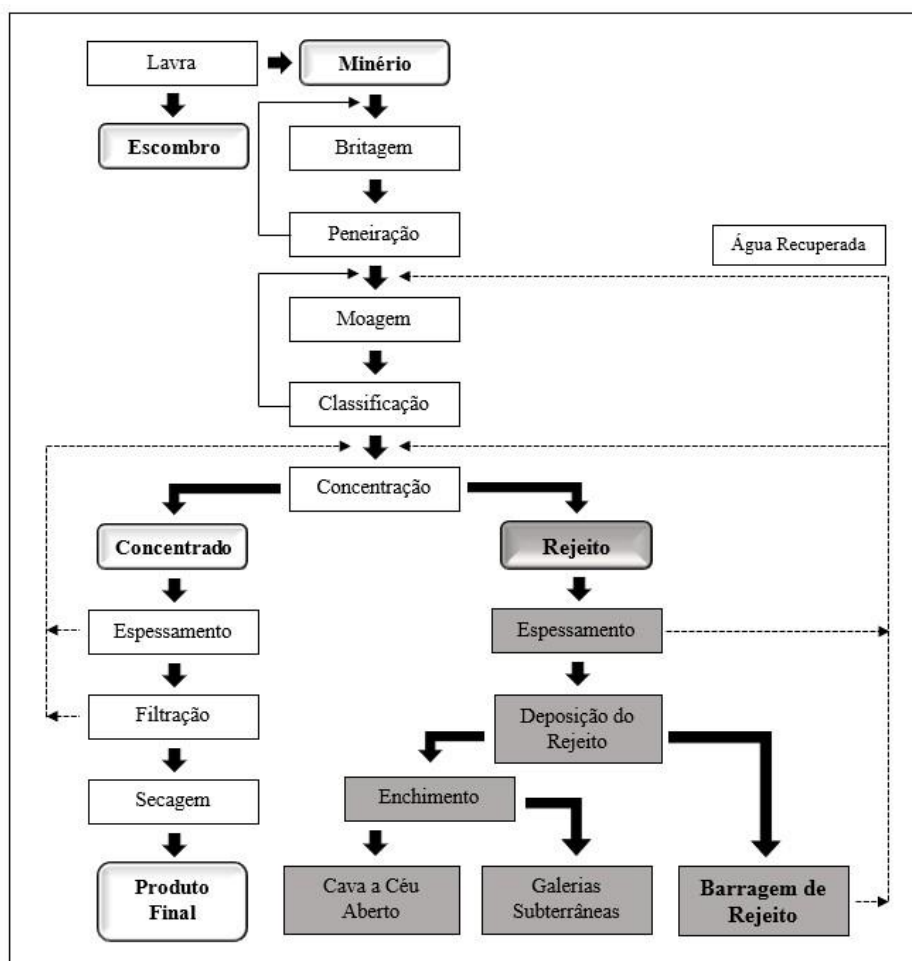


Fig. 2.1 - Etapas do Tratamento do Minério, adaptado de Luz e Lins, (2018)

É na concentração que é realizada a separação entre o material útil e com valor económico, o chamado concentrado, daquele que é descartado por não ser valioso, o rejeito. As diferentes propriedades entre os dois tipos de material, útil e não útil, é determinante nos processos de separação adotados, sendo que aquelas que apresentam maior expressão são a massa específica, suscetibilidade magnética, condutividade elétrica, propriedades de química de superfície, cor, radioatividade e forma, (Luz & Lins, 2010). Como tal, os processos mais comumente utilizados nesta fase são a separação gravítica, separação magnética e a flotação. A flotação é um processo físico-químico e marca o primeiro momento da sequência extrativa de minérios no qual são utilizados produtos químicos, (Vick, 1990).

2.1.2. MINERAÇÃO NO BRASIL

O Brasil detém um dos maiores patrimónios minerais do mundo e é um dos países que mais produz e exporta minérios. Na primeira década do presente século XXI, devido ao crescimento populacional mundial e consequente aumento da demanda de minerais houve um grande aumento da produção mineral nacional. Em 2010, o Departamento Nacional de Produção Mineral registou 7932 empresas

mineradoras distribuídas pelo território nacional, estando a maioria, 3392, localizadas na região de sudeste. Nesse ano, de acordo com a Contribuição Financeira pela Exploração de Recursos Minerais, (CFEM), os estados com maior produção de minérios foram Minas Gerais (48%), Pará (28%), Goiás (5%) e São Paulo (4%).

De acordo com Rico et al. (2008), 70% das falhas de barragens de rejeitos registradas ocorreram em barragens com alteamentos sucessivos a montante.

No Brasil, segundo a ANM (2019), existem 61 barragens com alteamento a montante, sendo que 41 delas situam-se no estado de Minas Gerais. Em ambos os grandes desastres recentes do estado, em Mariana e Brumadinho, o método construtivo das barragens era o de alteamento a montante, o que corrobora possíveis fragilidades desse método construtivo. (Eloi, 2021).

2.1.3. MINÉRIO DE FERRO

A hematite é o mineral com representatividade econômica presente no minério de ferro. Após a separação da hematite dos restantes minerais presentes no solo, são produzidos rejeitos de granulometria fina e muito fina, que facilmente se dissolvem em água (Gomes, 2017). Entre estes rejeitos, aqueles que têm granulometria fina apresentam elevada compressibilidade e plasticidade. Os rejeitos granulares além de possuírem maior resistência ao corte têm mais permeabilidade.

Gomes & Pereira (2002) e Russo (2007) referem que os processos de lavra e tratamento do minério de ferro geram um volume de rejeitos na ordem dos 40%, no entanto esta percentagem depende largamente do teor de ferro presente nas jazidas.

Os rejeitos de minério de ferro da região do quadrilátero ferrífero, zona do estado brasileiro de Minas Gerais, são formados por hematite (Fe_2O_3), cujas partículas apresentam massa específica próxima dos $5,25 \text{ g/cm}^3$ e quartzo (SiO_2), com massa específica de cerca de $2,65 \text{ g/cm}^3$ (Portes, 2013).

Os minerais de ferro estão presentes em 4,5% da crosta terrestre, sendo o elemento ferro o quarto mais abundante sucedendo os elementos oxigênio, silício e alumínio. Por norma, o ferro ocorre nos minérios sob a forma de óxidos minerais, como são exemplo a hematite (Fe_2O_3), magnetite (Fe_3O_4) ou goethita ($\alpha\text{-FeOOH}$) e, em menores proporções, a limonite ($\text{FeO(OH).nH}_2\text{O}$) (GIRODO, 2005). O minério de ferro ocorre em diversos ambientes geológicos, pelo que existem vários teores e combinações químicos de metais presentes nas rochas. Deste modo, são múltiplas as funcionalidades e utilidades enquanto minério (Miron e Boyd, 2006). Os maiores depósitos de minério de ferro no Brasil são as formações ferríferas bandadas (FFB), conhecidas internacionalmente como *Banded Iron Formations* (BIF's) e denominadas de itabirito. Estas formações apresentam-se como rochas finamente bandadas ou laminadas, constituídas por camadas predominantemente de minerais de silício (quartzo) e de ferro (Mundial, 2009; Wolff, 2009; de Andrade, 2017). Segundo Carvalho (2014), as FFB estão entre as maiores reservas de ferro do mundo, evidenciando teores médios do metal entre os 20 e os 55%.

2.2. REJEITOS DE MINERAÇÃO

2.2.1. INTRODUÇÃO

Antes de iniciar a introdução ao tema clarifica-se que o termo *rejeitos* é adotado em português do Brasil, enquanto que a designação *rejeitados* é usada em português de Portugal. No presente trabalho ambas serão utilizadas para referir os solos descartados e provenientes da mineração.

Assim, os rejeitos resultam de uma série de processos de tratamento do solo, como tal, constituem um material de origem não natural, que pode conter vestígios químicos e que se caracteriza pela sua granulometria fina. O tipo de minério determina os reagentes a serem adotados nos processos químicos dos quais resultam os rejeitos, podendo ser usadas soluções fortemente ácidas ou alcalinas, (Krizek, 2004). Algumas das propriedades dos solos rejeitados, como são exemplo a distribuição granulométrica, a forma e a composição das suas partículas, diferem largamente das propriedades dos solos existentes na natureza, (Vick, 1983), pelo que o comportamento de ambos, mediante determinadas condições e perturbações externas, pode ser bastante distinto. Solos rejeitados têm permeabilidade, compacidade, plasticidade, compressibilidade e resistência diferentes de solos de origem natural.

2.2.2. ESPESSAMENTO

O material rejeitado, obtido em forma de lama, é habitualmente designado por polpa. Com vista a melhorar as características e comportamento da polpa, é aplicada a técnica de espessamento, que consiste na retirada de água do solo tornando-o solo mais espesso. A água recuperada pode ser reutilizada em etapas anteriores da atividade, otimizando todo o processo de mineração. Assim, o espessamento, além de permitir cumprir determinados requisitos ambientais relativos à deposição do material rejeitado, pode constituir uma etapa crucial em zonas onde se verifique escassez de água.

A técnica traduz-se, então, num aumento da concentração das partículas sólidas acompanhada por uma redução do teor em água o que, inevitavelmente, altera a capacidade resistente e de segregação do material. Deste modo, é possível classificar os materiais rejeitados de acordo com o teor de sólidos, ou seja, de acordo com o peso das partículas sólidas por unidade de peso total. A polpa originalmente apresenta um teor de sólidos inferior a 50%, os intervalos de valores para esta classificação diferem ligeiramente entre autores, entre 30% e 50% (Li et al., (2009), entre 25% e 45% (Watson et al., 2010) e 30% a 40% (Davies et al., 2011). Ao longo da desidratação os percentuais de teor de sólidos vão aumentando, acompanhados por um gradual aumento da densidade e viscosidade do material. Ao atingir valores na ordem dos 60% a 65%, a polpa deixa de apresentar segregação (Li et al., 2009), isto é, a fração sólida perde a capacidade de escoar e, perante estas condições, surge a necessidade de auxiliar o transporte do material com recurso a bombas centrífugas, (Watson et al., 2010), passando aquele a designar-se por *rejeitado espessado*. Continuando a ser aplicada a técnica de espessamento, a viscosidade do material aumenta progressivamente, conferindo-lhe maior resistência, considerando-se a viscosidade alta para valores de teor de sólidos entre os 70% e 75%, neste momento o termo *rejeitado espessado* é substituído pelo termo *pasta*. O comportamento do rejeitado aproxima-se do comportamento de solos granulares para valores de teor de sólidos acima do intervalo de 75% a 80% devido à dessaturação, e, quando ultrapassados os 85%, a designação *pasta* é abandonada, tomando lugar a de *rejeitos filtrados*. Este termo, que deriva do modo como é realizada a desidratação nesta fase, com recurso a filtros a vácuo ou a pressão, é sinónimo dos termos ingleses “filter cake” e “dry cake”. A partir deste momento o transporte do material é realizado em camiões ou através de correias transportadoras, (Watson et al., 2010). A Figura 2.2 apresenta um diagrama da evolução do espessamento, acompanhada pelas variações da capacidade de segregação e do teor de sólidos presente no solo.

Os rejeitos espessados apresentam algumas vantagens com relação aos rejeitos não espessados, especialmente no que diz respeito à redução ou eliminação da segregação, reaproveitamento da água extraída da polpa, aumento da resistência e redução da ocorrência de lixiviação (Rankin, 2011). O nível de espessamento ótimo varia consoante os requisitos e condições apresentadas em cada caso.

Também a longo prazo, o espessamento se manifesta vantajoso, uma vez que, no decorrer da deposição do solo rejeitado, a estrutura por ele formada é afetada pelos diferentes níveis de teor em água aos quais correspondem comportamentos geotécnicos distintos, (Raposo, 2016). Acrescente-se ainda que, o nível de espessamento se faz sentir após sedimentação, consolidação e secagem do solo, verificando-se que solos depositados após espessamento apresentam índice de vazios inferiores àqueles depositados sem espessamento prévio, (Raposo, 2014).



Fig. 2.2 - Espessamento de Rejeitos, adaptado de Raposo (2016)

2.2.3. DEPOSIÇÃO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO

A produção de rejeitos decorrente do processo de mineração teve um aumento significativo nas últimas décadas, pelo que atualmente a gestão do material descartado, além de representar um grande desafio para o setor, é fundamental para garantir a sua sustentabilidade.

A cada vez maior escassez de água potável, devido a fatores climáticos e ambientais, bem como a competição pelo seu uso entre comunidades e outras atividades de grande importância como a agricultura, é um dos fatores que contribui para um desenvolvimento maior de novas tecnologias para a deposição de rejeitos da mineração (Falcucci e Peres, 2010).

Durante vários anos, grandes quantidades de rejeitos foram descartados na natureza sem que fossem considerados os seus impactos. Somente a partir da década de 80 os aspetos ambientais começaram a ganhar importância (IBRAM, 2016).

A evolução do conhecimento, da consciência ambiental e da compreensão relativamente aos aspetos negativos da deposição descuidada dos rejeitos tem levado a uma maior preocupação no modo como aquela é realizada e nas formas de armazenamento do material. Ao projetar depósitos de rejeitos devem ser garantidas a capacidade de armazenamento a longo prazo e a segurança e proteção da sociedade e do meio ambiente.

As formas de deposição, bem como diferentes processos operacionais resultam em depósitos com propriedades geotécnicas substancialmente diferentes. (Robertson, 1987). A escolha do modo de deposição de rejeitos varia mediante fatores de natureza econômica, ambiental, topográficas e climáticas, do tipo de material a depositar e dos recursos disponíveis.

Embora o armazenamento de rejeitos possa assumir uma variedade de formas, a deposição hidráulica em barragens é atualmente a mais comum, quer sob a forma de uma suspensão de baixa viscosidade quer como rejeitos espessados de maior viscosidade, (Blight, 2010).

2.2.3.1. Deposição Subaérea

Na deposição subaérea os rejeitos são dispostos em forma de pasta sobre o terreno natural ou sobre rejeitos depositados anteriormente, nestes casos o material apresenta-se muito fluido e sem viscosidade. Segundo (Vick, 1990), neste tipo de deposição os rejeitados formam ligeiras pendentes com inclinação entre os 0.5 e os 2%, e (Raposo, 2016) defende que esta inclinação varia com a composição e granulometria do material. O autor (Raposo, 2016), refere ainda que ao longo da deposição, a fração mais grossa tende a ficar retida nas proximidades do ponto de deposição enquanto a fração mais fina é arrastada pela água em excesso, e que as diferenças de densidades entre partículas podem dar origem à segregação do material.

Um aspeto negativo da deposição subaérea é que o solo rejeitado fica exposto ao oxigénio, potenciando a oxidação e produção de ácido, o que pode dar origem ao fenómeno de Drenagem Ácida de Minas.

2.2.3.2. Deposição Subaquática

A deposição subaquática, tal como a subaérea, é realizada com rejeitos não espessados. Uma vez que envolve a imersão da polpa, este método de deposição é aconselhado para rejeitos que contenham sulfuretos passíveis de oxidar e produzir ácido (Tremblay, 1998), já que o contacto com o oxigénio é limitado e por isso evitadas as reações de oxidação.

Ambiente subaquáticos como o fundo dos mares e lagos, além de reservatórios artificiais, já foram usados para receção de rejeitos de mineração. Segundo (Ferraz, 1993), a não adoção daquelas soluções em locais com elevada pluviosidade, topografia acidentada e necessidade de uso extensivo do solo para fins mais nobres, nomeadamente habitações, agricultura e áreas de preservação ambiental, podem inviabilizar a atividade mineira.

Atualmente, por constituir uma forte ameaça ambiental, não é possível a deposição de rejeitados em lagos ou cursos de água naturais, pelo que é necessária a construção de albufeiras artificiais para armazenar aqueles materiais. Deste modo, os rejeitados podem ser depositados a partir de pontos de descarga posicionados sobre plataformas flutuantes. (Raposo, 2016).

A deposição subaquática pode criar pendentes de inclinação bastante superior quando comparada com a conseguida pela deposição subaérea (Robertson e Wels, 1999). Segundo (Raposo, 2016) o principal motivo para obtenção de maiores pendentes na deposição subaquática reside no facto desta promover a segregação dos rejeitados de forma muito intensa, uma vez que aquando da sua realização as partículas apresentam menores velocidades de deposição. De modo a evitar a formação de uma superfície irregular, (Raposo, 2016) afirma ainda que é necessária a movimentação regular do ponto de descarte.

2.2.3.3. Deposição Subterrânea

A deposição subterrânea é uma solução para o armazenamento dos rejeitos na qual o material é aproveitado para o enchimento das cavidades mineiras lavradas. Segundo (Aldea e Connolly, 2014), quando o enchimento subterrâneo é totalmente explorado é possível depositar no solo 50% dos rejeitos produzidos. No entanto, as características geotécnicas do material rejeitado podem ser uma condicionante neste tipo de deposição. O risco de empolamento surge quando, após a deposição, os rejeitos adquirem um peso volúmico seco que corresponde, aproximadamente, a metade ou dois terços do peso volúmico da rocha original, ocupando, portanto, um volume muito superior. (Raposo, 2016).

Uma agravante, é o facto das cavidades subterrâneas apresentarem uma significativa redução de volume, em consequência da expansão da rocha envolvente após a sua escavação, (Blight, 2010).

Proceder à mistura do rejeito com outros materiais de modo a conferir-lhe características benéficas à sua utilização, pode ser uma solução, já que as propriedades mecânicas e dinâmicas dos materiais de preenchimento podem ser melhoradas quando utilizados cimentos, estéreis, cinzas volantes ou poliuretanos, (Nieble, 1987). Na maioria dos casos o ligante hidráulico adicionado é o cimento, após a mistura, a pasta é bombeada para o interior da mina, preenchendo as cavidades e auxiliando no suporte dos tetos, (Raposo, 2016). Em explorações mineiras realizadas pelo método de câmaras de pilares, o enchimento subterrâneo viabiliza a extração dos pilares, otimizando a mineração uma vez que aqueles elementos também contêm minério. O cimento fornece à pasta a coesão necessária para que as faces expostas sejam autoportantes e estáveis, quando se exploram zonas adjacentes, (Belem e Benzaazoua, 2004).

O enchimento subterrâneo com pasta, o chamado *paste backfill*, teve início na década de 80 do século XX, na mina de *Bad Gund*, na Alemanha, desde então é um importante procedimento em minas subterrâneas tornando-se numa prática corrente um pouco por todo o mundo, (Aldea e Connolly, 2014).

2.2.3.4. Deposição de Rejeitados Espessados, Pasta e Rejeitados Filtrados

De acordo com o exposto em 2.2.2., o solo rejeitado após espessamento, pode ser classificado de acordo com o teor de sólidos em Rejeitados Espessados, Pasta ou Rejeitados Filtrados.

A deposição de rejeitados espessados tem como objetivo a formação de um depósito cónico de forma que sejam reduzidas ou eliminadas as estruturas de contenção. Rejeitos espessados podem ser depositados em áreas planas ou em terrenos irregulares, (Gomes, 2019). Quando depositados em zonas planas, os rejeitos espessados formam taludes suaves, com inclinação de 2% a 6%, (ICOLD, 2001).

Para um mesmo material rejeitado, quanto mais baixo é o teor em água maior é a inclinação do talude formado pela sua deposição. A deposição em pasta permite obter taludes com inclinação até 10%, (Theriault et al., 2003). Estudos experimentais em pequenas quantidades de pasta, mostram resultados de taludes com 19% de inclinação, (Sofrá e Boger, 2002), no entanto não é viável a deposição de material rejeitado com níveis de viscosidade tão elevados, (Fitton, 2007).

(Davies, 2011) refere várias vantagens relativamente à deposição de rejeitados filtrados nomeadamente a redução significativa da contaminação de lençóis freáticos, a necessidade de uma menor área de deposição, a anulação do risco de liquefação e a capacidade de encerramento progressivo do depósito. Além do enunciado, a quantidade de água é maior. Este método tem sido usado na América do Sul desde o início do presente século, em locais onde as condições climáticas se revelam muito adversas. (Lara et al., 2013). Após a deposição dos rejeitados filtrados, a sua compactação contribui para a estabilidade do depósito, aumentando a rigidez e reduzindo o índice de vazios do material, traduzindo-se num estado não saturado que origina tensões matriciais muito favoráveis, (Ulrich e Coffin, 2013).

2.2.4. BARRAGENS DE REJEITOS

As Barragens projetadas para o armazenamento de rejeitos integram as maiores obras de engenharia geotécnica e são o modo mais comum de armazenamento de rejeitos, podendo também servir para reservar a água envolvida nos processos de geração de rejeitos. A utilização do escombros e da fração

mais grossa do material rejeitado para a construção dos taludes integrantes do corpo da barragem é frequentemente realizada de modo a reduzir o custo da construção e a garantir uma maior sustentabilidade. Durante muitos anos, houve uma preferência por parte das mineradoras na utilização de barragens de contenção para o armazenamento de rejeitos, podendo ser construídas em uma única etapa ou em múltiplas etapas (Figueiredo, 2007 e Portes, 2013). No entanto, nos últimos 100 anos verificou-se uma taxa e rotura, quociente entre o numero de roturas e o número de barragens, foi próxima de 1.2%. valor cerca de duas ordens de grandeza superior à taxa de rotura de barragens de retenção de água, (Icloud, 2001).



Fig. 2.3 – Barragem de Rejeitos em Brumadinho, (Robertson *et al.*, 2019)

A construção do corpo da barragem pode, então, ser realizada numa única etapa ou em alteamentos sucessivos. No primeiro caso, a barragem é erguida em toda a sua altura antes do início da deposição de rejeitos, pelo que se torna necessário recorrer a empréstimos de solo proveniente de diferentes locais. Estas barragens, são executadas de acordo com o método convencional de barragens de terra, sendo constituídas, na sua generalidade, por um núcleo interno impermeável, zonas de drenagens, filtros apropriados e revestimento com riprap a montante (Vick, 1983). A necessidade de adoção de áreas de empréstimo, os custos associados ao corte, transporte e tratamento do material, bem como o investimento capital para a construção do corpo da barragem na sua totalidade numa fase inicial, são fatores que fazem com que este tipo de construção, não faseada, seja menos aliciante do ponto de vista das mineradoras (Russo, 2007).

No que concerne à construção de barragens de rejeitos por alteamentos consecutivos, esta ocorre em simultâneo com a sua utilização. O dique de partida é construído numa fase inicial por empréstimos de solo natural e dimensionado para comportar a produção de rejeitos correspondente a um período entre dois a três anos, acrescido de um aumento para acautelar a necessidade de armazenamento de água proveniente de precipitações excessivas, (Bacco, 2020). Este método, além de permitir uma distribuição de custos ao longo do período de vida da barragem, torna-se vantajoso por não haver a necessidade de possuir a totalidade do volume de material de construção numa primeira fase, o que permite uma maior seletividade na escolha dos materiais a usar na execução da barragem e respetivos alteamentos, (Vick, 1983).

Blight (2010) refere três métodos de construção de barragens por alteamentos sucessivos, nomeadamente método de montante, método de jusante e método da linha de centro.

2.2.4.1. Método de Montante

O método de montante é o método mais antigo de alteamento de barragens, entre os três métodos destaca-se por ser o mais econômico e de mais fácil execução (U.S. Environmental Protection Agency, 1994). Após a construção do dique de partida, os rejeitos são depositados ao longo da sua crista, de modo que a fração mais grossa permaneça na zona mais próxima da barragem enquanto as frações mais finas seguem na direção da bacia de sedimentação. Assim, é formada uma praia de rejeitos que serve como base de fundação do alteamento seguinte, (Vick, 1990). Para que esta praia seja razoavelmente competente no suporte dos alteamentos é necessário que o material rejeitado tenha uma composição arenosa de 40 a 60% (Vick, 1983).

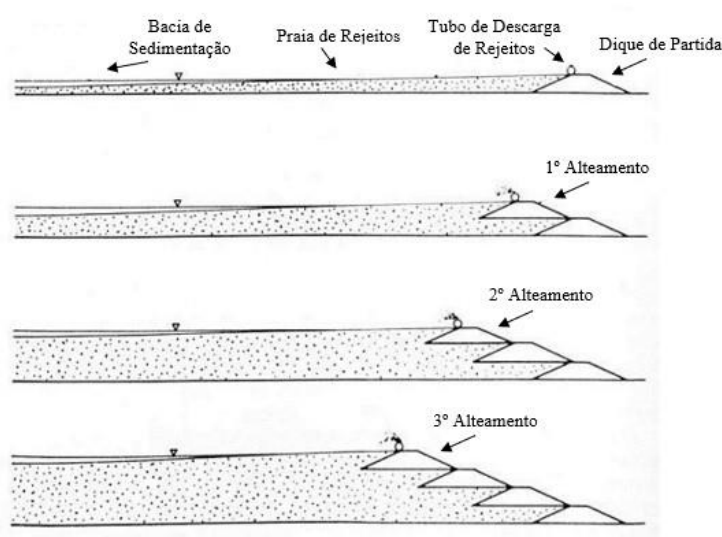


Fig. 2.4 - Método de Montante, adaptado Vick (1983)

Embora seja vantajoso em termos de facilidade construtiva e economicamente, este método está associado a vários riscos, destacando-se a liquefação. A construção excessivamente rápida pode suscitar a ocorrência daquele fenómeno, que aliás tem sido a causa de rotura de diversas barragens de rejeitados construídas com recurso ao método de montante, (Davies et al., 2001). Vick (1983) refere a necessidade de respeitar uma taxa limite de alteamento anual, de modo a prevenir a geração de excessos de poropressão no material rejeitado que serve de fundação aos sucessivos alteamentos. Na construção de barragens por este método deve ser garantida uma drenagem eficaz e um ritmo de alteamento adequado à permeabilidade dos rejeitados. Em regiões de elevada sismicidade, o método é desaconselhado ou mesmo proibido pela maioria das entidades reguladoras, mostrando-se adequado apenas em locais de clima árido e em explorações nas quais a quantidade de água de processo a armazenar não seja elevada nem haja a probabilidade de acumulação de água inesperada, (Raposo, 2016). A posição do nível freático, é um fator importante que pode comprometer a estabilidade da barragem.

Soares (2010) enumera riscos associados ao método de montante, um nível freático próximo do talude de jusante, a passagem da superfície crítica de deslizamento pelos rejeitos pouco consolidados e a

ocorrência de *piping*, estimulado pelo nível freático elevado e pela ausência de compactação do solo rejeitado. Assim, a posição do nível freático é crucial à estabilidade da barragem, dependendo da permeabilidade do solo rejeitado que compõe a fundação constituída pelos rejeitos, do grau de segregação granulométrica, da variação da permeabilidade lateral ao longo do depósito e da localização da água na bacia de sedimentação. (Bacco, 2020).

Quando há acumulação de água devido a precipitações, torna-se difícil controlar a posição do nível freático, por este motivo o método construtivo é pouco indicado em situações sensíveis a inundações, armazenamento de longo prazo de escoamentos sazonais ou altas taxas de acumulação de água proveniente do beneficiamento dos rejeitos, (Vick, 1983).

2.2.4.2. Método de Jusante

O método de jusante consiste na deposição sucessiva dos rejeitos a jusante do dique de partida. Deste modo, os alteamentos deixam de ser fundados sobre o rejeito anteriormente depositado e pouco consolidado, passando toda a barragem a ser construída sobre terreno natural, (Russo, 2007). A fundação da barragem torna-se independente da resistência do solo rejeitado, de maneira que é garantida uma maior estabilidade à estrutura, (Bacco, 2020). Contrariamente ao método de montante, não há restrições relativamente à periodicidade dos alteamentos uma vez que estes são estruturalmente independentes do depósito de rejeitos, (Vick, 1983). A construção da barragem pode ser realizada com aterro compactado e, simultaneamente ao processo de alteamento, é possível montar um sistema de drenagem interno que permite um maior controlo do nível freático. Tais fatores conferem mais segurança à estrutura da barragem, em particular, no que respeita à estabilidade e resistência a carregamentos dinâmicos, (Russo, 2007).

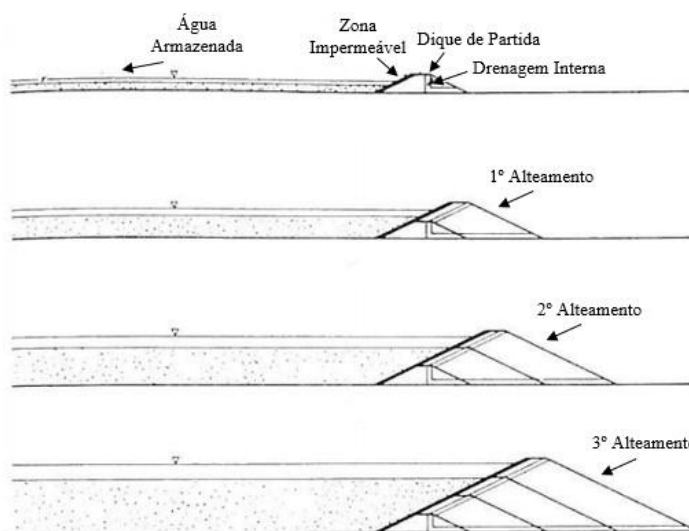


Fig. 2.5 - Método de Justante, adaptado de Vick (1983)

Embora não haja qualquer limitação teórica à altura de uma barragem de rejeitos erguida pelo método de jusante, a sua cota máxima poderá ser condicionada por restrições ao alargamento da sua fundação (Vick, 1990).

O custo elevado dos alteamentos, bem como a necessidade de uma grande quantidade de material de aterro para a sua execução são aspetos menos positivos da adoção deste método. Além do crescimento

exponencial do volume de aterro à medida que a barragem é alteada, também a área ocupada pela fundação daquela vai aumentando, (Raposo, 2016).

2.2.4.3. Método de Linha de Centro

No método da linha de centro há uma coincidência nos eixos verticais dos alteamentos, e apenas parte das suas fundações são apoiadas sobre os solos rejeitados. No fundo, é uma solução intermediária entre o método de montante e o método de jusante, uma vez que reúne algumas das suas vantagens, mitigando determinadas desvantagens, (Vick, 1983). O comportamento estrutural deste tipo de barragens aproxima-se das construídas pelo método de jusante, no entanto há uma maior facilidade na sua execução, sendo necessários menores volumes de material de aterro. A adoção deste método construtivo permite incorporar zonas de drenagem, refletindo-se num controle da superfície freática menos sensível à localização da água das bacias de sedimentação, (Bacco, 2020). Uma desvantagem do método prende-se com o facto de barragens deste tipo não serem capazes de armazenar em permanência de grandes quantidades de água, o que limita a sua construção a um período temporário, no entanto a estabilidade da estrutura não é afetada, (Vick, 1983).

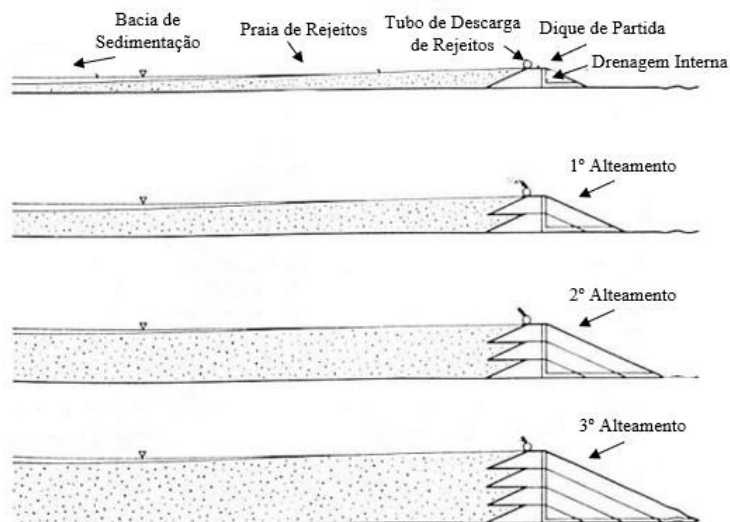


Fig. 2.6 - Método da Linha de Centro, adaptado de Vick (1983)

2.2.4.4. Acidentes em Barragens

Dois grandes desastres industriais, dos maiores do século, viveram-se recentemente com o rompimento de duas barragens de rejeitos de mineração do ferro localizadas no estado de Minas Gerais, Brasil. O primeiro ocorreu no município de Mariana a 5 de novembro de 2015 e, mais tarde, a 25 de janeiro de 2019 assistiu-se novamente a um acidente idêntico no município de Brumadinho. Os acidentes além de terem posto em causa centenas de vidas humanas, tiveram grandes impactos a nível ambiental.

No caso de Brumadinho, a rotura da barragem libertou cerca de doze milhões de metros cúbicos de rejeitos que acabaram por contaminar o rio de São Francisco, um dos maiores cursos de água da América do Sul, afetando negativamente vários ecossistemas (wikipédia). O acidente de Mariana também levou à deposição de rejeitos ao longo do curso do Rio Doce, que abrange 230 municípios

brasileiros, provocando danos tanto no seu ecossistema como em ecossistemas marinhos depois da chegada da lama ao mar, na zona Norte de Espírito Santo (wikipédia).

As fotografias das Figuras 2.3. e 2.4. mostram a lama arrastada após o rompimento das barragens nos municípios de Brumadinho e de Mariana, respetivamente.



Fig. 2.7 - Danos da Rotura da Barragem de Bento Rodrigues, Mariana, Minas Gerais (Senado Federal, 2015)



Fig. 2.8 – Danos da Rotura da Barragem do Córrego do Feijão, Brumadinho, Minas Gerais (Wikipédia, 2021)

2.2.5. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Os rejeitos de mineração, como anteriormente mencionado, provém de uma série de tratamentos aplicados a solos extraídos de minas, como tal, as suas características granulométricas além de dependerem da qualidade dos tratamentos adotados, dependem também da mineralogia da rocha lavrada. Assim, existe um leque bastante abrangente de diferentes tipos de rejeitos pelo que se torna difícil definir uma curva granulométrica característica dos rejeitos, sendo necessário estabelecer um fuso granulométrico englobando diferentes curvas características do solo rejeitado. No caso particular do rejeito de minério de ferro, habitualmente verifica-se que a quantidade de partículas finas é tanto maior quanto maior for o teor de ferro, além disto, é verificado um valor mais elevado da massa específica na mesma proporção (PRESOTTI, 2002). A diminuição do diâmetro das partículas de ferro nos rejeitos é justificada pelo fato de que no processo de tratamento do minério, a separação magnética tende a retirar mais partículas de maior diâmetro, enquanto as de menor diâmetro ficam retidas entre as partículas sem propriedades magnéticas (HERNANDEZ, 2002). A figura 2.10 apresenta uma série de curvas granulométricas conseguidas ao longo do processo de deposição de rejeitos provenientes da mina do Córrego do Feijão, num período de quase cinquenta anos, na bacia da malograda barragem B1 de Brumadinho.

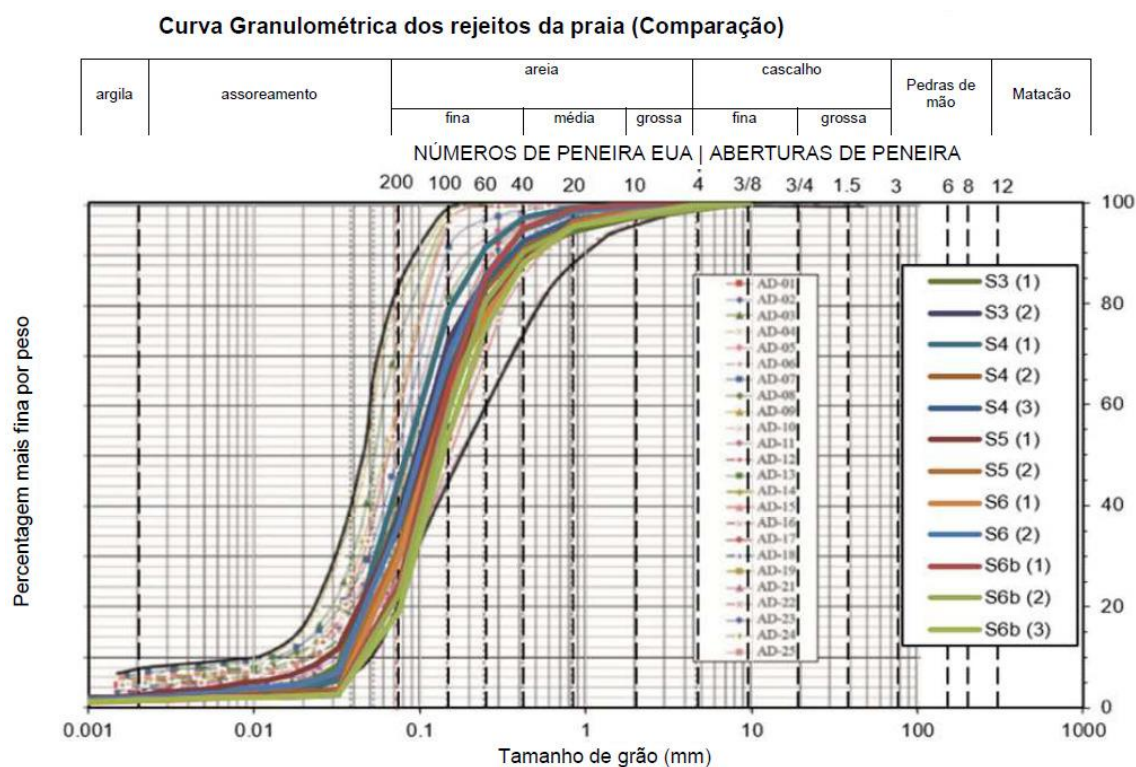


Fig. 2.9 - Comparação das curvas granulométricas das amostras recolhidas em 2019 pelo painel de especialistas e incluídas no anexo no relatório final (Robertson et al., 2019)

2.2.5.1. Densidade das Partículas Sólidas G_s

Os rejeitos de mineração normalmente apresentam uma densidade relativa elevada quando comparada com a de solos de origem natural, esta diferença deve-se ao facto dos solos rejeitados terem um elevado teor de compostos metálicos. A pirite, FeS_2 , que apresenta uma densidade relativa de valor $G_s=5$, pode ser encontrada em diversos tipos de jazidas minerais e não é exclusiva a nenhum tipo

específico de rejeito (Vick, 1983). A hematite, mineral de valor na mineração do ferro, apresenta uma densidade relativa que oscila entre os valores 4,9 e 5,3.

2.2.6. MORFOLOGIA

Os solos rejeitados são tipicamente constituídos por partículas angulares e rugosas, como são exemplo as ilustradas na Figura 2.9. Esta morfologia justifica o caráter evolutivo das partículas com o aumento do estado de tensão, comprovado recentemente por Viana da Fonseca *et. al* (2020).

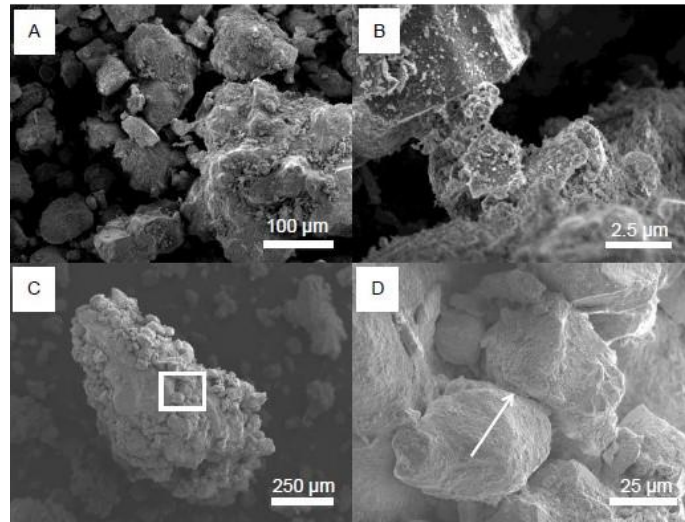


Fig. 2.10 - Micrografias SE-SEM representativas de sub-amostras de graduação média não testadas, (imagens A e B), e testadas, (imagens C e D), mostrando partículas finas ligadas e reticuladas a partículas maiores, nas quais partículas de tamanho de argila de grão fino parecem agir como uma coluna de cimento ligando duas partículas menores. As partículas de granulação mais fina, na imagem C, são nódulos de óxido de ferro e, por sua vez, estão ligados à partícula maior por cimento oxidado de ferro. O retângulo na imagem C corresponde à imagem D, destacando pequenos nódulos de óxido de ferro que são unidos por revestimentos de cimento oxidado de íon de tamanho de argila em escala μm (seta), adaptado de Robertson, Melo, Williams e Wilson (2019)

3

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS

3.1. CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

Segundo o critério de Mohr-Coulomb o solo entra em rotura num ponto quando num par de facetas ou planos que passam nesse ponto é atingida uma dada relação entre a componente normal, σ'_f , e a componente tangencial, τ_f , da tensão, expressa por:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f * \operatorname{tg} \phi' \quad (3.1.)$$

Onde ϕ' representa o ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao corte e c' a coesão.

As areias e em geral os solos granulares comportam-se de acordo com o critério de rotura de Mohr-Coulomb com coesão efetiva nula, $c'=0$. (Matos Fernandes, 2006). Pelo que a equação x resulta em:

$$\tau_f = \sigma'_f * \operatorname{tg} \phi' \quad (3.2.)$$

Assim, no caso das areias a rotura verifica-se quando a obliquidade da tensão atingiu um valor limite, definido pelo ângulo de atrito ϕ' , em relação à normal. Traduzindo-se em:

$$\operatorname{tg} \phi' = \frac{\tau_f}{\sigma'_f} \quad (3.3.)$$

O critério de Mohr-Coulomb pode ser interpretado graficamente através da representação da envolvente de rotura de acordo com o ângulo de atrito do solo e dos círculos de Mohr correspondentes aos diferentes estados de tensão. A rotura ocorre quando há uma tangência entre o círculo de Mohr e a envolvente de rotura, pelo que as tensões de rotura são as definidas pelo círculo de Mohr tangente à envolvente de rotura. Os planos ou facetas nos quais ocorre a rotura são obtidos pela união do ponto, pertencente à circunferência do círculo de Mohr, correspondente à menor tensão principal ao ponto de tangência do círculo com a envolvente de rotura, a direção da semirreta correspondente a esta união é então a orientação dos planos nos quais ocorre a rotura, ou seja, a orientação segundo a qual foi atingida a tensão normal ao plano de rotura, σ'_f , e τ_f representa a tensão tangencial neste plano. A

Figura 3.1. representa o círculo de Mohr correspondente à rotura e a sua observação permite verificar que os planos de rotura fazem um ângulo de $\pi/4 + \phi'/2$ com a direção principal máxima.

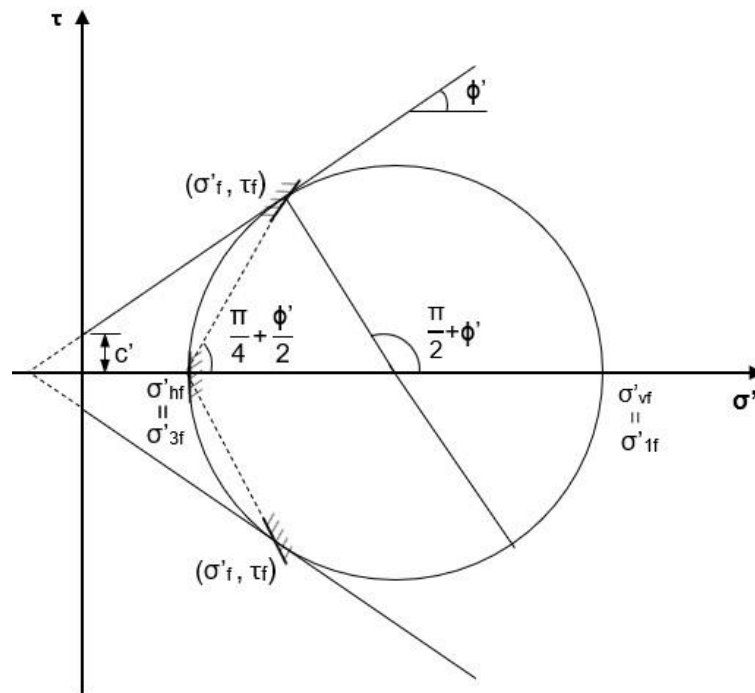


Fig. 3.1 - Rotura do Solo de acordo com o critério de Mohr-Coulomb, adaptado de Matos Fernandes (2016)

3.2. TEORIA DE ESTADOS CRÍTICOS

Ao longo do século XX, desenvolvimentos teóricos permitiram aprofundar o entendimento acerca do comportamento dos solos quando sujeitos ao corte por imposição de tensão ou deformação. Dois grandes avanços para a interpretação do seu comportamento foram a noção de dilatância e de compacidade, e do modo como o influenciam.

O controlo da estabilidade de barragens de rejeitos pode ser feito conhecendo-se o índice de vazios e o estado de tensão dos rejeitos depositados in situ em relação aos estados últimos, que são consumados pelas linhas de estados críticos, (Viana da Fonseca et al., 2016).

3.2.1. DILATÂNCIA E COMPACIDADE

Um aspeto fundamental que caracteriza os solos e os distingue dos demais materiais estudados em engenharia, é a variação de volume. Esta tendência dos solos para mudar de volume, quando sujeitos a corte, é denominada de dilatância e ficou conhecida após um trabalho desenvolvido por Reynolds em 1885, (Jefferies & Been, 2016).

Em 1968, Schofield and Worth, na sequência de desenvolvimentos teóricos, identificaram a densidade do solo como um estado variável substituindo a ideia de densidade como propriedade intrínseca do solo. (Jefferies & Been, 2016). Uma consequência desta nova abordagem foi a noção de que a compacidade do solo tem influência no seu comportamento, nomeadamente nas variações de volume durante o corte. Solos inicialmente densos se sujeitos a corte têm tendência a dilatar, enquanto solos com uma condição inicial solta têm tendência a comprimir durante o corte. Importa mencionar que

existem casos em que os solos inicialmente densos, quando submetidos a corte, apresentam um comportamento contrátil antes de aumentar de volume.

As variações de volume são experimentadas pelo solo ao longo do corte até ser atingido um estado último, o chamado estado crítico abordado em 2.5.3.. A Figura 3.2. ilustra o comportamento típico de solos arenosos ao longo de ensaios triaxiais para diferentes condições iniciais, densa e solta. Para aquelas condições, o solo apresenta diferentes variações de tensão deviatória efetiva, $q' = \sigma'_1 - \sigma'_3$, e de índice de vazios, e , ao longo do corte, aproximando-se do estado crítico.

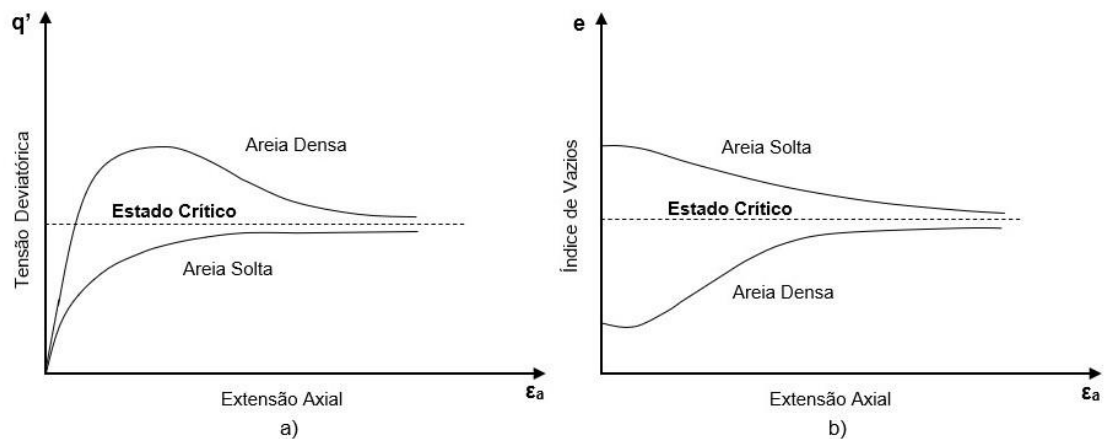


Fig. 3.2 - Resultados Típicos de Ensaios Triaxiais de uma areia em condição densa e solta. a) Tensão Deviatória Crítica b) Índice de Vazios Crítico, adaptado de Taylor (1948)

3.2.2. ÍNDICE DE VAZIOS CRÍTICO e_c

Em 1936, Casagrande explorou questões relativas às variações volumétricas dos solos quando submetidos ao corte e, através da realização de ensaios de corte direto, verificou que as areias soltas contraíam e as areias densas dilatavam até atingirem aproximadamente o mesmo índice de vazios, após grandes deformações, (Jefferies&Been, 2016). A este índice de vazios último alcançado pelo solo durante o corte foi dado o nome de índice de vazios crítico, e_c .

O índice de vazios crítico é afetado pela tensão média efetiva, tornando-se menor com o aumento daquela, este comportamento foi pela primeira vez reportado por Taylor (1948). A relação entre o índice de vazios crítico, e_c , e a tensão média efetiva, p' , é chamada de *critical state locus* (CSL) (Jefferies & Been, 2016), ou, em português, linha dos estados críticos.

3.2.3. LINHA DOS ESTADOS CRÍTICOS, CSL

Assim, a linha dos estados críticos é uma função característica de cada solo que define a fronteira de valores de índice de vazios abaixo dos quais o material se encontra numa condição densa e acima dos quais o solo se encontra numa condição solta, mediante um particular estado de tensão média efetiva, p' , sendo que sobre aquela linha o índice de vazios é crítico. A representação da CSL pode ser feita num gráfico $e-p'$, como ilustrado na Figura 3.3.

Ao entender o conceito de linha de estado crítico, compreende-se que o comportamento do solo depende não apenas das suas propriedades intrínsecas, que não variam com o grau de compactidade, mas também com a sua condição de estado.

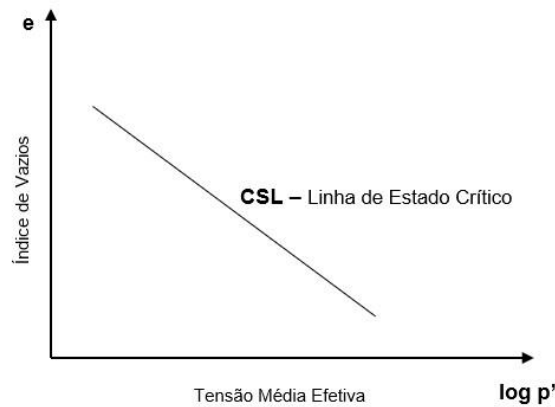


Fig. 3.3 - Representação da Linha de Estado Crítico

3.2.4. PARÂMETRO DE ESTADO ψ

A teoria dos estados críticos é facilmente compreendida com a noção de condição de estado que é definida pelo parâmetro de estado. O parâmetro de estado, ψ , não é mais do que a diferença entre o índice de vazios atual e o índice de vazios crítico do solo para um determinado estado de tensão efetiva médio, tal como representado na Figura 3.4.

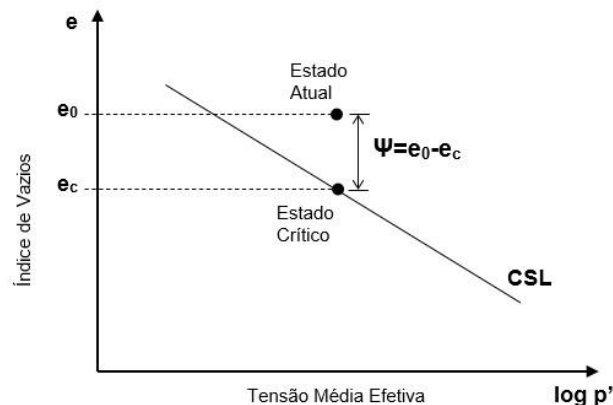


Fig. 3.4 - Parâmetro de Estado, ψ

Assim, um solo que, para um determinado valor de tensão média efetiva, p' , apresente um índice de vazios superior ao índice de vazios crítico, $e > e_c$, tem um parâmetro de estado positivo, $\psi > 0$, e encontra-se numa condição solta. Contrariamente, se, perante um valor de tensão média efetiva, p' , o solo apresentar um índice de vazios inferior ao índice de vazios crítico, $e < e_c$, o solo encontra-se numa condição densa e o parâmetro de estado é negativo, $\psi < 0$. Quando o parâmetro de estado é nulo, $\psi = 0$, o solo apresenta um índice de vazios igual ao crítico, $e = e_c$, e, por isso, define-se o estado do solo como estado crítico.

Quanto mais longe do estado crítico final mais rápida é a dilatação ou contração do solo, o parâmetro de estado é definido como uma medida deste desvio, tal leva a concluir que o comportamento constitutivo do solo se relaciona com o parâmetro de estado, (Jefferies & Been, 2016).

3.2.5. ESTADO CRÍTICO

Os solos são materiais que existem numa variada gama de estados, o estado crítico foi definido por Roscoe et al. (1958) como o estado no qual um solo se continua a deformar com tensão constante e constante índice de vazios – essencialmente uma formalização da ideia de Casagrande. Note-se que existem duas definições: (1) o solo está com índice de vazios constante (2) não tem propensão para mudar desta condição de índice de vazios constante, (Jefferies & Been, 2016). Quando um solo está numa condição na qual a deformação é contínua sem que haja variação de volume ou de tensões efetivas, considera-se que o solo se encontra no estado crítico (Atkinson e Bransby, 1978).

Poulos (1981) formalizou a definição de estado estacionário como: “O estado estável de deformação para qualquer massa de partículas é que o estado no qual a massa está continuamente a deformar-se em volume constante, constante tensão efetiva normal, constante tensão de corte e velocidade constante, (Jefferies & Been, 2016).

Entre as décadas de 70 e 80, do século XX, foi discutido se o estado crítico e o estado estacionário seriam o mesmo (Casagrande, 1975; Poulos, 1981; Sladen et al., 1985b; Alarcon-Guzman et al., 1988), Been et. al. (1991) ao examinar alguns aspectos relativos a esta questão concluiu que, para fins práticos, os estados podem ser considerados equivalentes. (Jefferies & Been, 2016).

O estado crítico é definido de um modo muito simples em termos de dilatância: tanto a dilatância como a sua variação devem ser zero. Uma variação de dilatância nula garante que foi atingido o verdadeiro estado crítico e não uma transição de estado, (Jefferies & Been, 2016).

A Equação 3.4. define a função semi-logarítmica da CSL para todos os tipos de solo.

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln(p'_c) \quad (3.4.)$$

Onde Γ e λ são propriedades intrínsecas do solo, ou seja, propriedades que não são afetadas pela fábrica, histórico de tensões, índice de vazios, etc. O índice “c” nota condições de estado crítico.” A leitura do parâmetro λ deve ter em atenção a escala logarítmica adotada, se de base 10 se a natural. Os logaritmos naturais são mais convenientes para modelos constitutivos enquanto que os logaritmos de base 10 permitem uma análise mais simples dos gráficos dos resultados experimentais, note-se que $\lambda_{10} = 2.303 \lambda$. O parâmetro Γ está associado, por convenção, a um nível tensão $p'=1\text{Kpa}$. (Jefferies & Been, 2016).

No estado crítico, o solo continua a deformar se existir uma tensão que induza a deformação. A esta tensão dá-se o nome de tensão de corte e , habitualmente, é expressa através do ângulo de atrito em volume constante, ϕ'_{cv} , do ângulo de atrito crítico, ϕ'_c , ou ainda pela razão de tensão de corte ou razão de atrito M .

3.2.5.1. Razão de Atrito Crítico M_c

Um modo alternativo à CSL e ao índice de vazios crítico para definir o estado crítico é através da razão de atrito crítico M . Este é um parâmetro que relaciona a tensão deviatórica, q , com a tensão média efetiva, e no estado crítico é expresso por $M_c = q_c/p'_c$. O uso do parâmetro M é uma maneira preferencial para representar o estado crítico uma vez que relaciona adimensionalmente invariantes de tensão, (Jefferies & Been, 2016). O estado crítico pode ainda ser definido pelo ângulo de atrito crítico, ϕ_c , ou ângulo de atrito a volume constante, ϕ_{cv} , que se relaciona com o parâmetro M através de duas

expressões distintas, como é apresentado em 3.4.1., consoante o ângulo de atrito em causa seja correspondente à compressão ou à extensão do solo.

3.2.6. ESTADO DILATANTE X

χ é a propriedade do solo que relaciona o parâmetro de estado com a dilatância máxima através da seguinte expressão: $D_{\min} = \chi * \psi$. Esta propriedade é definida em ensaios de compressão axial. Em ambiente laboratorial, o valor do parâmetro de estado da expressão é o valor atual, ou seja, é a diferença entre o índice de vazios da amostra no início do ensaio e no estado estado crítico. A dilatância máxima, $D_{\min}$, ocorre na tensão de pico, (Jefferies & Been, 2016).

3.2.7. CRITÉRIO DO ESTADO DE DEFORMAÇÃO

Em 1969, Castro ao realizar ensaios triaxiais estáticos e cíclicos em amostras consolidadas de modo isotrópico e ensaios estáticos em amostras consolidadas de modo anisotrópico, verificou que o comportamento do solo das amostras consolidadas com anisotropia, em termos de tensão-deformação, varia consoante as condições de estado iniciais. A Figura 3.5, mostra a evolução típica do estado de tensão e deformação de amostras muito soltas, caso A, amostras densas, caso B e amostras com um grau de compacidade intermédio, caso C.

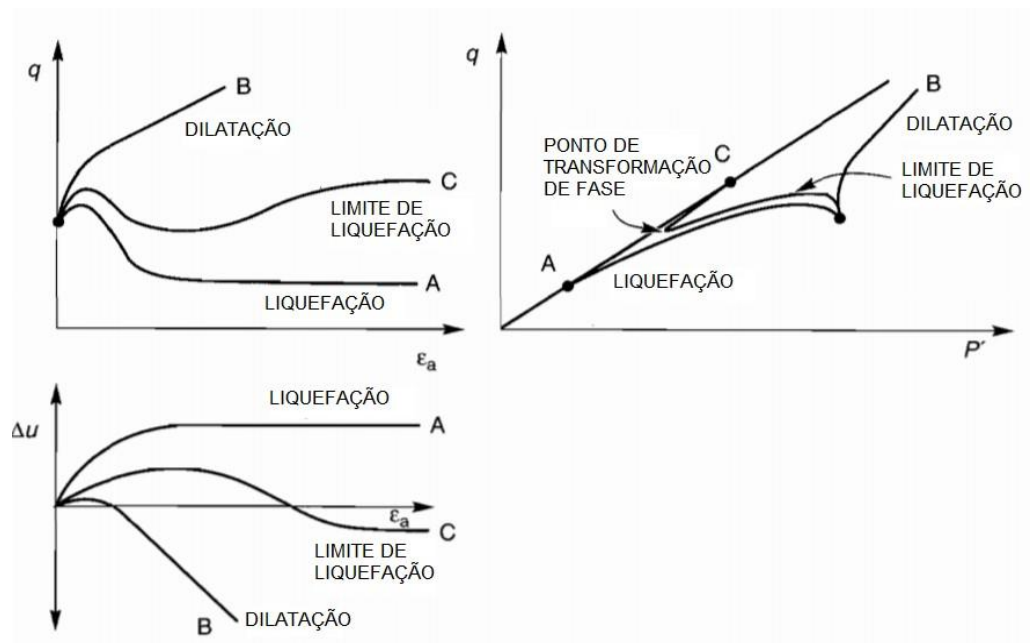


Fig. 3.5 - Trajetórias de Tensão e deformação resultantes de ensaios de carregamento estático realizados por Castro em 1969 (Kramer, 1996)

Amostras muito soltas apresentam um pico de resistência não drenada para pequenas tensões de corte e, seguidamente, colapsam experimentando grandes deformações para baixos níveis de tensão apresentando pouca resistência. Este comportamento hoje é conhecido como fluxo por liquefação (Kramer, 1996).

Amostras densas inicialmente contraem, mas rapidamente começam a dilatar até atingir elevados valores de tensão efetiva e de resistência ao corte (Kramer, 1996).

Amostras de compacidade intermédia desenvolvem um pico de resistência no início dos ensaios, para pequenas tensões, seguido de uma perda de tensão efetiva que se mantém até se verificarem novas dilatações. Esta mudança de comportamento contrátil para dilatante é denominada de transformação de fase. Nesta condição, ao ser carregada, a amostra apresenta comportamento dilatante mesmo sob altas tensões de confinamento e, conseqüentemente, maior resistência após grandes deformações. Este comportamento foi descrito como liquefação limitada (Kramer, 1996).

A partir destes resultados, Castro (1969) relacionou a tensão efetiva com o índice de vazios das amostras para grandes deformações. Esta função define-se como linha de estado permanente e representa o estado limite para o qual uma massa de partículas se deforma continuamente, com volume, tensão efetiva, tensão de corte e velocidade constantes. A Figura 3.6 representa esta linha e as suas projeções nos planos $(e-\sigma')$, $(\tau-\sigma')$ e $(e-\tau)$.

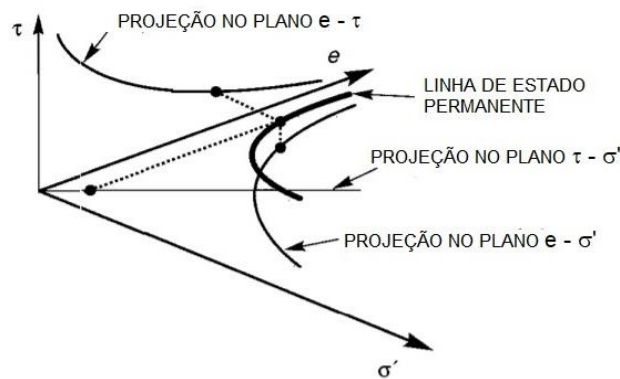


Fig. 3.6 - Projeção Tridimensional da linha de estado permanente (Kramer, 1996)

3.3. MODELOS CONSTITUTIVOS AVANÇADOS

A modelação constitutiva, usando um modelo apropriado, mostra que a liquefação é apenas outro comportamento do solo que é de compreensão relativamente simples, (Jefferies & Been, 2016).

A modelação é importante uma vez que os engenheiros geotécnicos dependem substancialmente de ensaios *in situ* para determinar as propriedades de areias e siltes, no entanto os ensaios *in situ* não medem realmente as propriedades do solo: em vez disso, os ensaios *in situ* medem a resposta do solo aos processos de carregamento. Obter as propriedades do solo a partir de ensaios *in situ* envolve a resolução de problemas de valores de limites inversos e, para tal, é necessário um modelo, (Jefferies & Been, 2016).

A modelação é também uma excelente maneira de capturar e registar fenómenos reais, tendo em conta que a engenharia civil deve basear-se preferencialmente em falhas de casos reais em vez de nas propriedades obtidas por ensaios, tais experiências práticas ganham um peso significativo. No entanto, os fenómenos verificados na prática precisam de ser compreendidos a partir de uma estrutura sólida e esta base vem da mecânica. A mecânica por sua vez é baseada na compreensão do comportamento constitutivo do solo (Jefferies & Been, 2016).

3.3.1. TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS NOS MODELOS CONSTITUTIVOS

Uma premissa básica é que um modelo constitutivo para um solo deve explicar as mudanças no comportamento do solo causadas pelas variações do grau de compactação. Apesar da natureza óbvia desta premissa, o índice de vazios é raramente incluído como variável nos modelos constitutivos dos solos (Jefferies & Been, 2016).

Existem disponíveis diversos modelos constitutivos, uma vez que a descrição do comportamento dos solos é feita de acordo com o grau de compactação dos mesmos, todos estes modelos integram a abordagem do estado crítico. Pelo que, se torna fundamental para a programação destes modelos o conhecimento das propriedades intrínsecas do material em causa, que, como referido anteriormente, são independentes do grau de compactação.

3.3.2. MODELO NORSAND

O NorSand é um modelo diferencial no qual existe uma relação entre os incrementos de tensão e deformação. A obtenção do comportamento de tensão-deformação do solo requer a integração, que é necessariamente numérica uma vez que não existem soluções analíticas para o modelo NorSand. Tal pode ser realizado através de programas de elementos finitos ou, quando conhecidas as trajetórias de tensão as equações do modelo podem ser integradas diretamente, (Jefferies & Been, 2016).

O modelo NorSand é capaz de representar adequadamente o comportamento dilatante dos solos, tornando-se por isso vantajoso quando comparado a outros modelos, como por exemplo o Cam Clay Modificado (Shuttle and Jefferies, 2016). Além disso, as propriedades do solo utilizadas pelo modelo NorSand são amplamente conhecidas e facilmente determinadas através de ensaios de compressão triaxial (Shuttle & Jefferies, 2016).

3.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

As *análises de deformação* permitem prever a deformação do maciço real, com base na rigidez determinada a partir de ensaios de laboratório. No laboratório, as amostras de solo são submetidas a ensaios em que os estados de tensão, de deformação e as condições de drenagem são conhecidos. A resposta do solo e posterior interpretação permite obter parâmetros de resistência e ainda caracterizar as relações de tensão-deformação na fase prévia à mobilização da resistência. (Matos Fernandes, 2016).

Os equipamentos utilizados para a realização de ensaios de solos em laboratório são elaborados de modo a que seja possível aplicar tensões e deformações às amostras representativas de certos casos particulares, através da imposição de um estado geral de tensão e de uma rotação controlada dos planos principais. (Maranha das Neves, 2014).

O estado crítico engloba dois aspetos: uma linha de relação de índice de vazios-tensão média e a razão entre as tensões no estado crítico. A experiência indica que o método preferencial para a determinação da CSL é uma série de ensaios triaxiais de compressão em amostras soltas, geralmente consideravelmente mais soltas do que o estado crítico. As amostras soltas não formam planos de corte e não têm tendência para a ocorrência de corte localizado como é comum se verificar em areias densas. (Jefferies & Been, 2016).

O estado crítico pode ser obtido por controlo de carga como por controlo do deslocamento, não havendo distinção entre as CSL determinadas por cada um dos meios. Ensaios de extensão também resultam em estados críticos semelhantes, (Jefferies & Been, 2016).

3.4.1. ENSAIO TRIAXIAL

Os ensaios triaxiais são realizados no sentido de quantificar parâmetros de resistência do solo, bem como de caracterizar o seu comportamento em termos de tensão-deformação. A configuração do equipamento triaxial permite controlar as tensões axial e radial de modo independente, realizar ensaios sob condições drenadas e não drenadas e, ainda, controlar os deslocamentos ou tensões a serem aplicados ao solo ensaiado.

A amostra de solo tem uma geometria cilíndrica de altura dupla do diâmetro, ao longo do ensaio, é submetida a acréscimos controlados de deformação axial, de tensão axial e de tensão radial. As tensões axiais são transmitidas à amostra por meio de um êmbolo, enquanto as tensões radiais são impostas pelo meio confinante, ou seja, pela pressão da água envolvente.

A Figura 3.7 ilustra de forma esquemática o equipamento triaxial. Os ensaios realizados neste equipamento são de compressão triaxial, quando a tensão axial é superior à tensão radial e há compressão da amostra segundo a vertical.

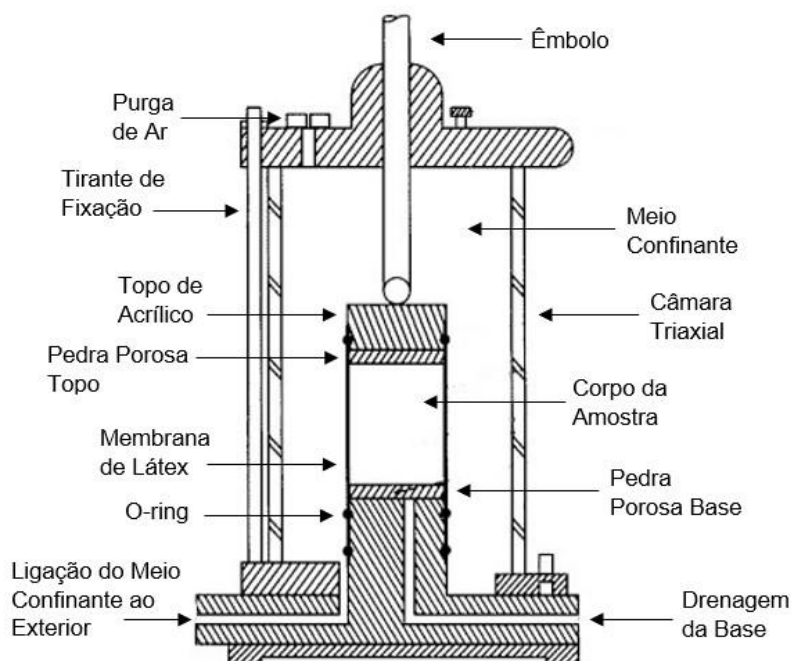


Fig. 3.7 – Esquema Equipamento Triaxial, adaptado Maranhã das Neves (2013)

Nos ensaios em extensão em que a tensão vertical é inferior à tensão radial e o solo é comprimido lateralmente, o equipamento usado é a Câmara Triaxial *Stress-Path* (Bishop-Wesley) apresentada na Figura 3.8. A célula de *stress-path* (Bishop e Wesley, 1975, citado em Vianda Fonseca, 1996) é solicitada hidraulicamente e constituída por câmaras distintas que permitem aplicar solicitações independentes nas direcções radial e axial (horizontal e vertical). A força axial é aplicada ao provete por um pistão fixo ao pedestal de base accionado hidraulicamente por pressão exercida na câmara

inferior. O topo do provete é fixo à parte superior da câmara por um parafuso sem fim que faz o ajuste na fase de montagem. O isolamento entre as duas câmaras de pressão é feito por membranas de grande flexibilidade.

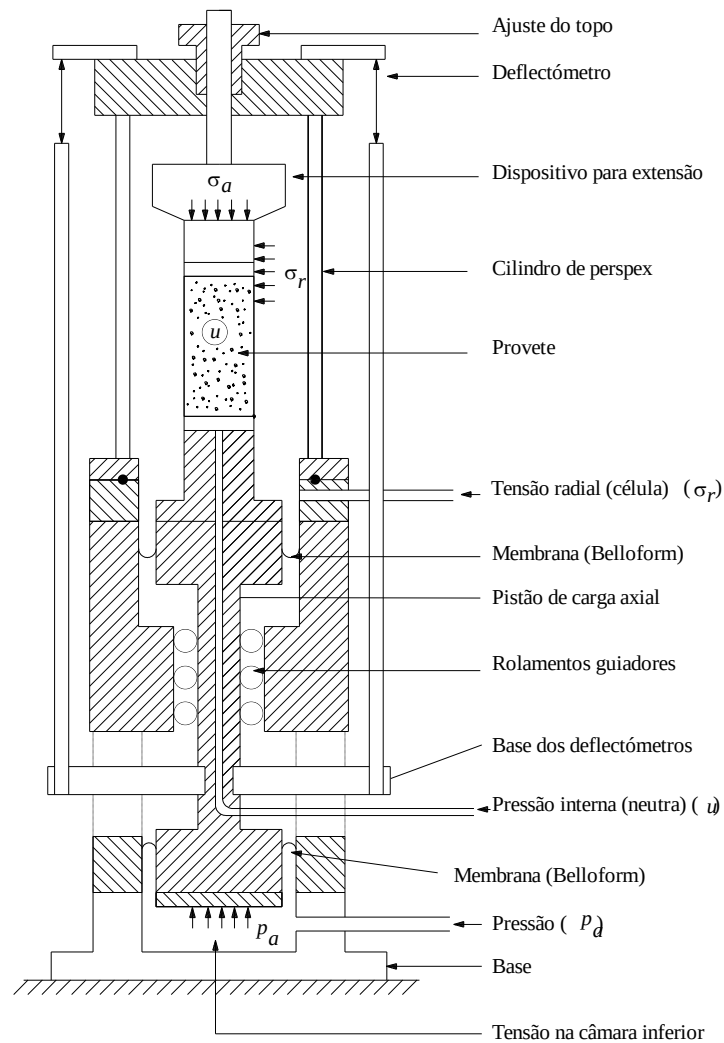


Fig. 3.8 - Esquema da célula de "Bishop-Wesley" de acordo com Viana da Fonseca (1996)

As condições de carregamento em ambos os equipamentos são sempre de axissimetria, independentemente de o ensaio ser de compressão ou extensão triaxial. Os ensaios triaxiais dividem-se em duas fases, como será visto mais à frente, nomeadamente a fase de consolidação e a fase de corte.

Seguidamente são apresentadas as expressões respetivamente aos diferentes valores de tensão e deformação de uma amostra de solo nos ensaios triaxiais.

Tensão Axial Total:
$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \sigma_r \quad (3.5.)$$

Tensão de Desvio:
$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{N}{A} \quad (3.6.)$$

Tensão Média:
$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.7.)$$

$$\text{Deformação Axial:} \quad \delta\epsilon_a = \frac{\Delta z}{H_0} \quad (3.8.)$$

$$\text{Deformação Radial:} \quad \delta\epsilon_r = \frac{\Delta r}{r_0} \quad (3.9.)$$

$$\text{Deformação Volumétrica:} \quad \delta\epsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \delta\epsilon_a + 2\delta\epsilon_r \quad (3.10.)$$

$$\text{Deformação Distorcional:} \quad \delta\epsilon_a = \frac{2}{3}(\delta\epsilon_a - \delta\epsilon_r) \quad (3.11.)$$

A carga do êmbolo é representada por N , a área da secção da amostra por A , Δz representa a variação da altura, H_0 a altura inicial, Δr a variação do raio, r_0 o raio inicial, ΔV a variação de volume e V_0 o volume inicial. Os índices 1,2 e 3 dizem respeito às três tensões principais e os índices a e r referem-se a, respetivamente, às direções axial e radial.

Nos ensaios de compressão triaxial a direção da tensão principal σ_1 corresponde à direção axial ou vertical e a direção das tensões principais σ_2 e σ_3 coincide com a direção radial ou horizontal, pelo que se tem:

$$\text{Tensão de Desvio:} \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_v - \sigma_h \quad (3.12.)$$

$$\text{Tensão Média Efetiva:} \quad p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (3.13.)$$

Nos ensaios de extensão triaxial a direção das tensões principais σ_1 e σ_2 corresponde à direção radial ou horizontal e a direção da tensão principal e σ_3 coincide com a direção axial ou vertical, obtendo-se:

$$\text{Tensão de Desvio:} \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_h - \sigma_v \quad (3.14.)$$

$$\text{Tensão Média Efetiva:} \quad p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (3.15.)$$

O ângulo de atrito no estado crítico pode ser determinado a partir da razão friccional crítica, M_{tc} , dada pela relação q_c/p'_c , através das seguintes expressões:

$$\text{Ensaio de Compressão Triaxial:} \quad M_{ct} = \frac{6 + \tan \phi'_c}{3 - \tan \phi'_c} \quad (3.16.)$$

$$\text{Ensaio de Extensão Triaxial:} \quad M_{et} = \frac{6 + \tan \phi'_c}{3 + \tan \phi'_c} \quad (3.17.)$$

3.4.1.1. Trajetórias de Tensão

A trajetória de tensão é dada pela linha que, num espaço de tensões, define a sucessão de estados de tensão resultantes de um dado carregamento ou deformação imposto ao solo. Uma consequência da axissimetria do ensaio triaxial, devido à igualdade das tensões principais σ_2 e σ_3 , é que as trajetórias de tensão de qualquer ensaio realizado no equipamento se situam no plano triaxial definido por σ_1 , $\sigma_2 = \sigma_3$ e representado na Figura 3.9.

É possível ainda definir trajetórias de tensão num gráfico que relaciona a tensão deviatória, q , com a tensão efetiva média, p' . Um conjunto de ensaios triaxiais compressão ou um conjunto de ensaios triaxiais de extensão, permitem definir diferentes trajetórias de tensão mediante os valores impostos. Cada um destes ensaios ao atingir o estado crítico permite nestes gráficos traçar a CSL do material e determinar os parâmetros de resistência no estado crítico, para compressão e para extensão.

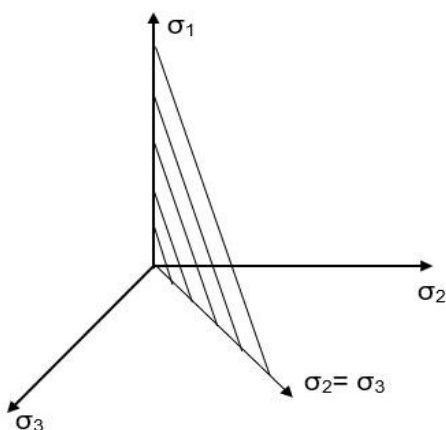


Fig. 3.9 - Espaço de Tensões Principais

No equipamento triaxial diferentes trajetórias são obtidas em função do modo como se processam as fases do ensaio, o que se traduz em diferentes tipos de ensaio. Os quatro tipos de ensaio mais comumente realizados são: ensaio de compressão não confinada, ensaio consolidado drenado, ensaio consolidado não drenado e ensaio não consolidado não drenado. No presente trabalho, interessam os ensaios consolidados drenados e não drenados.

3.4.1.2. Ensaio Consolidado Drenado

O ensaio consolidado drenado divide-se na fase de consolidação e na fase de corte. Na primeira, o solo é consolidado isotropicamente para determinada tensão efetiva através do aumento da pressão de confinamento e permitindo a drenagem da amostra. As tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 tomam os mesmos valores bem como as suas variações, $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$, pelo que $\Delta p' = \Delta\sigma_1$ e $\Delta q = 0$. A variação da poropressão é nula, $\Delta u = 0$.

Na fase de corte, posterior à consolidação, é aplicada carga ou deformação axial na amostra até que ocorra a rotura, enquanto a pressão da água na câmara é mantida constante. Uma vez que o corte é realizado em condições drenadas, não são gerados excessos de poropressão e é medido o volume de água expulso da amostra. Nos ensaios de compressão têm-se as seguintes equações:

Varição da Tensão Principal Maior: $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma'_1 > 0$ (3.18.)

Varição da Tensão Principal Menor: $\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma'_3 = 0$ (3.19.)

Varição da Poropressão: $\Delta u = 0$ (3.20.)

Varição da Tensão Média: $\Delta p = \Delta p' = \frac{\Delta\sigma'_1}{3}$ (3.21.)

Deformação Volumétrica: $\delta\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_o} = \delta\varepsilon_1 + 2\delta\varepsilon_3$ (3.22.)

Deformação Radial: $\delta\varepsilon_3 = \frac{1}{2}\delta\varepsilon_v = \delta\varepsilon_v + 2\delta\varepsilon_1$ (3.23.)

A Figura 3.10. mostra as tensões aplicadas a uma amostra de solo num ensaio de compressão triaxial drenado e as trajetórias de tensão total e efetiva, TTT e TTE, respetivamente, típicas do ensaio.

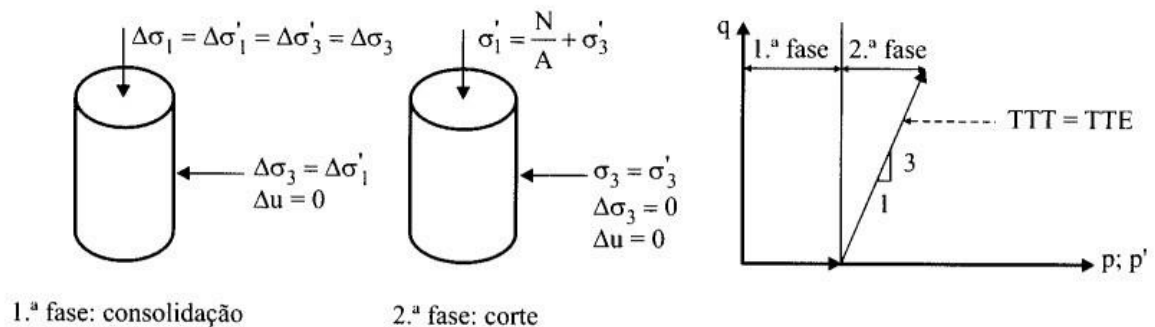


Fig. 3.10 – Tensões e Trajetórias de Tensão num ensaio de compressão triaxial drenado (Maranha das Neves, 2013)

3.4.1.3. Ensaio Consolidado Não Drenado

O ensaio consolidado não drenado também é dividido na fase de consolidação que se processa do modo exposto anteriormente e na fase de corte. Na fase de corte, uma vez realizada em condições não drenadas, é medido o excesso de pressão neutra Δu . Nesta fase, em ensaios de compressão, a variação de tensões é dada por:

Varição da Tensão Principal Maior: $\Delta\sigma_1 > 0$ (3.24.)

Varição da Tensão Principal Menor: $\Delta\sigma_3 = 0$ (3.25.)

Principal Menor:

$$\begin{array}{ll} \text{Variação da Tensão} & \Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma_1 - \Delta u \\ \text{Efetiva Principal Maior:} & \end{array} \quad (3.26.)$$

$$\begin{array}{ll} \text{Variação da Tensão} & \Delta\sigma'_3 = -\Delta u \\ \text{Efetiva Principal Menor:} & \end{array} \quad (3.27.)$$

$$\begin{array}{ll} \text{Variação da Tensão} & \Delta p = \frac{\Delta\sigma_1}{3} \\ \text{Média:} & \end{array} \quad (3.28.)$$

$$\begin{array}{ll} \text{Variação da Deviatória:} & \Delta q = \Delta\sigma_1 \end{array} \quad (3.29.)$$

$$\begin{array}{ll} \text{Variação da Tensão} & \Delta p' = \Delta p - \Delta u \\ \text{Efetiva Média:} & \end{array} \quad (3.30.)$$

Como o ensaio é não drenado, não ocorre variação de volume da amostra pelo que:

$$\begin{array}{ll} \text{Deformação} & \delta\varepsilon_v = 0 \\ \text{Volumétrica:} & \end{array} \quad (3.31.)$$

A Figura 3.11. mostra as tensões aplicadas a uma amostra de solo num ensaio de compressão triaxial não drenado e as trajetórias de tensão total e efetiva, TTT e TTE, respetivamente, típicas do ensaio.

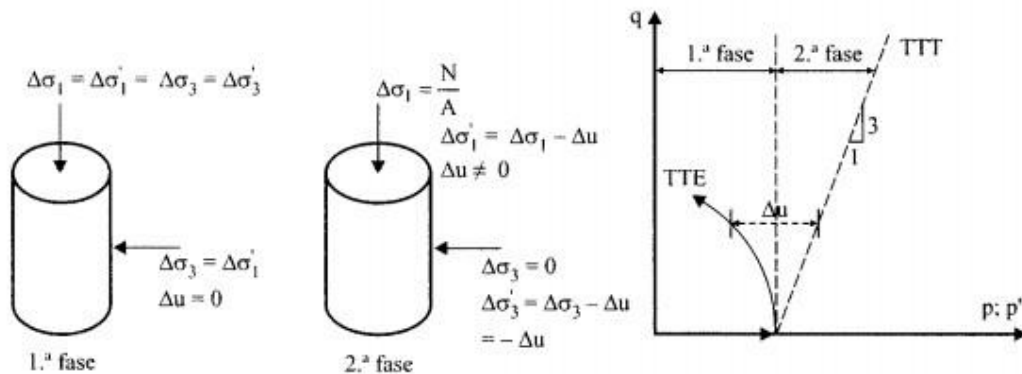


Fig. 3.11 – Tensões e Trajetórias de Tensão num ensaio de compressão triaxial não drenado (Maranha das Neves 2013)

3.4.1.4. Definição da Linha dos Estados Críticos

A obtenção da CSL deve ter como ponto de partida ensaios não drenados, uma vez que as tensões necessárias para atingir o estado crítico estão bem dentro dos limites do equipamento triaxial para amostras soltas. Pequenas tensões resultam em grandes mudanças de poro pressão, pelo que amostras não drenadas atingem o estado crítico relativamente rápido. No entanto, a obtenção de dados relativos à CSL para tensões médias efetivas a partir de $p'_c = 200$ kPa torna-se difícil com ensaios não drenados,

pois para aqueles valores são necessárias tensões efetivas médias de consolidação superiores a $p'=2\text{MPa}$. Pressões tão altas além de serem inconvenientes para a maioria dos equipamentos triaxiais, muitas vezes dão origem a efeitos esmagamento das partículas de solo, (Jefferies & Been, 2016).

Nos ensaios drenados realizados em amostras soltas, o solo move-se para o estado crítico a uma taxa muito mais lenta relativamente aos ensaios não drenados, provocando deslocamentos até aos limites do equipamento triaxial, (Jefferies & Been, 2016).

Nos equipamentos triaxiais, a razão de atrito crítico M_c pode ser determinada através da realização de múltiplos ensaios triaxiais de compressão drenados ou através de um ou mais ensaios de compressão triaxial em amostras soltas variando a densidade, (Jefferies & Been, 2016).

O ângulo de atrito crítico, ϕ'_c , aumenta alguns graus para condições de deformação plana quando comparado com o obtido por compressão triaxial e diminui quando o solo é submetido a extensão triaxial. Devido a esta variação, é tido como referência o ensaio de compressão triaxial para definir esta propriedade do solo, (Jefferies & Been, 2016).

3.4.2. ENSAIO DE CORTE SIMPLES

O ensaio de corte simples apresenta especial utilidade na avaliação da resistência do solo em alguns problemas em particular. Em determinadas situações, a orientação das tensões principais, σ_1 , σ_2 e σ_3 , não corresponde a nenhuma das direções vertical ou horizontal, tomando direções intermédias. Contrariamente ao ensaio triaxial que apenas permite realizar ensaios de compressão, em que $\sigma_1 = \sigma_v$ e $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_h$, ou de extensão, com $\sigma_1 = \sigma_h$ e $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_v$, o ensaio de corte simples permite simular aqueles casos.

No ensaio de corte simples, a amostra é cilíndrica, de altura inferior ao diâmetro, é montada o interior de uma membrana de látex e é também envolvida por anéis de metal que impedem extensões laterais, permitindo apenas distorções. A Figura 3.12. apresenta esquematicamente do equipamento.

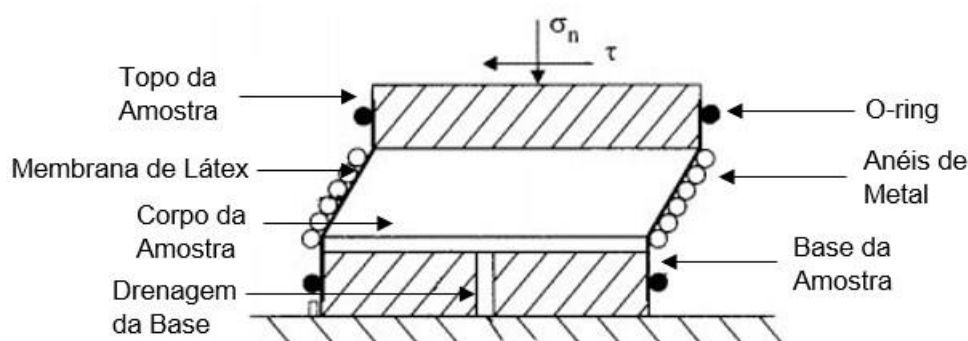


Fig. 3.12 - Esquema de Parte do Equipamento do de Corte Simples, adaptado Maranhã das Neves (2013)

O ensaio de corte simples pode realizado tanto sobre uma tensão vertical fixa, permitindo a compactação ou dilatação do solo, ou sobre um deslocamento vertical fixo, sendo neste caso medida a variação da tensão vertical. No primeiro caso, a tensão normal, σ_n , é aplicada verticalmente no topo da amostra, que se mantém fixo na direção horizontal, e a tensão de corte ou tangencial, τ , é transmitida pela base que apenas se desloca horizontalmente. Os deslocamentos relativos da base e do topo ao

longo do ensaio e posterior medição permitem obter as deformações vertical e angular da amostra. Tal como no ensaio triaxial, este ensaio pode ser realizado em condições drenadas.

O equipamento de corte simples não permite a medição nem o controle das tensões nas faces laterais da amostra, σ_h e τ_h , isto é, nas faces verticais. Deste modo, ao longo do corte são apenas conhecidas a tensão normal e a tensão de corte nos planos horizontais, σ_v e τ_v , pelo que não é possível definir na totalidade o estado de tensão da amostra nesta fase. Embora o seu valor seja desconhecido, é previsível que τ_h seja consideravelmente menor do que τ_v , o que resulta num estado de tensão anisotrópico devido à desigualdade das tensões. Assim, no sentido de reestabelecer o equilíbrio as forças normais passam a ter excentricidade e o estado de tensão da amostra varia em cada ponto. (Matos Fernandes, 2016).

Assim, as Figuras 3.13 e 3.14 representam as tensões impostas à amostra nos momentos antes e depois do corte respetivamente.

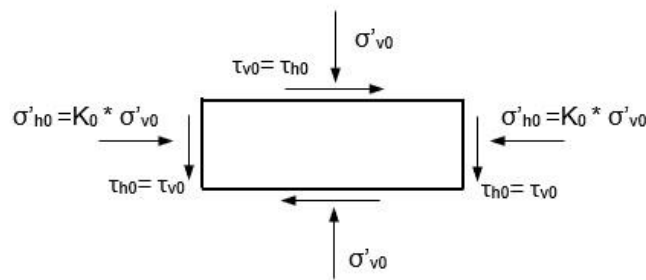


Fig. 3.13 - Estado de Tensão Antes do Corte, adaptado Matos Fernandes (2016)

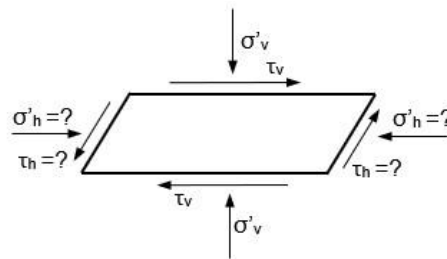


Fig. 3.14 - Estado de Tensão Após Corte, adaptado Matos Fernandes (2016)

Além das limitações acima referidas, durante o corte, ocorre a rotação dos planos principais de tensão pelo que não há necessariamente coincidência entre os planos principais de tensão e os planos principais de deformação.

Não sendo completamente conhecida a condição de tensão, a construção dos respetivos círculos de Mohr fica limitada. Vários estudos realizados procuram compreender a evolução da tensão normal respetiva aos planos verticais, σ_h , com o objetivo de, conhecendo o seu valor na rotura, possibilitar, através dos círculos de Mohr, a determinação do valor da tensão nas direções principais no estado crítico.

3.5. LIQUEFAÇÃO

Na mecânica dos solos, o termo liquefação designa o processo de passagem de um solo saturado do estado sólido ao estado líquido (Jorge, 1994).

A liquefação é um fenómeno que se manifesta no solo quando, em condições não drenadas, devido a carregamentos cíclicos ou monotónicos, ocorre um aumento da poropressão acompanhado por uma diminuição da tensão efetiva. Consequentemente, há uma perda de rigidez e da capacidade resistente ao corte do material, que podem resultar na rotura se os excessos de poropressão anularem as tensões efetivas instaladas. Ishihara (1985) esquematizou simplificadamente o fenómeno tal como é ilustrado na Figura 3.15.

A liquefação ocorre geralmente em solos granulares soltos e saturados, no entanto pode manifestar-se em solos sob outras condições, sendo a estrutura geológica e as condições hidrogeológicas condicionantes no tipo de comportamento exibido bem como nas consequências do fenómeno à superfície do solo. O corte nestes solos produz tendencialmente uma contração volumétrica que, em condições não drenadas, provoca uma elevação da pressão da água presente nos vazios.

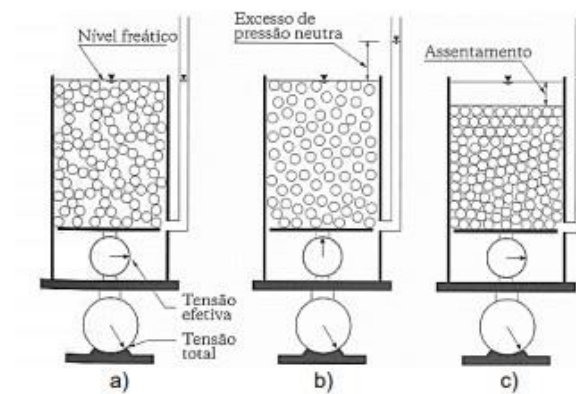


Fig. 3.15 - Esquema simplificado de Ishihara para explicar a liquefação (Matos Fernandes, 2017): a) antes da liquefação; b) durante a liquefação; c) após liquefação

A liquefação em camadas arenosas provoca escorregamentos mais ou menos extensos em taludes naturais, de escavação ou de aterro. Em barragens de rejeitos de minas a rotura por liquefação além de poder ser catastrófica do ponto de vista de segurança pública, devido à dimensão deste tipo de estruturas, pode acarretar graves danos ambientais. Na Figura 3.16 são apresentadas duas fotografias de uma barragem de rejeitos, localizada no estado de Minas Gerais no Brasil, nos momentos imediatamente antes e durante a rotura por liquefação.



Fig. 3.16 – Ruptura por Liquefação Barragem de Brumadinho (MG), Brasil (2019). (Redação Veja, 2021)

Segundo Robertson e Wride, (1998) a liquefação pode surgir como consequência de dois tipos de solicitações: de carregamentos cíclicos originado a liquefação cíclica ou de um aumento monotónico do carregamento que pode dar origem à liquefação estática.

A distinção entre liquefação de fluxo e a mobilidade cíclica é traduzida pelo gráfico da Figura 3.17, desenvolvido por Castro e Poulos (1977) após realização de ensaios triaxiais em areias saturadas. A linha de estado permanente define a relação $e-\sigma_3$ em que o solo se pode deformar sob volume e tensão constante.

O fluxo por liquefação é resultado da ruptura não drenada de uma mostra de areia solta, contrátil.

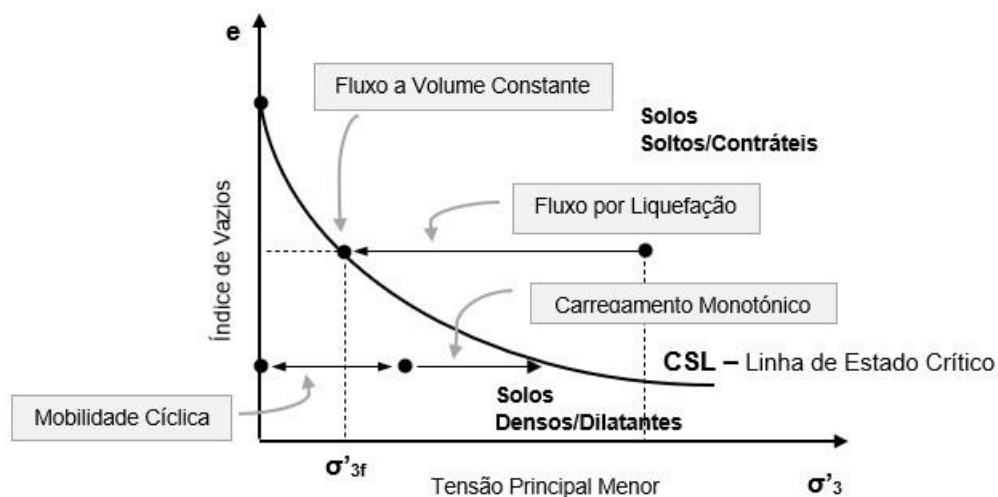


Fig. 3.17 - Condições de ocorrência de liquefação e amostras de areia saturadas sob carregamentos monotónicos e cíclicos em condições não drenadas (Castro e Poulos, 1977)

4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. CASO DE ESTUDO

4.1.1. REJEITO ARENO-SILTOSO DO QUADRILÁTERO DE FERRO

O material estudado no presente trabalho provém da exploração mineira do ferro praticada na região do Quadrilátero Ferrífero do estado brasileiro de Minas Gerais.

Esta é uma zona urbana do centro-sul do estado com uma área de cerca de 7 mil quilómetros quadrados, da qual fazem parte os municípios de Caeté, Itabire, Itaúna, João Monlevade, Mariana, Ouro Preto, Rio Piracicaba, Sabará e Santa Bárbara. O território detém uma enorme riqueza mineral, justificando a acentuada atividade mineral praticada que torna o Quadrilátero Ferrífero responsável pela maior parte da produção brasileira de ferro.

4.2. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

4.2.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A granulometria é uma propriedade do solo que afeta o seu comportamento, como tal, é de elevada importância o conhecimento da mesma. Um solo é constituído por partículas de diferentes dimensões, às quais corresponde uma determinada distribuição granulométrica. Esta distribuição é definida em percentagem ponderal, ou seja, em percentagem por peso total das partículas das diferentes dimensões que integram o solo. (Matos Fernandes, 2016).

Assim, a curva granulométrica de um solo é a curva que representa a distribuição da granulometria do mesmo e pode ser determinada via três processos distintos consoante a presença de frações finas, grossas ou grosseiras no solo. A separação destas frações é feita pelos peneiros 2.0mm (nº10) e 0.075mm (nº200). Deste modo, são consideradas partículas grosseiras todas aquelas que ficam retidas no peneiro 2.0mm (nº10), partículas grossas as que passam no peneiro 2.0mm (nº10) e que ficam retidas no peneiro 0.075mm (nº200) e as restantes, ou seja, aquelas que passam no peneiro 0.075mm (nº200) são consideradas partículas finas.

A sedimentação é o processo de determinação granulométrica utilizado para as partículas finas, enquanto a peneiração permite definir a granulometria da fração grossa da amostra. Uma vez que o solo em estudo não contém partículas grosseiras, ou seja, todo ele passa no peneiro 2.0mm (nº10), procedeu-se apenas à sedimentação e peneiração do mesmo.

Num primeiro momento o solo foi lavado durante 20 minutos numa mistura de água destilada e antifloculante, num balão de Erlenmeyer por um misturador mecânico conforme é ilustrado na Figura 4.1.

A separação do material em frações fina e grossa foi feita pela lavagem do solo com água destilada no interior do peneiro nº200. Por baixo do peneiro, foram colocados um funil e uma proveta de 1000ml, de modo que a solução de solo e água vertesse para aquela até perfazer a totalidade do volume, conforme é ilustrado na Figura 4.2. A fração do solo retida no peneiro, fração grossa, foi colocada a secar em estufa para posterior peneiração.



Fig. 4.1 – Lavagem do solo em água destilada e anti-floculante



Fig. 4.2 – Separação das frações grossa e fina no peneiro nº200

Após a separação do solo nas duas frações, foi realizada a sedimentação a qual se iniciou pelo balanço manual da proveta de 1000ml durante 1min, de modo a misturar a solução de solo e água destilada. Em seguida, a proveta foi colocada em repouso e fez-se uma primeira leitura da densidade e da temperatura da mistura, usando um densímetro e um termômetro como ilustrado na Figura 4.3. Novas leituras foram feitas nos períodos de 1min, 2min, 5min, 15min, 30min, 60min, 250min, 1440min e 2880min após a primeira. O conjunto de valores obtidos permitiu determinar a granulometria da fração fina do solo.

A peneiração da fração da grossa da amostra foi realizada de acordo com a especificação E 196 (LNEC, 1966). O solo, após retirado da estufa, foi colocado no topo de uma pilha de peneiros, formada pelos peneiros nº20, nº40, nº60, nº80, nº140 e nº200, apresentados nas fotografias da Figura 4.4.

Num primeiro momento, o conjunto de peneiros foi colocado no agitador mecânico da Figura 4.5 durante 20min e, em seguida, cada peneiro foi agitado manualmente durante 5min.

Por fim, foi pesada a quantidade de solo retida em cada peneiro e determinada a percentagem de material correspondente a cada dimensão definida pela malha do respectivo peneiro.



Fig. 4.3 – Leitura da densidade da mistura de solo e água destilada



Fig. 4.4 - Conjunto de peneiros utilizados na peneiração



Fig. 4.5 - Conjunto de peneiros no agitador mecânico

4.2.2. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS G_s

A densidade das partículas sólidas é a propriedade do solo que relaciona o peso volúmico das partículas sólidas com o peso volúmico da água, esta relação é dada pela equação 4.1. Deste modo, esta propriedade permite conhecer o volume ocupado pelas partículas sólidas e consequentemente calcular o índice de vazios da amostra de solo.

$$\text{Densidade das Partículas Sólidas: } G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (4.1.)$$

A determinação da densidade das partículas sólidas, ilustrada nas fotografias da Figura 4.6, foi realizada de acordo com a norma NP-83 (1965), assim, e visto tratar-se de uma areia, o ensaio é realizado com a secagem prévia da amostra em estufa. A norma acima mencionada indica o uso de um picnómetro no qual são colocados e agitados o solo e água destilada. Após a agitação, a mistura é deixada a repousar por um período de 24h, para que as partículas de solo se depositem no fundo do picnómetro. No fim deste período, o recipiente é aquecido até ocorrer a ebulição da solução, deste modo é garantida a expulsão do ar do seu interior. Em seguida, é acrescentado um volume de água destilada limitado pela marca de calibração do picnómetro, a amostra é pesada e por fim colocada em estufa. No fim da secagem o picnómetro, com solo no interior, é pesado.

As massas pesadas no ensaio permitem o cálculo do peso volúmico e consequentemente da densidade das partículas sólidas do solo.

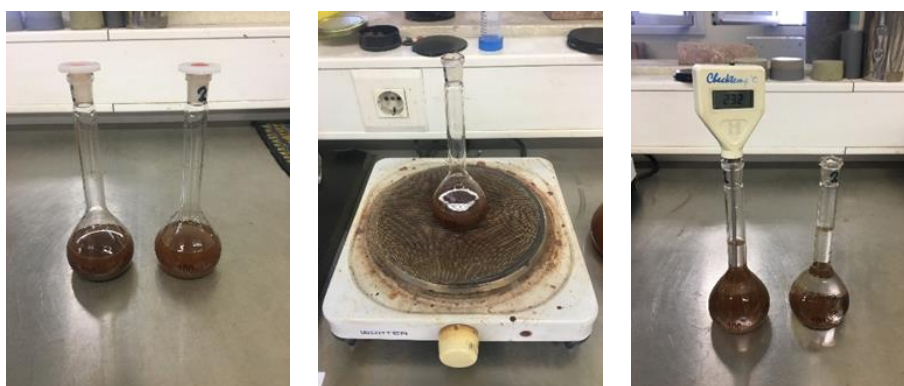


Fig. 4.6 - Determinação da densidade das partículas sólidas

4.2.3. ENSAIO TRIAXIAL

4.2.3.1. Equipamento

A Figura 4.7 ilustra o equipamento necessário à realização dos Ensaio Triaxiais de Compressão. O equipamento é composto por uma célula de acrílico que encaixa numa base de inox e que contém um tampo do mesmo material. A fixação dos três elementos é feita por tirantes, inerentes ao tampo, que envolvem a célula e que se aparafusam na base. Na base está inserido um sistema de canais, com válvulas, que permitem a ligação entre o exterior e o interior da célula de carga e entre o exterior e o interior da amostra. Nestas ligações estão ainda dispostos transdutores que permitem o controlo e medição de pressões a serem impostas no interior da amostra e no meio que a envolve. No tampo

existe uma purga, que permite aliviar as pressões do interior da célula e um êmbolo ou pistão móvel que ao encostar na amostra permite carregá-la.

A amostra de solo é envolvida por uma membrana de látex e a sua base assenta sobre um pedestal, pertencente à base do equipamento, ao qual é fixada por meio de dois o-rings que ao cercarem a membrana a prendem ao pedestal. A membrana é fixa de igual modo a um topo de acrílico que assenta sobre a amostra. Este topo é perfurado e ligado por um tubo a uma das ligações da base da célula de carga, permitindo a drenagem de água e ar entre a amostra e o exterior. Nas superfícies de separação da base da amostra com o pedestal e do cimo da mesma com o topo são colocados um papel de filtro, uma pedra porosa e um disco de látex, vazio no interior e lubrificado. Os dois primeiros elementos impedem a passagem de material mais fino para o interior dos equipamentos, de modo a evitar o seu desgaste ou dano.



Fig. 4.7 – Equipamento Triaxial

Nos equipamentos do LabGEO existem disponíveis equipamentos de compressão triaxial nos quais as pedras porosas estão incorporadas no topo de acrílico e na base, tal como é ilustrado na Figura 4.8.

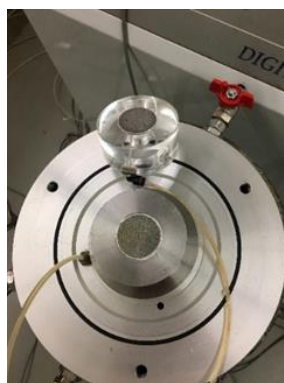


Fig. 4.8 – Topo e base com pedras porosas incorporadas

O disco de látex lubrificado é um elemento utilizado de modo a reduzir o atrito entre as superfícies de contacto na base e no topo do provete, permitindo que a amostra, quando carregada, se deforme livremente, aproximando o seu comportamento daquele que ocorre *in situ*. Uma outra particularidade do equipamento é que tanto o topo de acrílico quanto a base do pedestal têm um diâmetro ligeiramente superior ao da amostra cilíndrica, para que a deformação da mesma não seja condicionada.

4.2.3.2. Preparação e Montagem

A montagem das amostras é feita no início de cada ensaio com preparação prévia do material.

Primeiro, é calculada a quantidade de solo necessária à realização do ensaio de acordo com as dimensões do provete, o teor de água e o índice de vazios pretendidos para o início do ensaio, a densidade das partículas sólidas do solo e o número de camadas de solo a serem compactadas no provete. Àquela quantidade de solo é adicionado um excesso, de modo a que possam ser determinados os teores de água reais, correspondentes ao início e ao fim da montagem da amostra. A totalidade do solo é pesada como representado na Figura 4.9. Durante a montagem da amostra este solo deve ser reservado e coberto por forma a que não haja uma variação significativa do teor de água pretendido.



Fig. 4.9 – Pesagem do solo

Em seguida, a membrana é fixada à base do equipamento por dois o-rings e envolvida pelo molde. É estabelecida uma sucção de 0,5 bar entre a membrana e o molde de modo a que, durante a compactação do solo, a maleabilidade do elemento de latex não condicione o diâmetro das camadas da amostra. Na base são colocados um papel de filtro, uma pedra porosa e um disco de látex. Posto isto, estão criadas as condições para a colocação e compactação do solo.

Nos ensaios em que se pretende que o solo da amostra se encontre numa condição inicial solta, a compactação é feita pela técnica de *Moist Tamping*, tal como representado nas fotografias da Figura 4.10. Esta técnica é usada para compactações ligeiras de areias siltosas húmidas e com elevado índice de vazios. Assim, o solo é dividido em camadas que vão sendo compactadas sequencialmente, pelo que, na membrana, devem ser previamente marcados os limites de altura de cada camada de solo. Os dois papéis de filtro e os discos de latex são recortados com um diâmetro igual ao do pedestal onde assenta a base da amostra.

No fim da compactação, são colocados sobre a amostra o papel de filtro, a pedra porosa, o disco de látex e o topo de acrílico, tal como representado na Figura 4.11. A parte superior da membrana envolve o topo e é presa a este pelos dois o-rings, do modo apresentado na Figura 4.12.

Após colocado o topo e garantido o isolamento do solo, a sucção é retirada e é aplicada uma pressão de 10kPa no interior da amostra de modo que esta não seja perturbada pela remoção do molde, que é

ilustrada na Figura 4.13. Uma vez descoberto o provete, são feitas quatro leituras de altura e oito de diâmetro, tal como representado nas imagens da Figura 4.14. Estas medidas são posteriormente usadas para o cálculo do volume inicial da amostra.

A base da câmara triaxial é colocada sobre a prensa e unida à célula de acrílico pelo aperto dos tirantes, tal como mostra a Figura 4.15. Em seguida, a câmara de acrílico é enchida com água destilada e é imposta uma pressão de 10kPa ($CP=10\text{kPa}$), que permite retirar a pressão anteriormente imposta no interior da amostra e que garante que a tensão efetiva da mesma se mantém no valor de 10kPa.

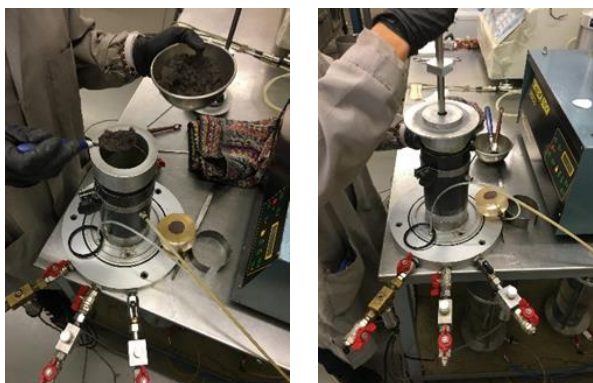


Fig. 4.10 - Compactação pela Técnica *Moist Tamping*



Fig. 4.11 – Colocação do papel de filtro e do topo



Fig. 4.12 – Fixação da membrana ao topo

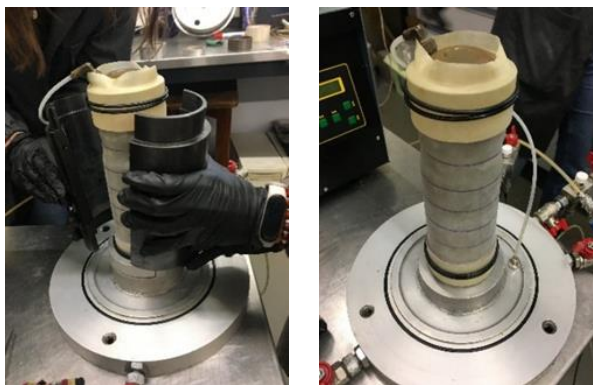


Fig. 4.13 – Retirada do molde da amostra

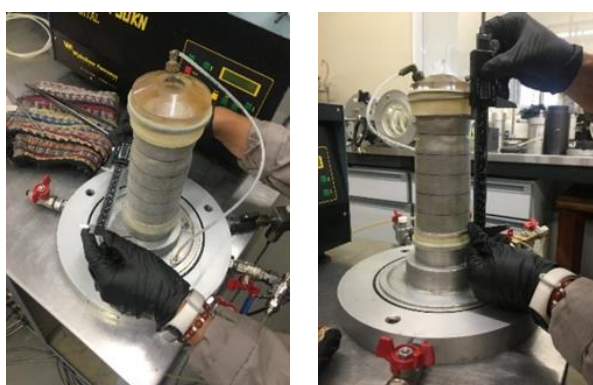


Fig. 4.14 – Medição de altura e diâmetro da amostra



Fig. 4.15 – Célula Triaxial sobre a prensa

Nos ensaios em que o solo está numa condição densa, a compactação é realizada por camadas, no interior de um molde de inox, com recurso a um batente ou compactador e, após a colocação da última camada, com auxílio de uma prensa mecânica. Nas Figuras 4.16 e 4.17 é apresentada uma sequência de fotografias ao longo da colocação e compactação do solo das amostras densas.

No fim da compactação, tal como representado nas fotografias da Figura 4.18, um extrator vertical auxilia na retirada da amostra, de modo a que esta se mantenha intacta e sem que seja perdido solo. Na sequência deste processo, a amostra é envolvida pela membrana de látex, Figura 4.19, e transportada

para o equipamento triaxial, sendo colocada sobre o pedestal da base no caso do equipamento triaxial convencional ou no cimo do pistão de carga axial, no caso do equipamento triaxial *stress-path*. No segundo equipamento, os papéis de filtro e as pedras porosas são agregadas às extremidades da amostra, mantendo-se até ao final do ensaio, conforme ilustrado mais à frente na Figura 4.25, e não são usados os discos de látex.



Fig. 4.16 – Colocação do solo no interior do molde de inox



Fig. 4.17 - Compactação do solo com recurso a prensa mecânica



Fig. 4.18 – Retirada da amostra do molde de inox com auxílio do extrator mecânico



Fig. 4.19 – Colocação da membrana na amostra depois de compactada, através de um molde com sucção

4.2.3.3. Percolação

No LabGeo é realizada a percolação de dióxido de carbono anteriormente à percolação de água, de modo a garantir uma saturação mais eficaz da amostra. A circulação de dióxido de carbono pelos poros da amostra facilita a passagem de água posteriormente, uma vez que tem maior densidade que o que o ar que se encontra no interior do provete. Na Figura 4.20 é apresentada a garrafa de CO₂ do LabGeo.



Fig. 4.20 - Garrafa de Dióxido de Carbono do LabGEO

A percolação de CO₂ foi implementada antes da percolação de água. Uma vez que, o CO₂ se dissolve em água sob pressões muito baixas, a saturação completa ($B > 0,97$) é garantida em poucas horas em vez de em poucos dias. (Soares, M., Viana da Fonseca, A., 2016).

A percolação é o processo que garante a expulsão do ar da amostra. Assim, a circulação de água é feita no sentido ascendente, pelo que, é imposta a entrada de água pela base da amostra através de um aumento de pressão entre 1 a 3 kPa, na ligação correspondente à *BackPressure*, (BP). A água, ao subir pela amostra, vai substituindo o ar presente nos vazios, o qual acaba por ser expulso pelo topo. O volume de água necessário a percolar tem valor correspondente ao dobro do volume de vazios da amostra.

A Figura 4.21 mostra a câmara triaxial no momento da percolação de CO₂ e de água, as torneiras da base onde estão inseridos os tubos por onde circula a água e o ar e o gobelé que permite medir o volume de água percolada e controlar a velocidade de percolação de CO₂.

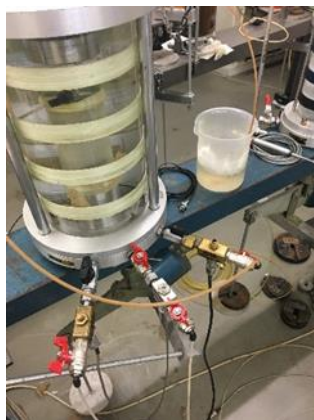


Fig. 4.21 - Percolação de CO₂ e de água

4.2.3.4. Saturação

A saturação é o processo através do qual é expulso o ar remanescente no interior da amostra após a percolação. Assim, é feito um aumento gradual das pressões tanto no interior da amostra como na célula de carga até aos valores de 300kPa e 310kPa, respetivamente. As pressões são aumentadas linearmente a uma velocidade de 30kPa/h, garantindo a conservação da tensão efetiva no solo da amostra.

Quando atingidas as pressões pretendidas é verificado o grau de saturação da amostra, por meio do cálculo do parâmetro B de Skempton, que é dado pela equação 4.2. Na elaboração de um trabalho experimental, Soares, M. e Viana da Fonseca, A. (2016) verificaram que a maior parte das amostras dos ensaios triaxiais estavam completamente saturadas apenas para valores de $B > 0,97$. Pelo que, no presente trabalho a saturação das amostras foi realizada garantindo $B > 0,97$.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4.2.)$$

O valor do parâmetro B, num ensaio triaxial, é determinado pela aplicação de um aumento da pressão de confinamento enquanto a amostra se encontra isolada, ou seja, sob condições não drenadas. Se a amostra estiver saturada, o aumento da pressão de confinamento é acompanhado por um aumento da poropressão do provete de solo. Tal é explicado pela diferença entre a compressibilidade do esqueleto sólido quando comparada com a da água dos poros. Assim, quando a amostra se encontra, o incremento de tensão é equilibrado por um aumento da pressão neutra, pelo que $\Delta \sigma_u \approx \Delta \sigma_3$ o que se traduz num valor do parâmetro B próximo da unidade.

4.2.3.5. Consolidação

A consolidação, no ensaio de compressão triaxial, é realizada pelo aumento da tensão efetiva no interior da amostra até que seja alcançada a tensão pretendida para o início do corte. Assim, é imposto

um aumento da tensão na célula de carga, a 50 kPa/h, até ao valor pretendido, enquanto a contrapressão é mantida constante. O aumento gradual da tensão acautela a geração de excessos de pressão neutra no interior da amostra. A consolidação é efetuada isotropicamente, o que significa que há uma igualdade nos valores de tensão efetiva horizontal e tensão efetiva vertical, de modo que o coeficiente de repouso K_0 tem valor unitário.

Coeficiente de Repouso:
$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4.3.)$$

Esta fase do ensaio é realizada em condições drenadas pelo que há uma variação do volume da amostra ao longo do carregamento. Esta variação ao ser medida pelo medidor de volume automático conectado ao grupo triaxial e apresentada no sistema de aquisição permite saber o momento final da consolidação, que corresponde a uma variação de volume nula.

4.2.3.6. Corte

O corte é a fase em que a amostra é solicitada axialmente até à sua rotura. Ao longo desta fase a tensão na célula é mantida constante enquanto é aplicada uma variação axial de tensão ou de deformação, consoante seja mais conveniente controlar o ensaio por tensão ou por deformação. O corte pode ser realizado em condições drenadas ou não drenadas e sob carregamentos estáticos ou cíclicos. As amostras ensaiadas para o presente trabalho foram submetidas apenas a carregamentos estáticos, variando entre condições drenadas e não drenadas de ensaio para ensaio.

4.2.3.7. Desmontagem

A desmontagem do ensaio deve ser realizada cuidadosamente para que não sejam perdidos solo nem água do interior do provete. Assim, o solo, os o-rings, a membrana e os papéis de filtro são vertidos para um recipiente o qual é pesado antes e após ser colocado em estufa. Deste modo, obtêm-se resultados que permitem identificar perdas de solo na montagem do ensaio e determinar teor em água no final do ensaio.

4.2.4. ENSAIO TRIAXIAL *STRESS-PATH*

A principal vantagem do equipamento triaxial *stress-path* relativamente ao triaxial convencional, como referido no capítulo 3, está na possibilidade de aplicação de tensões de confinamento independentes das tensões axiais o que permite a realização de ensaios sob uma qualquer trajetória de tensões, inclusive de extensões. No presente trabalho, este equipamento foi usado precisamente com o objetivo da realização de ensaios de extensão.

O equipamento triaxial convencional possui a base fixa e assente sobre uma prensa, a qual faz mobilizar a câmara e a amostra no seu interior concomitantemente, no sentido ascendente ao longo do ensaio. Este movimento, associado ao facto de no topo da câmara penetrar um pistão móvel em relação à mesma e que encosta no topo da amostra, faz com que a última seja carregada consoante aquilo que é imposto na prensa.

No equipamento triaxial *stress-path* da Figura 4.22 o elemento que se desloca é o corpo da amostra no interior da câmara, empurrado por um pistão adjacente e fixo à sua base. No topo da câmara, existe um outro pistão que se mantém imóvel, juntamente com a câmara, ao longo do ensaio. Em caso de necessidade, há a possibilidade de mover manualmente este segundo pistão. O pistão no qual assenta a base da amostra pode mover-se nos sentidos ascendente e descendente.



Fig. 4.22 - Equipamento Triaxial *Stress-Path*

Os ensaios de extensão foram realizados sobre provetes de $D=50\text{mm}$ moldados por *moist tamping*, no caso da amostra solta, e comprimidos em prensa estática nos três restantes (mediamente densos). Importa salientar que a implementação das condições iniciais de tensão na câmara de Bishop-Wesley apresenta consideráveis vantagens pois, entre outras, é possível, de forma simples, consolidar as amostras com crescimento contínuo das tensões principais ao longo da linha K_0 . (–Viana da Fonseca, 1996).

No equipamento triaxial *stress-path*, no caso das amostras são soltas, a compactação é realizada diretamente sobre o equipamento no interior de um molde, tal como ilustrado na Figura 4.23, com a colocação prévia do papel de filtro e pedra porosa na base. No caso de se pretenderem amostras densas, a compactação realiza-se do modo descrito em 4.2.3.2. e ilustrado nas Figuras 4.16 e 4.17.



Fig. 4.23 – Compactação de amostra solta pela técnica *Moist Tamping* no equipamento Triaxial *Stress-Path*

No fim da compactação, são introduzidos o papel de filtro, a pedra porosa e o topo, que é fixado pela membrana e pelos o-rings, como ilustrado nas imagens da Figura 4.24. Neste momento, são feitas as leituras da altura e do diâmetro da amostra, como ilustrado na Figura 4.25, que permitirão determinar o volume inicial do provete.



Fig. 4.24 - Montagem da amostra no equipamento Triaxial Stress-Path

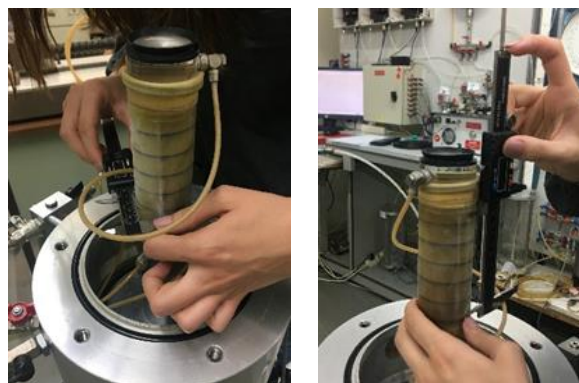


Fig. 4.25 - Medição da amostra

Em seguida, a câmara de acrílico é fixada ao equipamento pelo aperto dos tirantes verticais, conforme apresentado nas imagens da Figura 4.26, e, antes de proceder ao seu enchimento, é cuidadosamente garantida a fixação da ventosa do topo da amostra ao êmbolo da câmara. Este procedimento é feito através do controlo automático do deslocamento vertical da amostra. Na Figura 4.27, podem observar-se três momentos distintos da aproximação e fixação do corpo da amostra ao êmbolo do equipamento. Este é um passo fundamental, particularmente em ensaios de extensão, que garante que ao longo do corte há um movimento solidário entre o corpo da amostra e o equipamento.

Por fim, a câmara triaxial é enchida com água. Na Figura 4.28, estão apresentadas à esquerda a câmara sem água e à direita a câmara após o enchimento.

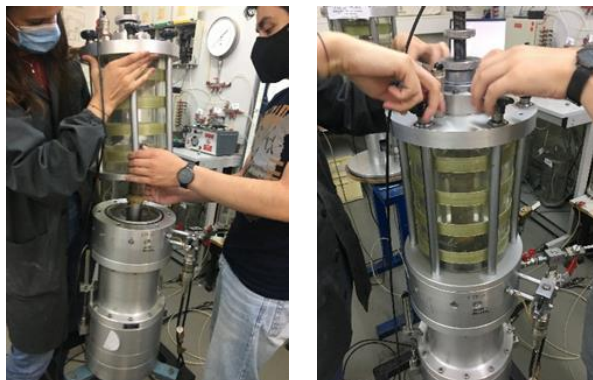


Fig. 4.26 - Colocação da Câmara de Acrílico

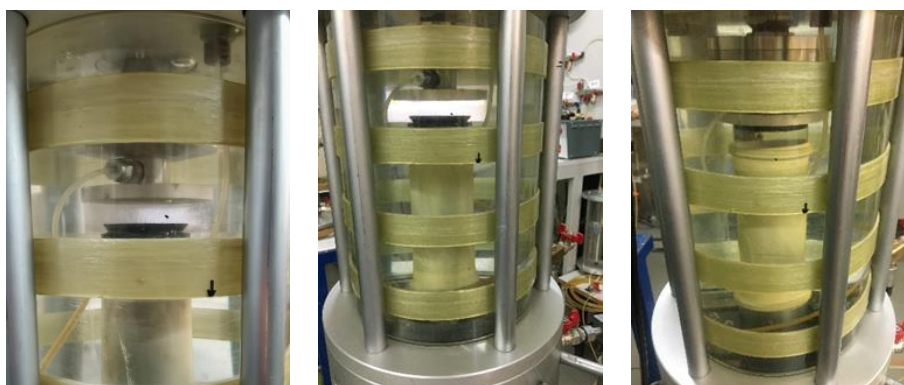


Fig. 4.27 - Fixação do topo ao êmbolo da câmara triaxial

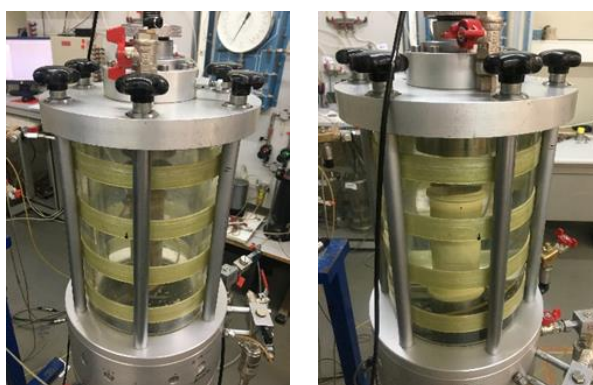


Fig. 4.28 – Enchimento da câmara triaxial com água

4.2.4.1. Consolidação

Nos ensaios de extensão as amostras foram consolidadas anisotrópicamente para $K_0=0,5$, através de um aumento das tensões totais horizontal e vertical para os valores de $\sigma_h=310$ kPa e $\sigma_v=320$ kPa, com $u=300$ kPa e consequentemente $\sigma'_h=10$ kPa e $\sigma'_v=20$ kPa.

4.2.4.2. Corte

O corte nos ensaios de extensão foi realizado por trajetórias de compressão lateral (aumento da tensão horizontal), dois em condições drenadas e dois em condições não drenadas. Estes designam-se correntemente por: *EATM* - extensão com aumento da tensão média σ'_h crescente e σ'_v constante. Para cada um dos ensaios foram adotadas velocidades de corte distintas, nomeadamente 10, 15, 20 e 25 kPa/h. Ao longo do corte a tensão vertical σ_v é mantida constante. A Figura 4.29 mostra uma amostra de solo após o corte em extensão triaxial.

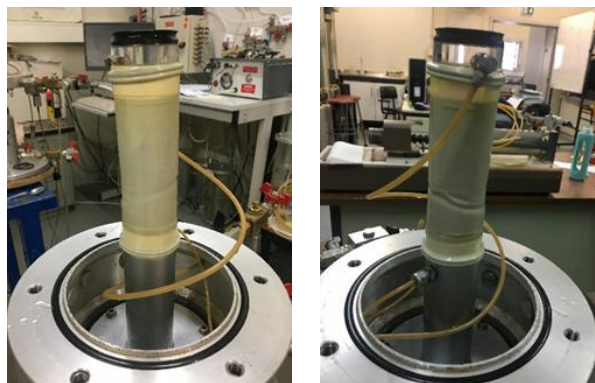


Fig. 4.29 - Amostra após corte no equipamento Triaxial *Stress-Path*

4.2.5. ENSAIO CORTE SIMPLES

4.2.5.1. Equipamento

O equipamento de corte simples é composto por uma câmara, apresentada na Figura 4.30, a qual tem conexões que permitem medir e controlar as pressões na célula de carga, na base e no topo da amostra e ainda um controlador LVDT, capaz de medir os deslocamentos experimentados pela amostra ao longo dos ensaios. A célula de carga no interior da câmara tem uma capacidade máxima de 5 kN na direção vertical e de 4 kN na direção horizontal.



Fig. 4.30 – Câmara de Corte Simples

Além do equipamento de corte simples, são necessários à execução dos ensaios, um controlador de pressão (ACP, Air Pressure Controller), um medidor de volume e um computador capacitado do software apropriado para monitorar os ensaios e adquirir resultados.

O controlador automático (ACP), Figura 4.31, permite medir e controlar a pressão do ar, através de três canais de pressão automáticos, sendo que os valores correspondentes a cada uma das três pressões a serem medidas são monitorados e apresentados num painel de controlo. Este equipamento possui ainda entradas e saídas pneumáticas e conexões elétricas



Fig. 4.31 - Controlador de pressão do equipamento de Corte Simples

O medidor de volume da Figura 4.32 permite registar as variações de volume ao longo do ensaio e tem uma bureta de capacidade igual a 100 ml. No interior desta bureta encontra-se uma outra que permite que a pressão proveniente do controlador de pressão, sob a forma de ar comprimido, ao passar pelo medidor de volume seja convertida em pressão de água e deste modo seja aplicada na amostra.



Fig. 4.32 -Medidor de volume do equipamento de Corte Simples

4.2.5.2. Preparação e Montagem

Os elementos necessários à montagem da amostra no pedestal são dois papéis de filtro, dois o-rings, uma membrana de látex, um conjunto de anéis de cobre e um molde.

A montagem inicia-se pela colocação da membrana no pedestal e da sua fixação ao mesmo por meio de um o-ring. Em seguida são colocados os anéis de cobre a envolver a membrana e em torno destes são aparafusadas as duas metades do molde. O segundo o-ring deve ser colocado no topo do molde e, sobre este, fixada a parte superior da membrana. Neste momento é aplicada sucção no molde para que as camadas de solo possam ser compactadas sem que o seu diâmetro seja comprometido. Após aplicado o vácuo na membrana, o papel de filtro é disposto sobre a pedra porosa inerente ao pedestal e são realizadas quatro medições de altura, limitada pela pedra porosa e pela parte superior do molde.

Em seguida, é realizada a mistura de solo com a quantidade de água necessária de modo a obter o teor em água pretendido para a realização do ensaio. As três camadas de solo são pesadas individualmente e imediatamente antes da sua colocação e compactação. A técnica de compactação adotada é a *Moist Tamping*, Figura 4.33.

Duas porções de solo, Figura 4.34, são pesadas, uma antes do processo de compactação e outra no fim da montagem da amostra, e colocadas em estufa de modo a que seja possível determinar o teor em água real da amostra, calculado pela média dos dois valores.

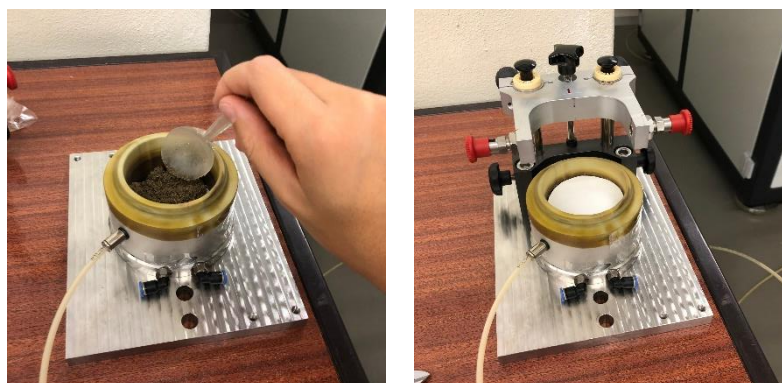


Fig. 4.33 - Colocação do solo no interior do molde



Fig. 4.34 – Porções de solo para determinação do teor em água

Uma vez compactado o solo, são novamente determinadas quatro alturas, desta vez respeitantes à distância vertical entre a última camada de solo e o topo do molde. A média destas quatro alturas é subtraída à média das quatro medidas inicialmente, obtendo-se, deste modo, a altura média da amostra de solo.

O topo que tem fixos os tubos correspondentes à ligação PN, *Pore Pressure*, é colocado e fixado, num primeiro momento manualmente, sobre a amostra como ilustrado na Figura 4.35, garantindo que existe espaço entre ambos. Só numa fase mais avançada, já no interior da câmara, é descido o topo com o controlador automático até tocar na amostra, sem carregá-la.

A parte superior da membrana é retirada do molde e fixada à tampa com o o-ring. Os tubos da BP, *Back Pressure*, provenientes do interior da câmara são ligados pelo pedestal à base da amostra. Neste momento, estão criadas as condições que permitem retirar o vácuo e o molde mantendo a amostra

indeformada. A retirada do molde é feita simultaneamente à colocação de uma peça metálica por baixo dos anéis de cobre.

O conjunto amostra, base e topo é colocado no interior da câmara, como ilustrado nas fotografias da Figura 4.36, sobre uma placa metálica à qual é aparafusado. Por fim é fixado o broque que se encontra na parte externa e traseira da câmara triaxial e através do controlo do deslocamento vertical do pistão pelo software apropriado, baixar aquele elemento até tocar na tampa.



Fig. 4.35 – Colocação do topo da amostra (esta amostra foi compactada através de uma técnica diferente do *Moist Tamping*, pelo que não foi envolvida por um molde)

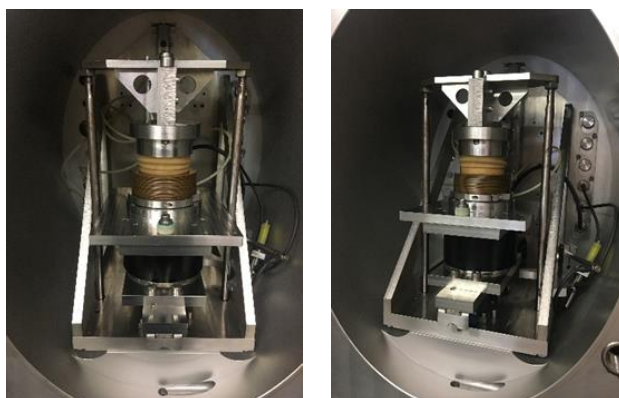


Fig. 4.36 - Amostra no interior da câmara de Corte Simples no início do ensaio

4.2.5.3. Consolidação

No Ensaio de Corte Simples, ao contrário daquilo que acontece nos Ensaios Triaxiais, a consolidação é feita antes da percolação. Esta alteração na sequência de procedimentos surge no seguimento de uma dificuldade experimentada na realização de alguns ensaios no LabGEO. Uma vez que, neste equipamento, a tensão vertical é independente da tensão lateral de confinamento e considerando baixas tensões de confinamento, ao serem percolados CO_2 e seguidamente água pela amostra, no sentido de a saturar, verificava-se o empolamento da membrana sobre os anéis de cobre, impossibilitando a continuação do ensaio. A realização prévia da consolidação foi uma solução que permitiu evitar o surgimento deste problema, uma vez que o aumento da tensão vertical restringe o deslocamento indesejado da membrana.

Assim, na fase de consolidação, tem-se como objetivo um determinado valor de tensão vertical ou, por outras palavras, de tensão média efetiva, p' , correspondentes aos valores pretendidos para o início da

fase de corte do respetivo ensaio. A consolidação caracteriza-se então pela imposição de um aumento gradual do carregamento vertical, nos ensaios realizados a velocidade de carregamento adotada foi de 2 kPa/min. No decorrer desta fase, as ligações CP e BP são mantidas fechadas enquanto a válvula da ligação PN se mantém aberta de modo a permitir a drenagem a amostra. Nesta fase, é ainda definido um limite de deformação axial máximo de 5mm prevenindo a danificação do equipamento e da amostra.

4.2.5.4. Percolação e Saturação

Seguidamente à fase de consolidação, é realizada a saturação do solo. Assim, tal como nos ensaios triaxiais é feito em primeiro lugar uma percolação de CO₂ no fim da qual é percolada água pela amostra. Tendo em conta as pequenas dimensões do corpo de solo ensaiado e devido à configuração do equipamento que impede a realização eficaz de rampas de saturação e, por consequência, de cálculo do parâmetro B, com base na experiência de ensaios realizados anteriormente no LabGeo, a percolação de um volume de 500ml garante a saturação das amostras do tipo de solo ensaiado no presente trabalho quando este se encontra numa condição solta, como é o caso. Antes de iniciar esta fase, são abertas as válvulas correspondentes às ligações CP e BP, nas quais são mantidas pressões de 10kPa e 5kPa, respetivamente, até ao final desta fase.

4.2.5.5. Corte

A fase de corte no ensaio de corte simples define-se por um aumento do deslocamento horizontal, imposto na base do pedestal na qual está assente a amostra, enquanto é mantida constante a tensão vertical. Nos ensaios realizados para este trabalho a velocidade de deslocamento horizontal adotada durante o corte foi de 0.01mm/min, estabelecendo-se um limite de deformação máxima de 10mm, condicionado pelas dimensões do equipamento, e um limite de carga horizontal máxima de 4kN. Uma vez que o corte é realizado em condições drenadas, a válvula da ligação PN é mantida aberta e as válvulas correspondentes às ligações CP e BP mantêm-se fechadas.

As imagens da Figura 4.37 mostram a posição relativa dos anéis de cobre no fim do corte, que é diferente do alinhamento vertical que se verifica entre eles no início do ensaio e desta fase. Esta mudança deve-se ao deslocamento da placa da base em relação ao topo da amostra que se mantém fixo.

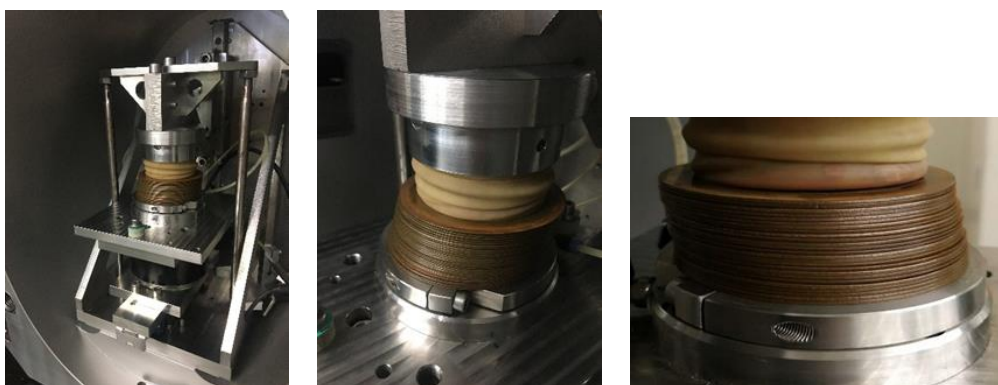


Fig. 4.37 - Amostra no fim do corte do ensaio de Corte Simples

4.2.5.6. Desmontagem

No fim do corte, antes de iniciar a abertura da câmara e desmontagem do ensaio deve ser indicado no software usado a paragem do mesmo. Após esta indicação, é aberta a câmara e desaparafusado o pistão vertical ligado à tampa da amostra, o qual deve ser subido pelos controlos automáticos até uma posição que permita remover o pedestal da base sem danificar a amostra. O pistão horizontal deve ser desacoplado da ligação à base do pedestal, para que esta se possa mover. Depois de retirar o pedestal do interior da câmara, também a tampa é cuidadosamente removida do cimo da amostra e lavada para o interior de um recipiente de modo a que não seja perdido solo para que o mesmo seja posteriormente pesado. Os anéis de cobre são cuidadosamente tirados e a amostra é vertida juntamente com os papéis de filtro e membrana para um outro recipiente, o qual é posteriormente pesado, obtendo-se o peso do solo no fim do ensaio.

4.3. PROGRAMA DE ENSAIOS

Todos os ensaios apresentados foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Os ensaios realizados que permitiram caracterizar fisicamente o material foram a análise granulométrica e a análise da densidade das partículas sólidas, a descrição destes ensaios é feita no subcapítulo 4.4 e a apresentação dos respetivos resultados no subcapítulo 5.1.

A caracterização mecânica do material foi realizada através de três tipos de ensaios distintos apresentados anteriormente no capítulo 3, nomeadamente o Ensaio de Compressão Triaxial, o Ensaio de Extensão Triaxial e o Ensaio de Corte Simples. Cada um deles permitiu impor às amostras determinadas condições de tensão e deformação, representativas de problemas particulares dos solos, típicos ao longo dos planos de rotura em diferentes locais de uma barragem de rejeitos.

4.3.1. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

A disponibilização de resultados de ensaios de compressão triaxial pelo LabGEO foi determinante na elaboração do presente trabalho, pelo que, todos os ensaios de compressão apresentados tinham já sido realizados aquando do seu início.

Os resultados dos ensaios triaxiais foram usados com o objetivo de determinar o índice de vazios e a tensão média no estado crítico, e_c e p'_c , respetivamente, com precisão e em diferentes condições do estado crítico.

Nas câmaras Triaxiais de bases lubrificadas foram realizados nove ensaios de compressão axial, todos consolidados isotropicamente, $K_0=1$, com diferentes tensões médias efetivas, p'_0 , e com diferentes índices de vazios iniciais, e_0 . Os resultados dos ensaios permitiram definir a linha dos estados críticos e consequentemente conhecer quais as condições do solo para as quais este se apresenta num estado denso ou solto.

A fase de corte em oito dos ensaios foi realizada em condições drenadas, sendo que apenas um dos ensaios foi realizado numa condição não drenada. A Tabela 1 apresenta de uma forma sucinta as condições iniciais dos respetivos ensaios.

Tabela 1 - Condição da Amostra no Início do Corte - Ensaios de Compressão Triaxial

	Ensaio	e_0	K_0	σ_{v0} kPa	σ_{h0} kPa	u_0 kPa	q_0 kPa	p'_0 kPa
Condição Inicial Solta	TX_50	1,118	1	350	350	300	0	50
	TX_100	1,131	1	400	400	300	0	100
	TX_200	1,127	1	500	500	300	0	200
	TX_400	1,106	1	700	700	300	0	400
	TX_800	1,078	1	1100	1100	300	0	800
	TX_1600	1,042	1	1900	1900	300	0	1600
	TX_U_800	1,065	1	1000	1000	200	0	800
Condição Inicial Densa	TX_D_200_1	0,873	1	600	600	400	0	200
	TX_D_200_2	0,921	1	600	600	400	0	200
	TX_D_400	0,897	1	700	700	300	0	400

Embora numa fase inicial da elaboração dos ensaios não fosse conhecida a condição de estado da amostra de solo, na Tabela 2, os ensaios estão organizados mediante a condição de estado inicial por facilidade de leitura e interpretação. O nome TX_U_800 diz respeito ao ensaio cujo corte é não drenado, (u – undrained). Tal como será exposto mais à frente, no capítulo 5, a linha dos estados críticos é conseguida a partir dos resultados obtidos pelos ensaios em que a amostra se encontra numa condição inicial solta.

4.3.2. ENSAIOS DE EXTENSÃO TRIAXIAL

Os ensaios de extensão foram realizados com o intuito de reunir uma maior quantidade de valores do coeficiente K_c obtidos mediante condições de corte diferentes. Os resultados obtidos pelos ensaios de compressão e extensão triaxial, em particular os valores das tensões de desvio, q , e média efetiva, p' , no estado crítico, permitirão determinar o ângulo de atrito crítico do solo que, como será visto à frente em 5.2.3, servirá para a determinação do valor das tensões no estado crítico após o corte das amostras ao longo dos ensaios de corte simples.

Assim, e uma vez que os ensaios realizados nas Câmaras Triaxiais *Stress-Path* sucederam os ensaios de compressão axial, no momento da sua preparação já era conhecida a linha q_c - p'_c de compressão e os valores de p'_0 e e_0 para os quais o solo se encontra numa condição densa ou solta. Deste modo, nestes ensaios, os valores de índice de vazios inicial, e_0 , e das tensões médias de consolidação, p'_0 , foram escolhidos cuidadosamente para que fosse possível alcançar o estado crítico, ou por outras palavras, alcançar a linha q - p' de extensão, levando em conta a capacidade de tensão máxima suportada pela câmara triaxial e as limitações do equipamento em termos de deformação.

Os quatro ensaios realizados no equipamento *stress-path* foram consolidados anisotropicamente, com $K_0=0,5$, dois dos ensaios foram realizados em corte drenado e outros dois em corte não drenado. A tabela 2 apresenta as condições de corte iniciais destes ensaios.

Tabela 2 - Condição da Amostra no Início do corte – Ensaios de Extensão Triaxial

	Ensaio	e_0	K_0	σ_{v0} kPa	σ_{h0} kPa	u_0 kPa	q_0 kPa	p'_0 kPa
Condição Inicial Solta	TXSP_75	1,025	0,5	410	358	301	52	75
	TXSP_200	1,000	0,5	600	450	300	150	200
	TXSP_U_200	1,013	0,5	600	450	300	150	200
	TXSP_U_400	1,077	0,5	900	600	300	300	400

4.3.3. ENSAIOS DE CORTE SIMPLES

Os ensaios de corte simples foram realizados em condições drenadas e, por facilidade prática, a amostra não foi envolvida por água, pelo que a tensão de confinamento corresponde à pressão atmosférica.

As quatro amostras de solo partiram de uma condição inicial solta, com índice de vazios inicial semelhante e foram consolidadas anisotropicamente, $K_0=0,44$, para diferentes valores de tensão média efetiva, p' . O valor de $K_0=0,44$ corresponde ao valor de K_c obtido após o corte das amostras do mesmo solo nos ensaios de compressão triaxial e foi o valor adotado para determinação dos valores da tensão efetiva vertical, σ'_{v0} , de consolidação a partir dos valores de tensão média efetiva, p' , pretendidos para aquela fase, de acordo com as Equações 4.1, 4.2 e 4.3.

$$\text{Após corte em Compressão Triaxial:} \quad K=1-\text{sen}\phi'_c=0,44 \quad (4.1)$$

$$\text{Coeficiente de Impulso de Repouso:} \quad K_0=\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (4.2)$$

$$\text{Tensão Média Efetiva:} \quad p'=\frac{\sigma'_v+2*\sigma'_h}{3} \quad (4.3)$$

O corte foi realizado por imposição de um deslocamento horizontal até um limite de 10mm e mantendo constante a tensão vertical. A Tabela 3 apresenta as condições das amostras no início da fase de corte.

Tabela 3 - Condição da Amostra no Início do Corte - Ensaios de Corte Simples

	Ensaio	e_0	K_0	σ_{v0} kPa	p'_0 kPa
Condição Inicial Solta	SS_50	1,087	0,44	79,4	50
	SS_100	1,077	0,44	158,7	100
	SS_200	1,098	0,44	317,5	200
	SS_400	1,097	0,44	634,9	400

4.4. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

O material estudado trata-se de um solo granular pelo que está presente o conceito de isotropia inerente, característico deste tipo de materiais. A anisotropia induzida traduz-se num estado de tensão em repouso em que $K_0 < 1$, que justifica a desigualdade das trajetórias de tensão principais maior e menor.

No presente trabalho foi feita uma análise comparativa entre a resistência não drenada de uma amostra consolidada isotropicamente, $K_0=1$, e de uma amostra consolidada anisotropicamente, $K_0=0.5$. Os ensaios escolhidos para a comparação de resultados foram o ensaio de compressão TX_U_800 e o ensaio de extensão TXSP_U_400, uma vez que em ambos a condição inicial das amostras é solta. A Tabela 4 apresenta o estado das respetivas amostras no início do corte.

Tabela 4 – Condição da Amostra no Início do Corte – Ensaios Triaxiais Não Drenados

Ensaio	e_0	K_0	σ_{v0} kPa	σ_{h0} kPa	u_0 kPa	q_0 kPa	p'_0 kPa
TX_U_800	1,065	1	1000	1000	200	0	800
TXSP_U_400	1,077	0,5	900	600	300	300	400

5

APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS

5.1. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

5.1.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A curva granulométrica do rejeito é representada na Figura 5.1 e, pela sua observação, conclui-se que se trata de uma areia siltosa, uma vez que, na sua composição, 72% das partículas são areia, 24% são silte e os restantes 4% correspondem a material argiloso.

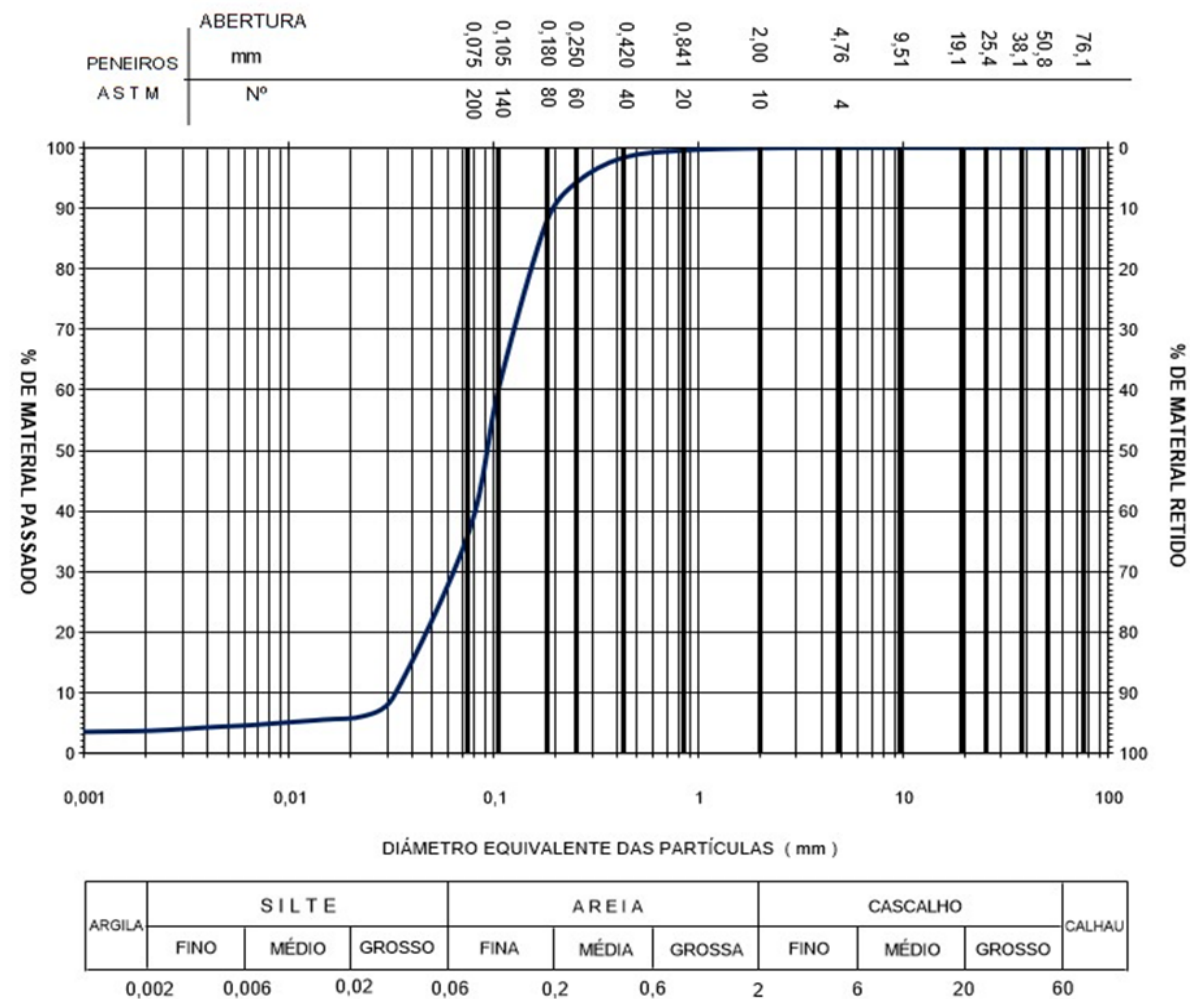


Fig. 5.1 – Curva Granulométrica do Rejeito.

5.1.2. PESO VOLÚMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS

O peso volúmico das partículas sólidas foi determinado em amostras de solo como mostra a Tabela 5, obtendo-se um valor de $G_s=4,994$. O valor elevado de G_s justifica-se pelo facto do rejeito ser proveniente da mineração do ferro, já que o minério de ferro apresenta uma densidade de partículas sólidas de aproximadamente $G_s=5$.

Tabela 5 - Valores experimentais da determinação do Peso Volúmico das Partículas Sólidas

PESO VOLÚMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS			
CEN ISO/TS 17892-3			
1 - CALIBRAÇÃO			
	NÚMERO DO PICNÓMETRO	9	10
m_1	PESO DO PICNÓMETRO (gf)	55,98	55,73
m_2	PESO DO PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)	155,69	155,46
t_1	TEMPERATURA DE CALIBRAÇÃO DO PICNÓMETRO (° C)	25,3	25,5
2 - DETERMINAÇÃO DO PESO VOLÚMICO			
m_5	PICNÓMETRO + PROVETE + ÁGUA DESTILADA (gf)	182,97	181,37
-	NÚMERO DA CÁPSULA (gf)	3	14
A	PESO DA CÁPSULA (gf)	170,95	173,42
B	PESO DO PROVETE SECO + CÁPSULA (gf)	205,08	205,84
$m_4=B-A$	PESO DO PROVETE SECO (gf)	34,13	32,42
t_x	TEMPERATURA DO ENSAIO (° C)	26,5	26,3
m_3	PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)	155,66	155,43
K	RAZÃO ENTRE AS DENSIDADES DA ÁGUA À TEMPERATURA DO ENSAIO A 20° C	0,999	0,999
$\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} \times 9,81$	PESO VOLÚMICO DAS PARTÍCULAS (kN/m ³)	49,00	48,98
MÉDIA DOS PESOS VOLÚMICOS DAS PARTÍCULAS (kN/m³) - γ_s		49,0	
DENSIDADE DAS DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS - G_s		4,994	

5.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

5.2.1. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial permitiram determinar os valores de índice de vazios, e, tensão de desvio q , tensão efetiva média, p' e das tensões vertical e horizontal, σ_v e σ_h , para o estado crítico das amostras de solo ensaiadas. Estes resultados são apresentados na Tabela 6

Tabela 6 - Condições da Amostra no Estado Crítico - Ensaios de Compressão Triaxial

	Ensaio	e_c	σ_{vc} kPa	σ_{hc} kPa	u_c kPa	q_c kPa	p'_c kPa
Condição Inicial Solta	TX_50	1,047	468,1	351,0	300	117,1	90,0
	TX_100	1,045	642,5	400,8	300	241,7	181,4
	TX_200	1,017	972,5	499,2	300	473,2	357,0
	TX_400	0,975	1742,5	700,5	300	1042,0	747,8
	TX_800	0,911	3151,5	1103,5	300	2048,0	1486,2
	TX_1600	0,845	5868,3	1902,2	300	3966,1	2924,2

O estado crítico foi definido pela observação da estabilização da deformação volumétrica. Nas Figuras 5.2. e 5.3. representam-se os gráficos correspondentes às deformações volumétricas, $\varepsilon_v(\%)$, e das tensões de desvio, q , em função das deformações axiais, $\varepsilon_a(\%)$, respetivamente, para cada um dos ensaios de compressão triaxial.

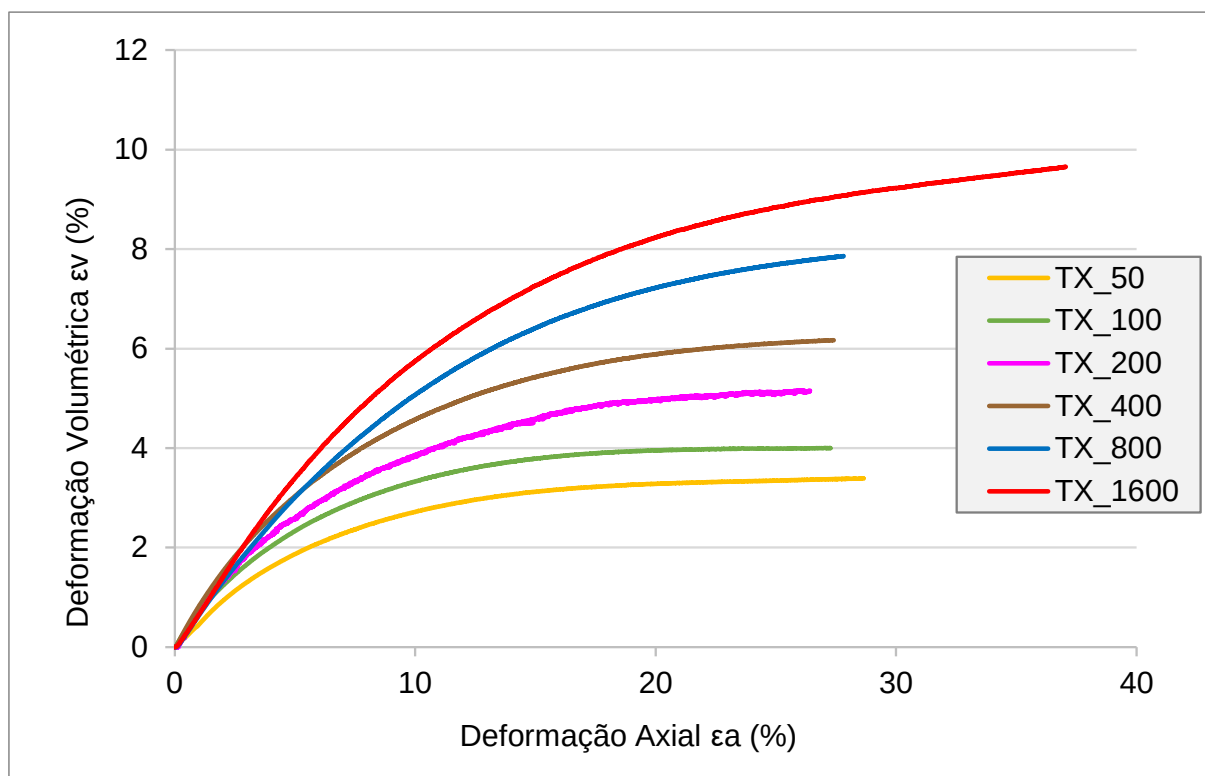


Fig. 5.2 – Deformação Volumétrica e Deformação Axial das amostras ao longo do corte – Ensaios de Compressão Triaxial

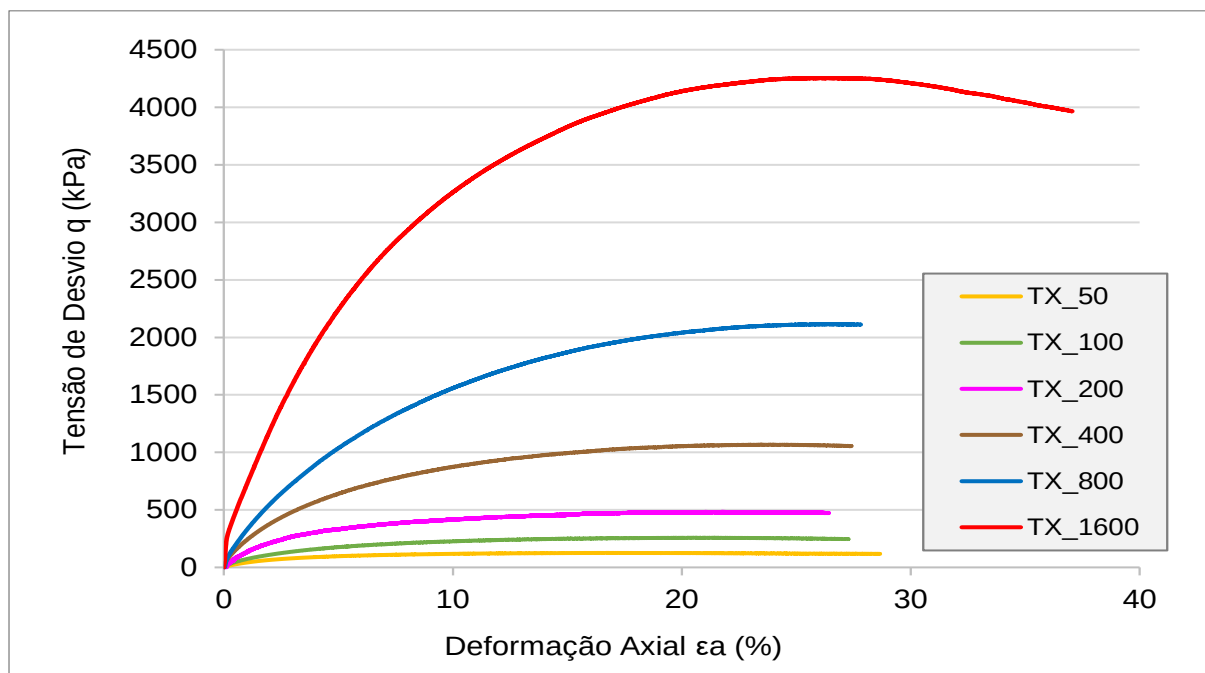


Fig. 5.3 – Tensão de Desvio e Deformação Axial das amostras ao longo do corte – Ensaios de Compressão Triaxial

A partir daqueles valores foi possível determinar a linha q - p' no estado crítico e consequentemente os parâmetros de resistência do solo exibidos na Tabela 7. O gráfico q - p' da Figura 5.4., além de apresentar a linha q_c - p'_c , mostra a trajetória de tensões ao longo do corte até à rotura da amostra.

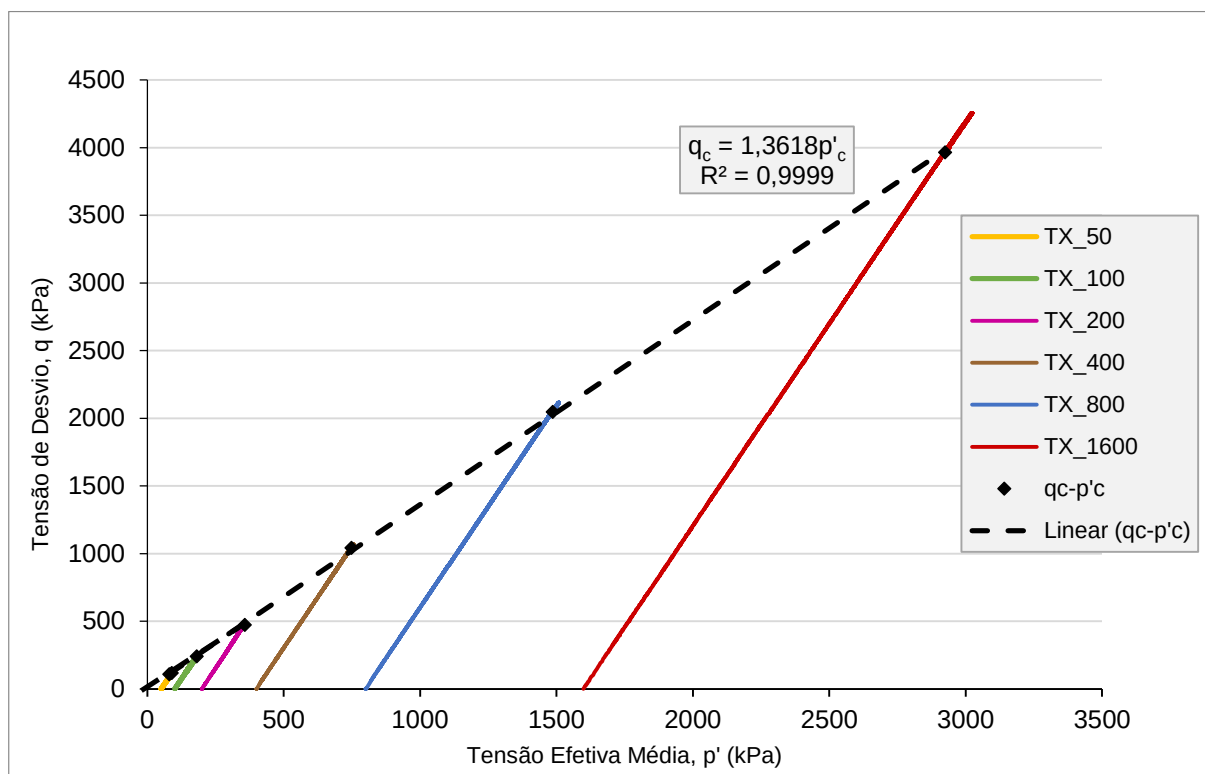


Fig. 5.4 – Trajetórias de Tensão ao longo do Corte – Ensaios de Compressão Triaxial

Tabela 7 - Parâmetros de Resistência – Ensaios de Compressão Triaxial

M_{ct}	ϕ'_c (°)
1,365	33,79

Por fim, com base nos mesmos ensaios foi alcançada a CSL. Uma vez que o solo é granular, a CSL é uma função não linear e foi determinada pela equação definida por Li and Wang (1998).

$$e = A - B * \left(\frac{p'}{100} \right)^C \quad (5.1.)$$

A CSL é apresentada na Figura 5.5 juntamente com a evolução dos valores de índice de vazios, e , e da tensão efetiva média, p' , ao longo do corte para cada um dos ensaios de compressão.

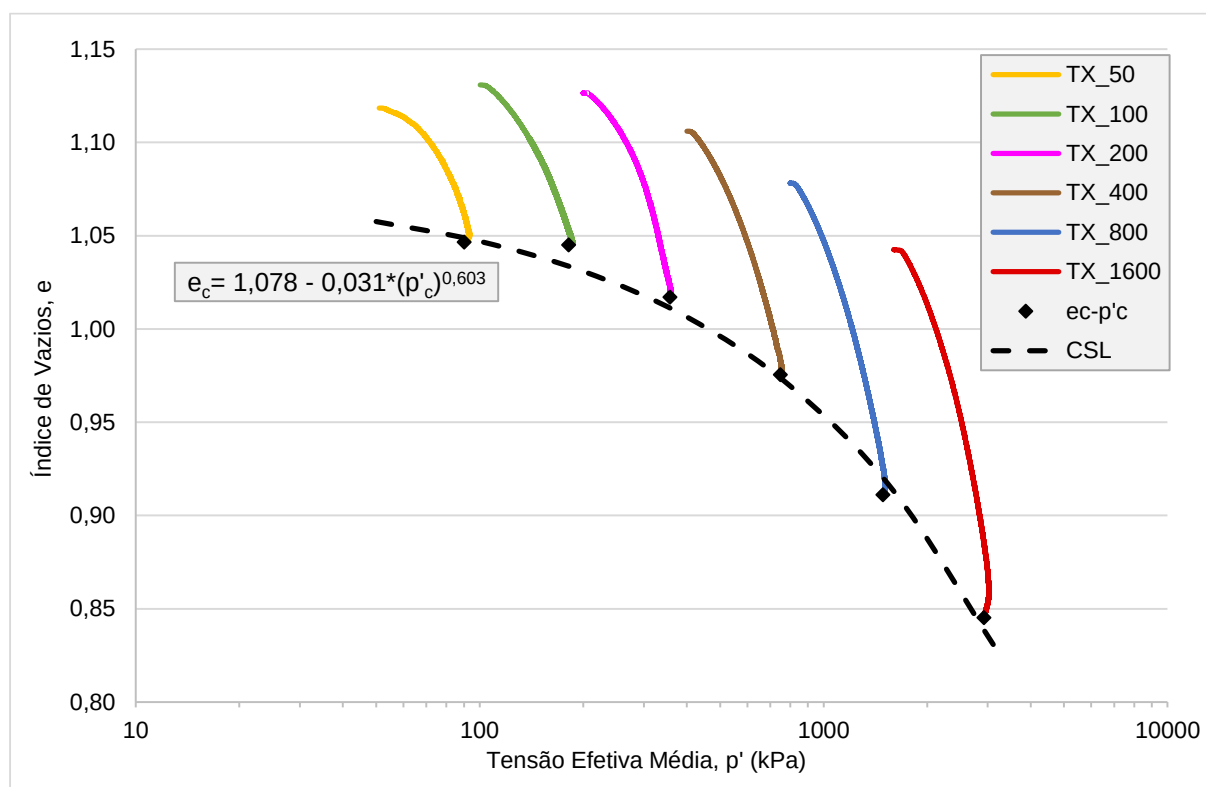


Fig. 5.5 – Linha dos Estados Críticos – Ensaio de Compressão Triaxial

5.2.2. ENSAIOS DE EXTENSÃO TRIAXIAL

De modo idêntico ao que foi feito para os ensaios de compressão, para os ensaios em extensão realizados em condições drenadas procurou-se o momento em que já não se verifica deformação volumétrica para alcançar o estado crítico das amostras de solo. No caso dos ensaios em extensão não drenados, procurou-se a estabilização da poropressão. Os gráficos correspondentes a estas variações

são apresentados nas Figuras 5.6 e 5.7, respetivamente para os ensaios em condições drenadas e não drenadas.

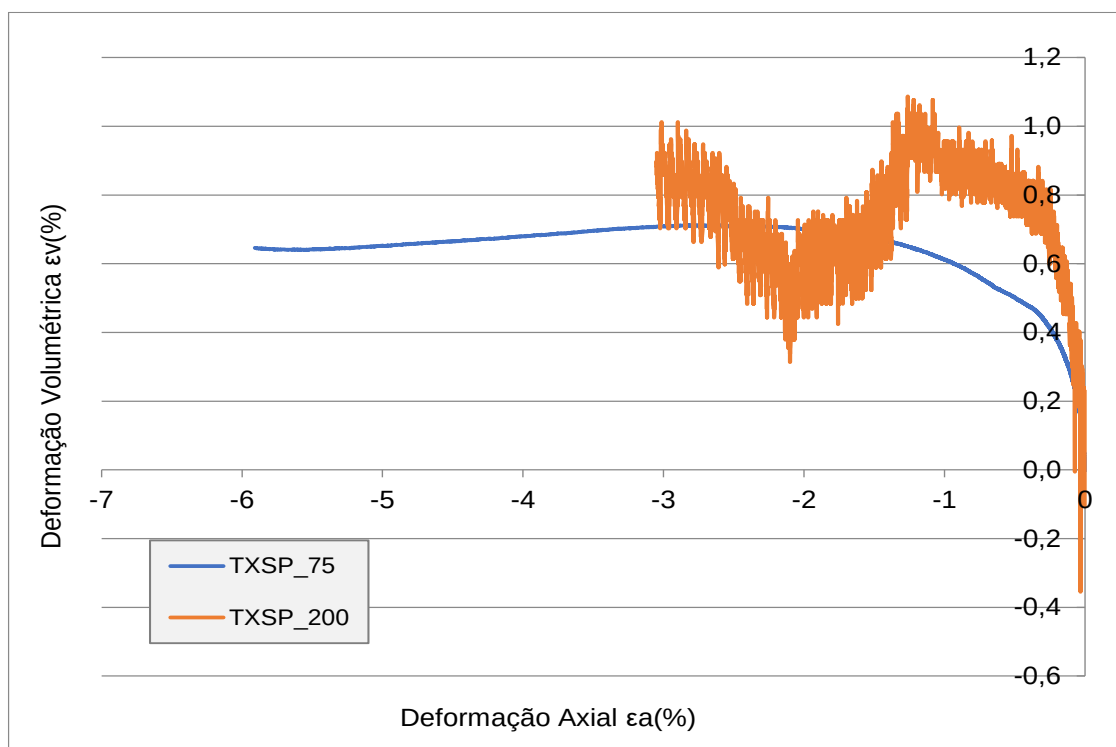


Fig. 5.6 - Deformação Volumétrica e Deformação Axial das amostras ao longo do corte – Ensaios de Extensão Triaxial Drenados

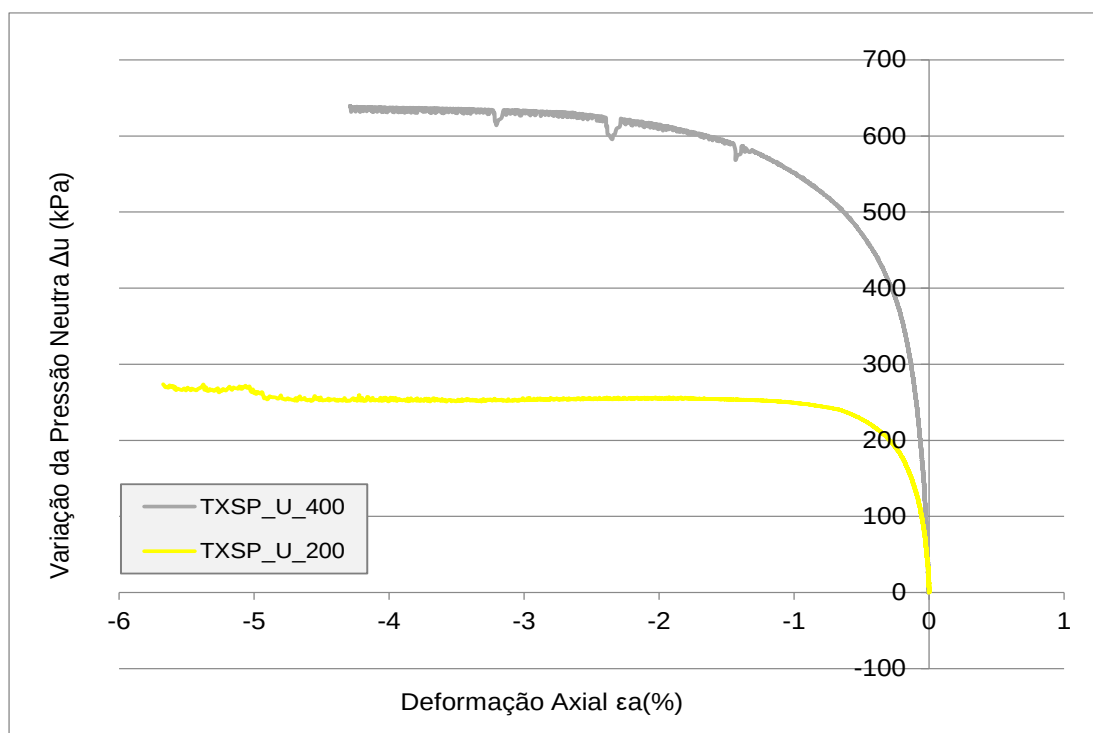


Fig. 5.7 – Variação da Poropressão e Deformação Axial das amostras ao longo do corte – Ensaios de Extensão Triaxial Não Drenados

A partir dos resultados destes ensaios foi ainda esboçado o gráfico da tensão de desvio, q , em função da deformação axial, $\varepsilon_a(\%)$, que se apresenta na Figura 5.8.

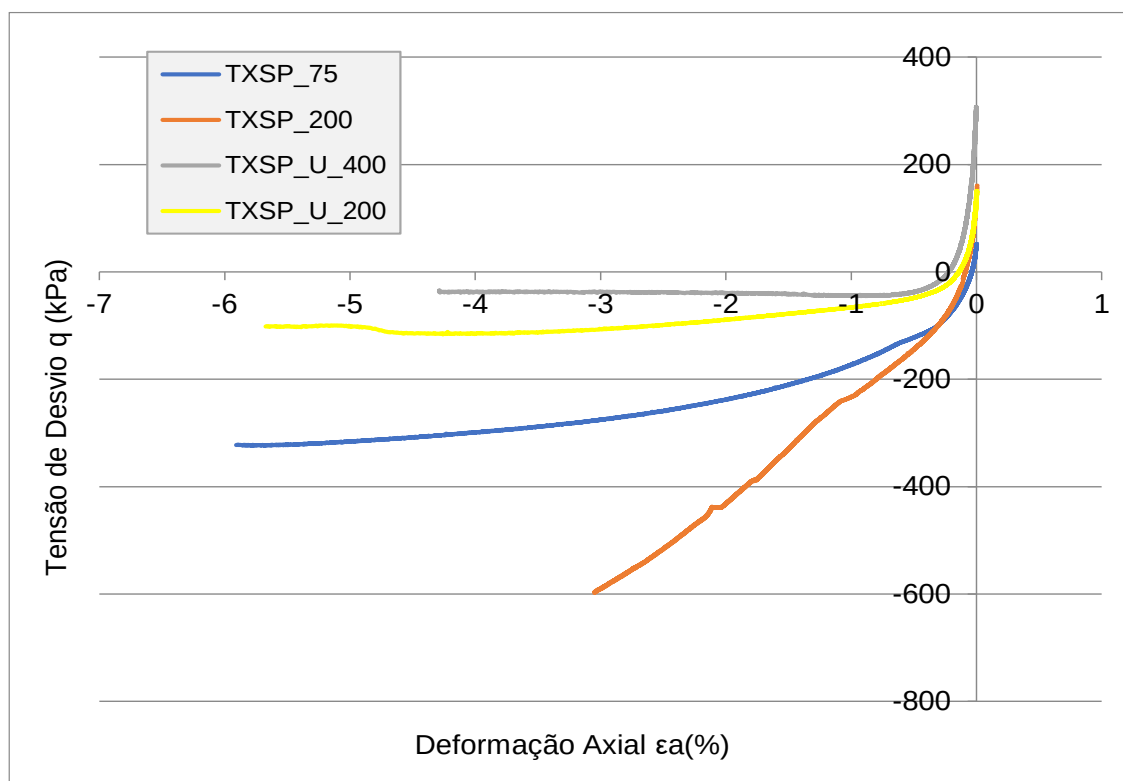


Fig. 5.8 – Tensão de Desvio e Deformação Axial das amostras ao longo do corte – Ensaios de Extensão Triaxial

Na Tabela 8 são apresentados os valores do índice de vazios, e , tensão de desvio, q , tensão efetiva média, p' , das tensões vertical e horizontal e da poropressão, u , após o corte em extensão triaxial.

Tabela 8 - Condição da Amostra no Estado Crítico - Ensaios de Extensão Triaxial

	Ensaio	e_c	σ_{vc}	σ_{hc}	u_c	q_c	p'_c
			kpa	kpa	kpa	kpa	kpa
Condição Inicial Solta	TXSP_75	1,011	446,7	794,9	300	-345,8	378,8
	TXSP_200	0,962	609,2	1280,7	300	-670,4	756,3
	TXSP_U_200	1,013	619,3	723,4	575	-101,7	114,7
	TXSP_U_400	1,077	964,7	1000,8	940	-34,3	48,9

A sobreposição destes resultados sobre a CSL, Figura 5.9, obtida pelos ensaios de compressão mostra que, como seria de esperar, há uma tendência, no casos dos ensaios drenados, de convergência das trajetórias de tensão para a linha dos estados críticos anteriormente determinada, que, é como referido no Capítulo 3.2, é característica deste material. Em seguida, foram esboçadas num gráfico q - p' as trajetórias de tensão ao longo do corte para cada um dos ensaios, Figura 5.10. Neste gráfico, foi ainda representada a linha dos estados críticos de acordo com os valores das tensões ao longo do corte em extensão. Ao observar da trajetória de tensão do ensaio a cinza, TXSP_U_400, percebe-se que a partir de determinado momento há uma diminuição em valor absoluto da tensão de desvio, verificando-se

que este valor tende para zero. Tal permite concluir que ocorreu a liquefação da amostra. Em relação ao ensaio não drenado a amarelo, TXSP_U_200, quando a mostra atinge um valor de tensão média efetiva, p' , próxima dos 100kPa verifica-se que ocorre uma transformação de fase.

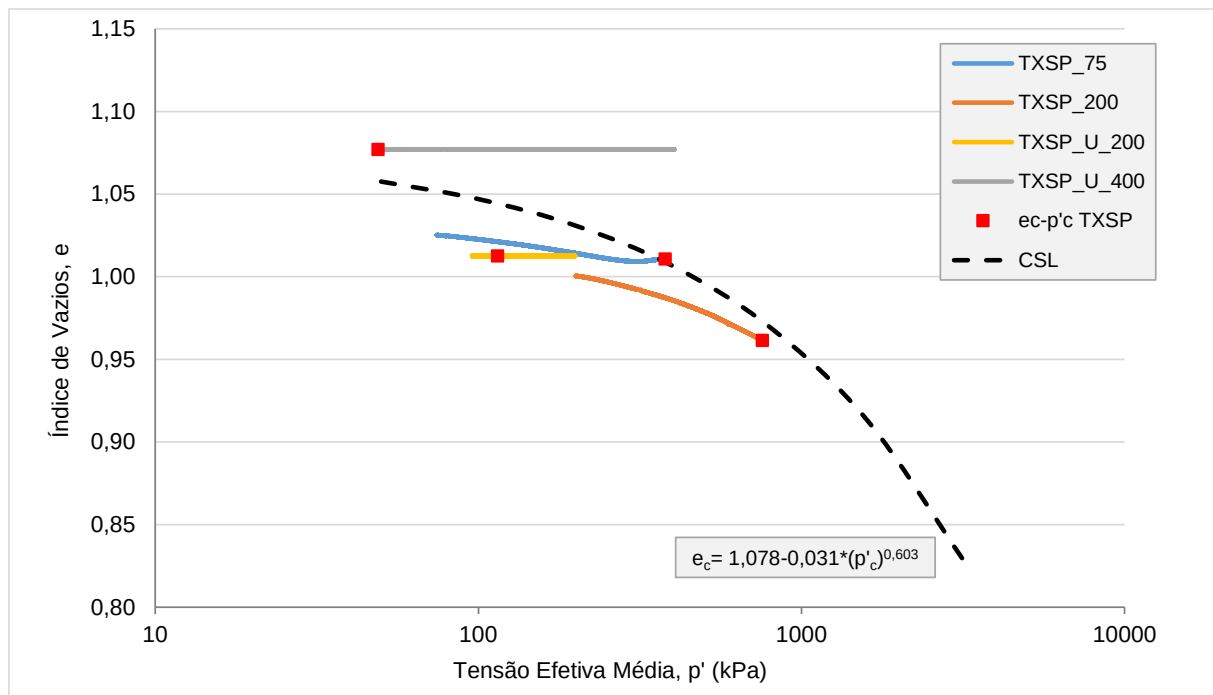


Fig. 5.9 – Trajetórias de Tensão – Ensaio de Extensão Triaxial

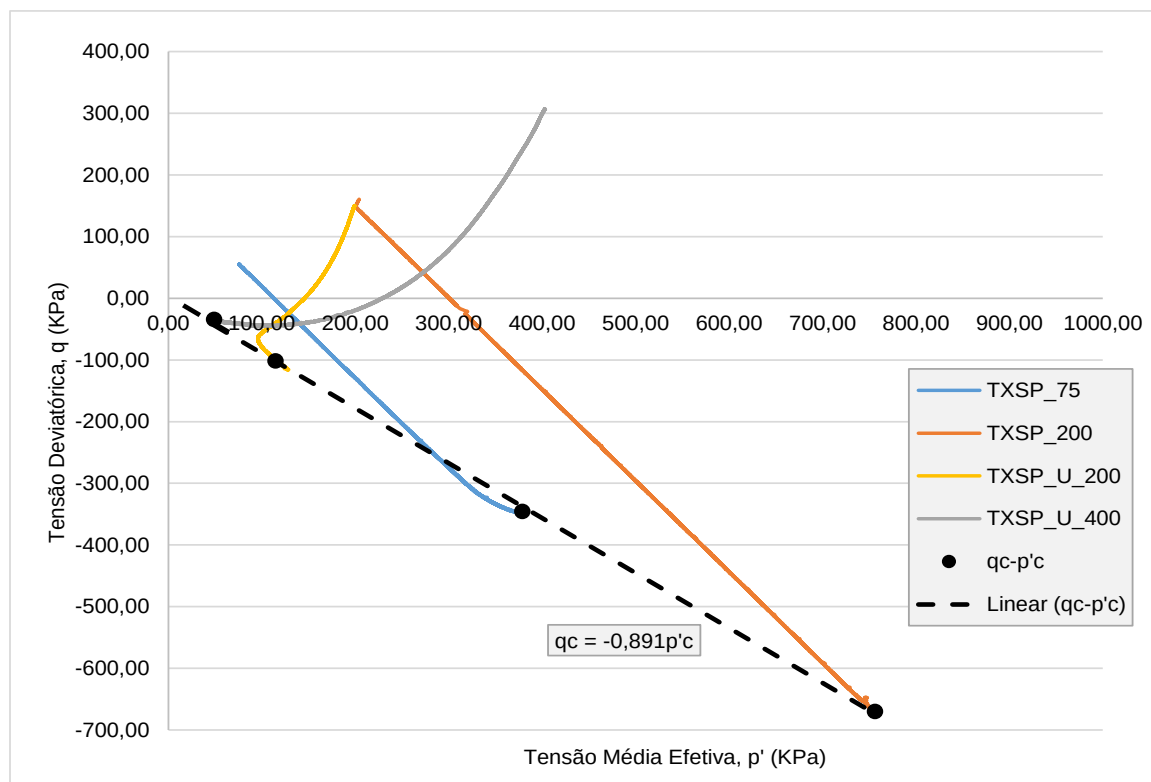


Fig. 5.10 – Trajetórias de Tensão ao longo do corte – Ensaios de Extensão Triaxial

Os parâmetros de resistência para extensão, M_{et} e ϕ_{ce} , foram determinados a partir da representação $q-p'$, considerando $M=q/p'$ e pela Equação 3.17, e são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Parâmetros de Resistência - Ensaios de Extensão Triaxial

M_{ct}	$\phi'_{cv} (^\circ)$
0,891	31,55

Os trajetórias dos ensaios triaxiais em compressão e em extensão são reunidas em gráficos $e-p'$ e $q-p'$, das Figuras 5.11 e 5.12, respetivamente, e os valores das tensões correspondentes ao estado crítico após corte, bem como os parâmetros de resistência acima determinados, são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Condições das Amostras no Estado Crítico – Ensaios Triaxiais

Ensaio	e_c	σ_{vc} kPa	σ_{hc} kPa	u_c kPa	q_c kPa	p'_c kPa	M_{ct}	ϕ'_c °
Compressão								
TX_50	1,047	468	351	300	117	90	1,365	33,79
TX_100	1,045	643	401	300	242	181		
TX_200	1,017	972	499	300	473	357		
TX_400	0,975	1742	700	300	1042	748		
TX_800	0,911	3152	1103	300	2048	1486		
TX_1600	0,845	5868	1902	300	3966	2924		
Extensão							M_{et}	
TXSP_75	1,011	448	794	300	-346	379	0,891	31,55
TXSP_200	0,962	609	1280	300	-670	756		
TXSP_U_200	1,013	601	635	575	-34	49		
TXSP_U_400	1,077	987	1089	940	-102	115		

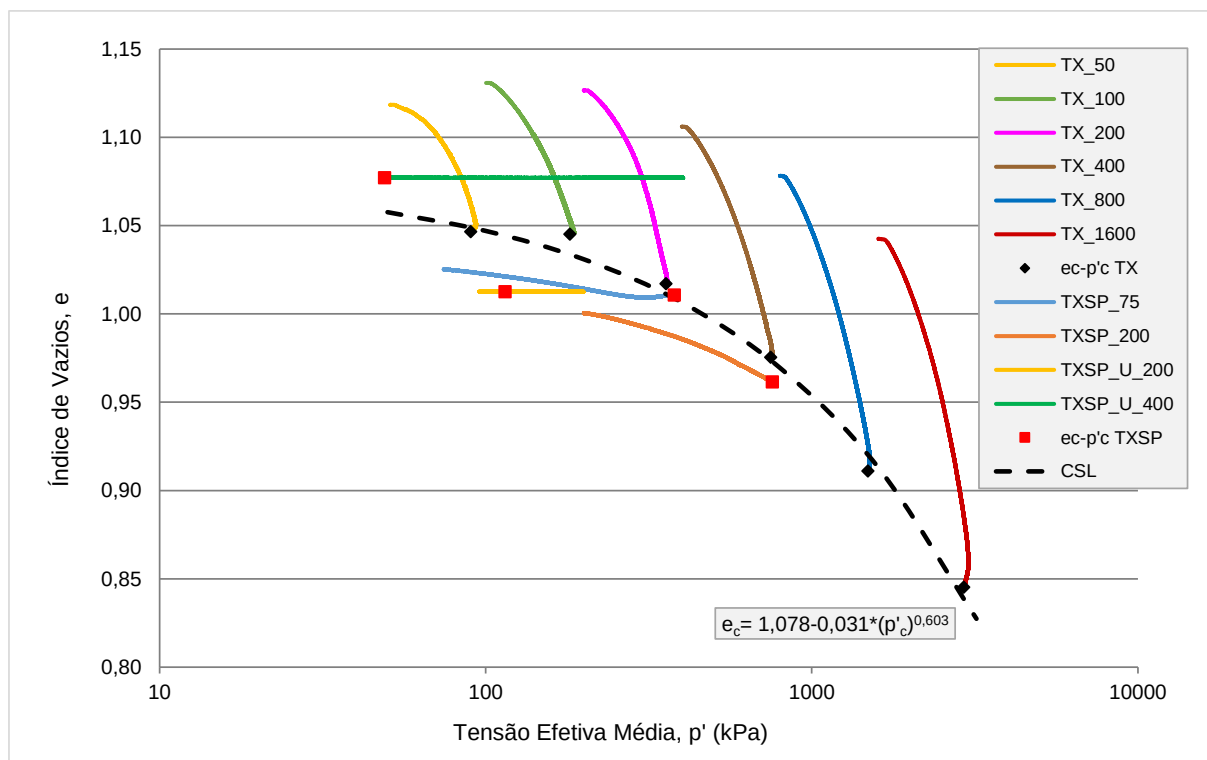


Fig. 5.11 - Trajetórias de Tensão ao longo do corte – Ensaio Triaxiais

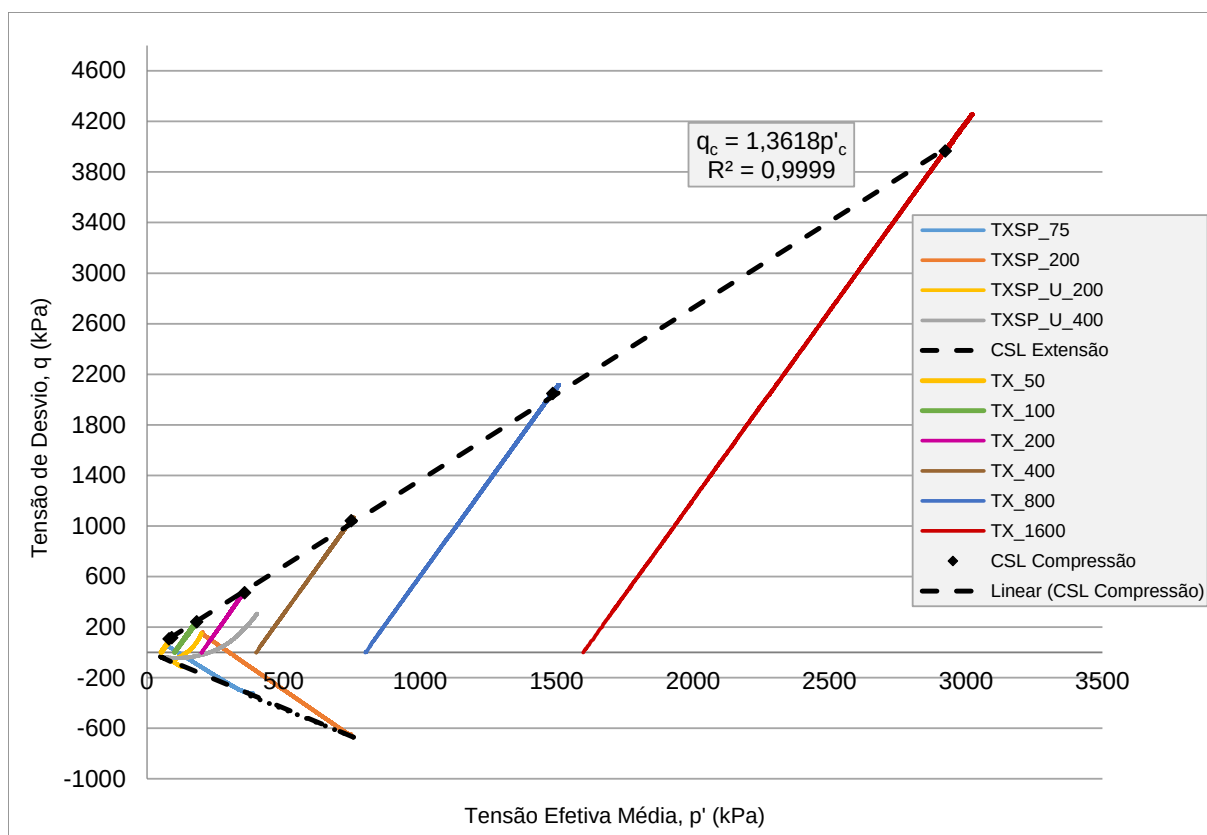


Fig. 5.12 - Trajetórias de Tensão ao longo do corte – Ensaios Triaxiais

5.2.3. ENSAIOS DE CORTE SIMPLES

No ensaio de corte simples alcançaram-se os valores de índice de vazios e de tensões respetivos ao estado crítico que constam na Tabela 11.

Tabela 11 – Índice de Vazios Crítico e Tensões no Estado Crítico – Ensaio de Corte Simples

Ensaio	e_c	$\sigma'_{v0}=\sigma'_{vc}$ kPa	$\tau_{vc}=\tau_{hc}$ kPa	ϕ'_c °
SS_50	1,061	79,5	35,5	32,67
SS_100	1,056	158,7	72,0	
SS_200	1,008	317,4	143,9	
SS_400	1,038	634,9	291,0	

Ao longo do curso dos ensaios de corte simples há uma rotação da direção das tensões principais, além disto, como referido anteriormente no capítulo 4, o equipamento de corte simples não permite controlar nem medir as tensões normais ao plano vertical σ'_h . Como consequência, o valor das tensões maior, menor e na direção horizontal após corte e, em particular, no estado crítico não é conhecido. Deste modo, torna-se necessário proceder à sua determinação. Em outros casos, esta determinação pode ser feita apenas a partir da construção de círculos de Mohr correspondentes ao estado crítico, no entanto, neste caso, o desconhecimento dos valores das tensões no plano vertical, nomeadamente da tensão horizontal e da tensão de corte no plano vertical, torna aquela solução insuficiente para a determinação do estado de tensão crítico.

De maneira a superar esta dificuldade, recorreu-se ao valor do ângulo de atrito obtido a partir dos ensaios de compressão e de extensão, uma vez que aquele valor é característico do solo e independente das trajetórias de tensão, podendo ter variações entre de 1 a 3 graus. Assim, assumiu-se um valor médio entre o ângulo de atrito obtido pelos ensaios de compressão e o ângulo de atrito obtido pelos ensaios de extensão, obtendo-se $\phi'_{méd}=32.67^\circ$ como ângulo de atrito crítico após corte nos ensaios de corte simples.

A partir de $\phi'_{méd}=32.62^\circ$, dos valores da Tabela 11 e com base no sistema composto pelas Equações 5.2 e 5.3, obtidas geometricamente pelas relações do círculo de Mohr da Figura 5.13, foi determinado o valor da tensão nas direções principais maior e menor correspondentes ao estado crítico que constam na Tabela 12.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \cos(\phi'_{méd}) = \tau_{vf} \quad (5.2.)$$

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \sin(\phi'_{méd}) = \sigma'_{vf} \quad (5.3.)$$

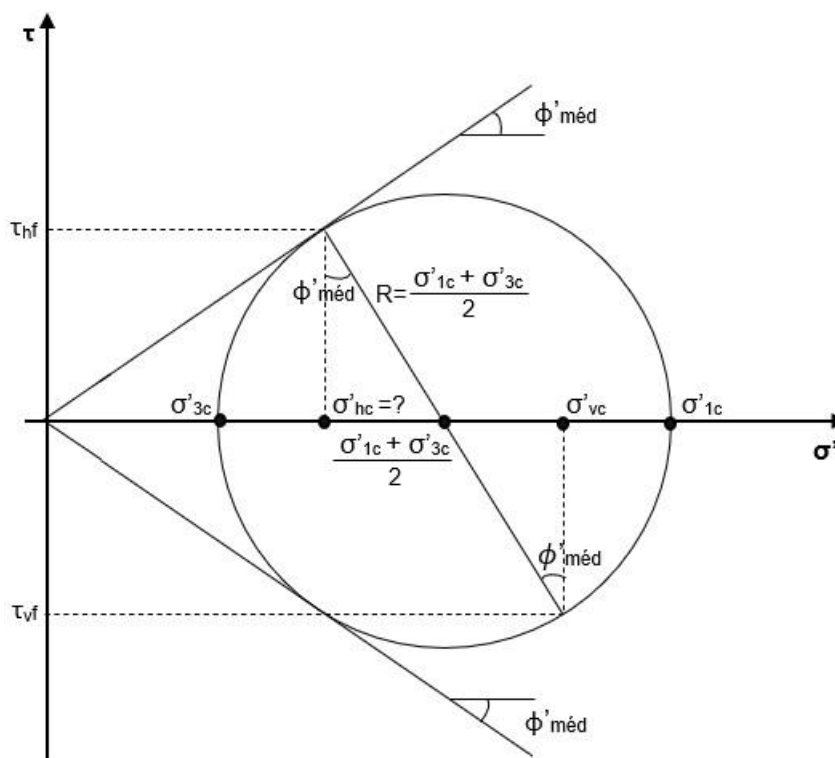


Fig. 5.13 – Círculo de Mohr – Ensaio de Corte Simples

A simplificação do sistema de Equações 5.2. e 5.3. resulta nas Equações 5.4 e 5.5 que permitem determinar a tensão principais maior e menor, σ_1 e σ_3 , respetivamente.

$$\sigma_1 = 2 * \frac{\tau_{vf}}{\cos(\phi'_{méd})} + \sigma_3 \quad (5.4)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma'_{vf}}{1 + \sin(\phi'_{méd})} + \frac{\tau_{vf}}{\cos(\phi'_{méd})} \quad (5.5)$$

Tabela 12 – Tensões no Estado Crítico – Ensaio de Corte Simples

Ensaio	e_c	$\sigma'_{v0} = \sigma'_{vc}$ kPa	$\tau_{vc} = \tau_{hc}$ kPa	ϕ'_c °	σ'_{1c} kPa	σ'_{3c} kPa
SS_50	1,061	79,5	35,5	32,67	93,7	9,5
SS_100	1,056	158,7	72,0		188,6	17,6
SS_200	1,008	317,4	143,9		377,1	35,2
SS_400	1,038	634,9	291,0		758,0	66,7

Uma vez conhecidos os valores de σ'_1 e σ'_3 , determinou-se a tensão normal ao plano vertical, σ'_h , dada pela Equação 5.6, mais uma vez obtida pela configuração do círculo de Mohr representado na Figura 5.6.

$$\sigma_h = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \sin(\phi'_{\text{méd}}) \quad (5.6.)$$

Tabela 13 – Tensão Horizontal após corte – Ensaio de Corte Simples

Ensaio	e_c	$\sigma'_{v0} = \sigma'_{vc}$ kPa	$\tau_{vc} = \tau_{hc}$ kPa	ϕ'_c °	σ'_{1c} kPa	σ'_{3c} kPa	σ'_{hc} kPa
SS_50	1,061	79,5	35,5	32,67	93,7	9,5	28,9
SS_100	1,056	158,7	72,0		188,6	17,6	56,9
SS_200	1,008	317,4	143,9		377,1	35,2	113,9
SS_400	1,038	634,9	291,0		758,0	66,7	225,8

Por fim, foram determinados os valores da tensão deviatória e da tensão média efetiva para o estado crítico, q_c e p'_c , respetivamente. Para este cálculo foi necessário determinar a tensão principal média, σ'_2 , que neste ensaio devido à rotação das direções principais e à ausência de axissimetria toma um valor diferente de σ'_1 e σ'_3 . Assim, foi determinado o valor da razão de atrito crítica, M , correspondente ao ângulo de atrito considerado, $\phi'_{\text{méd}} = 32.62^\circ$ a partir da expressão de M_{ct} dada pela Equação 5.7.

$$M_{ct} = 6 * \sin(\phi'_{\text{méd}}) / (3 - \sin(\phi'_{\text{méd}})) \quad (5.7.)$$

Obtendo-se um valor de $M = 1,316$.

O sistema definido pelas Equações 5.8. e 5.9. permitiram então determinar o valor de σ'_2 e p'_c .

$$\frac{q}{p'} = M \quad (5.8.)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (5.9.)$$

Deste modo, foi possível definir na totalidade o estado de tensões crítico da amostra o qual é apresentado na Tabela 14.

Tabela 14 – Estado Crítico – Ensaios de Corte Simples

Ensaio	e_c	$\sigma'_{v0}=\sigma'_{vc}$ kPa	$\tau_{vc}=\tau_{hc}$ kPa	ϕ'_c °	σ'_{1c} kPa	σ'_{3c} kPa	σ'_{hc} kPa	σ'_{2c} kPa	q_c kPa	p'_c kPa
SS_50	1,061	79,5	35,5	32,67	93,7	9,5	28,9	88,8	84,2	64,0
SS_100	1,056	158,7	72,0		188,6	17,6	56,9	183,6	171,0	129,9
SS_200	1,008	317,4	143,9		377,1	35,2	113,9	367,0	341,9	259,8
SS_400	1,038	634,9	291,0		758,0	66,7	225,8	750,8	691,3	525,1

5.3. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Os ensaios triaxiais realizados em condições não drenadas permitiram, além de determinar a resistência não drenada, C_u , definir as linhas de instabilidades em compressão e em extensão do solo. Para tal, esboçaram-se as trajetórias de tensão ao longo do corte dos ensaios triaxiais de compressão e extensão não drenados, TX_U_800 e TXSP_U_400, no gráfico q-p' apresentado na Figura 5.14.

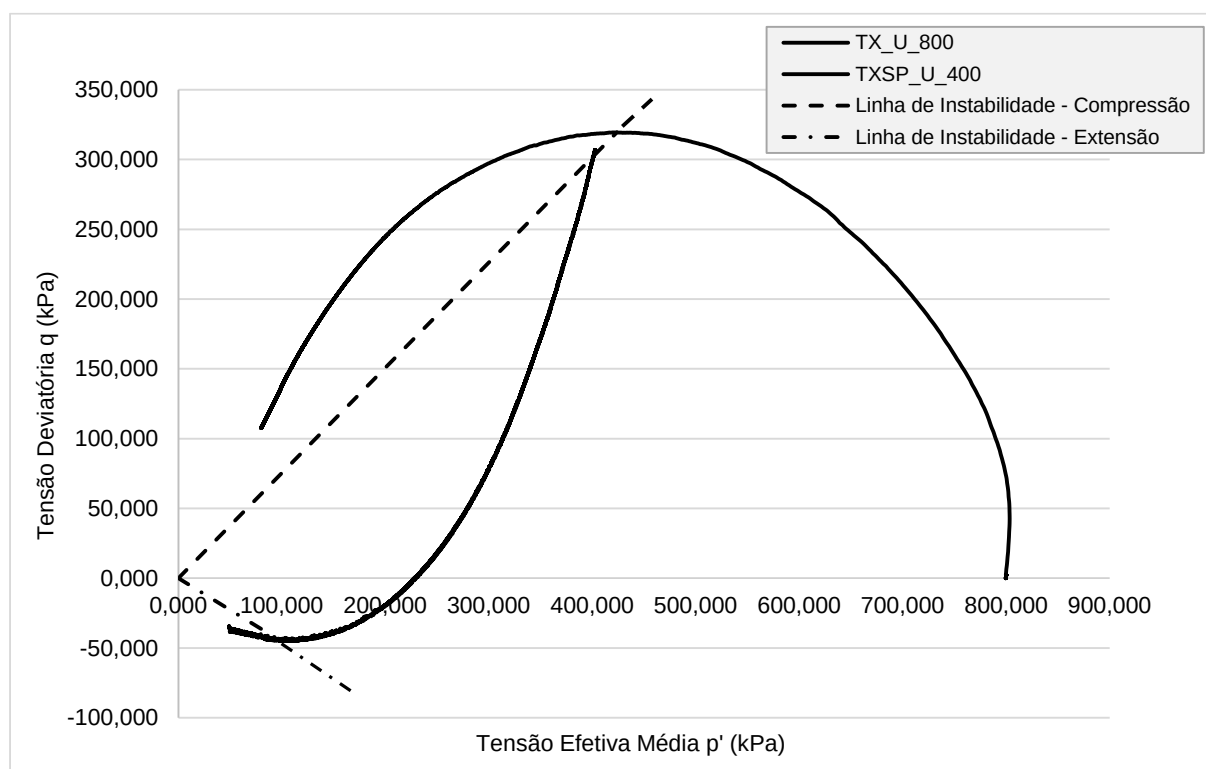


Fig. 5.14 – Trajetória de Tensão ao longo do corte – Ensaios Triaxiais de Compressão e Extensão Não Drenados

As Figuras 5.15 e 5.16 apresentam as variações da tensão de desvio e da poropressão em função da deformação axial ao longo do corte dos ensaios não drenados em compressão, TX_U_800, e em extensão, TXSP_U_400.

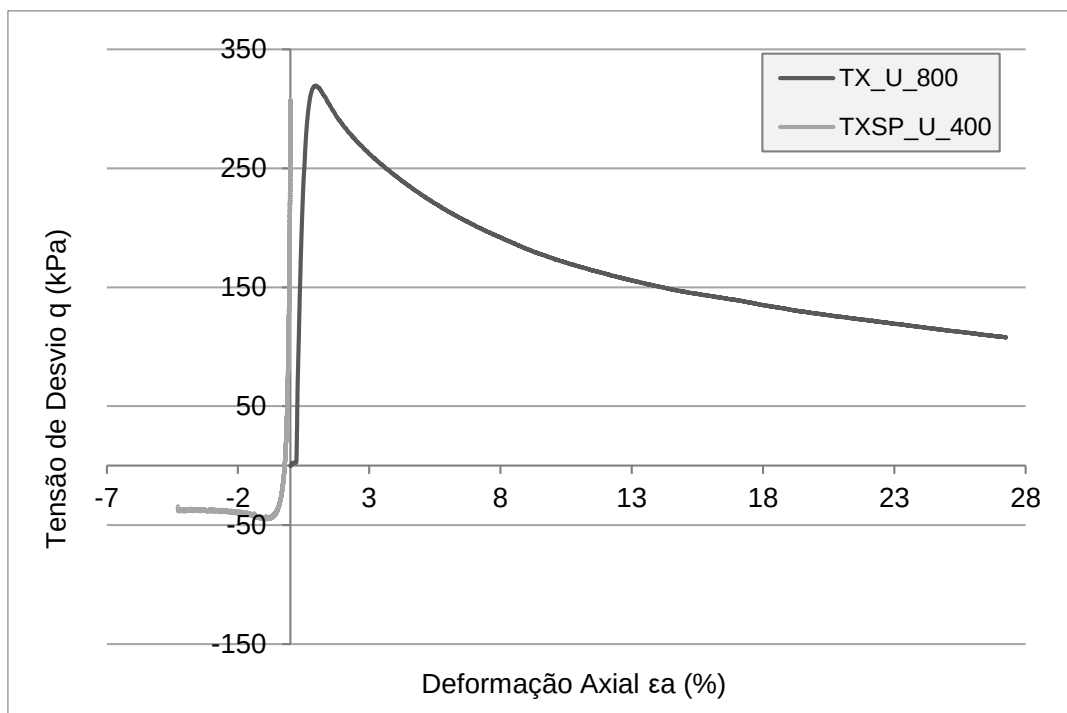


Fig. 5.15 – Tensão de Desvio e Deformação Axial – Ensaios Triaxiais Não Drenados

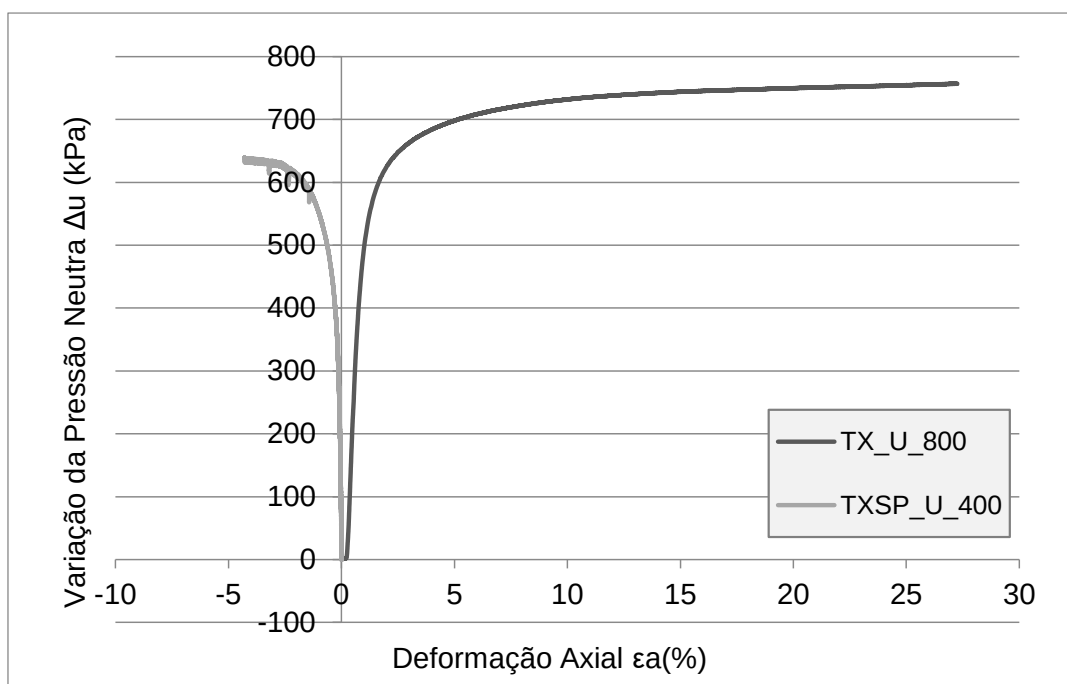


Fig. 5.16 – Variação da Poropressão e Deformação Axial – Ensaios Triaxiais Não Drenados

Em seguida, procuraram-se os pontos para os quais a tensão deviatória é máxima, $q_{\text{máx}}$, e pela união de cada um deles à origem, traçaram-se as Linhas de Instabilidade do solo, IL (*Instability Line*), em compressão e em extensão. Na Tabela 15 reúnem-se os valores das restantes tensões naqueles pontos.

Tabela 15 – Condição das Amostras na Instabilidade – Ensaios de Compressão e Extensão Triaxiais Não Drenados

Ensaio	$e_{IL}=e_0$	σ_{vIL} kPa	σ_{hIL} kPa	u kPa	$q_{máx}$ kPa	p'_{IL} kPa
TX_U_800	1,065	1321,8	1002,0	684,8	319,5	423,8
TXSP_U_400	1,077	920,7	965,7	851,7	-45,0	99,1

Finalmente, foram determinados a inclinação da linha de instabilidade, M_{IL} , a resistência não drenada, C_u , e ainda a razão C_u/σ'_{v0} , para os ensaios em compressão e em extensão, os quais são apresentados na Tabela 16. O ângulo η_{IL} corresponde à inclinação de cada uma das linhas de instabilidade, sendo o ângulo entre aquelas e a horizontal.

Tabela 16 – Parâmetros do Solo na Instabilidade – Ensaios Triaxiais Não Drenados

Ensaio	C_u kPa	M_{IL}	η_{IL} (°)	C_u/σ'_{v0} kPa
TX_U_800	159,8	0,750	19,2	0,20
TXSP_U_400	22,5	0,454	12,1	0,04

Os resultados obtidos, nomeadamente os valores de C_u/σ'_{v0} , permitem concluir que a maior instabilidade se verifica em condições não drenadas quando o solo é carregado lateralmente, tal como é reproduzido no corte em extensão. Estas condições de carregamento, de compressão lateral não drenada, ocorrem em zonas de barragens e taludes tal como a representada 5.17, no interior da caixa a azul. Este tipo de carregamentos deve ser evitado de modo a prevenir a ocorrência de roturas associadas à instabilidade e principalmente de colapsos estruturais devido à liquefação das massas de solos.

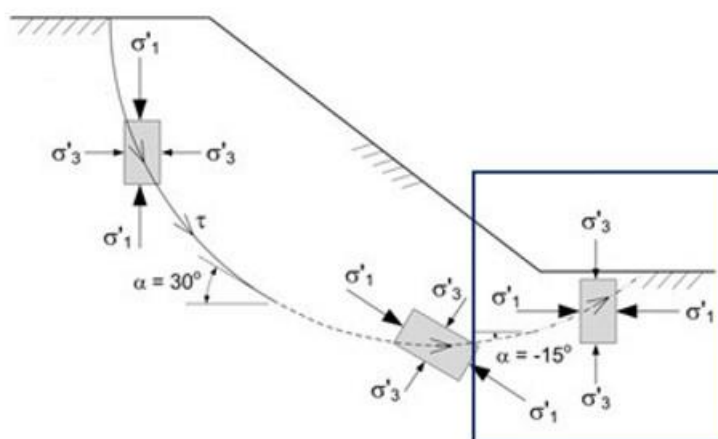


Fig. 5.17 – Variação do modo de corte ao longo uma superfície de rotura, adaptado Sadrekarimi 2014

6 CONCLUSÕES

No presente trabalho apresentam-se um série de ensaios triaxiais em compressão e extensão e de corte simples, realizados com o intuito de reproduzir em laboratório os carregamentos que tipicamente ocorrem ao longo das superfícies de instabilidade no interior de grandes massas de solo, como é o caso das barragens de rejeitos. O material usado para o estudo é um solo areno-siltoso proveniente de uma barragem de rejeitos de minério de ferro localizada na zona do quadrilátero ferrífero do estado de Minas Gerais do Brasil. A resposta do solo em laboratório para cada um dos ensaios permite aproximar àquilo que é expectável que ocorra em situações reais, quando este solo é carregado vertical ou lateralmente ou quando são impostas determinadas deformações. Os resultados obtidos gráficamente, nomeadamente as trajetórias de tensão ao longo do corte mostram a evolução das tensões e deformações do solo ao longo do corte imposto por diferentes níveis e tipos de carregamento e sob condições drenadas e não drenadas.

A linha dos estados críticos obtida pelos ensaios realizados em condições drenadas, característica deste material, dá a conhecer os níveis de tensão combinados com o grau de compacidade para os quais o solo irá continuamente deformar sem que sejam alterados o seu volume ou valor de tensão impostas.

Os ensaios realizados em condições não drenadas permitiram ainda perceber que, embora os ângulos de atrito obtidos no corte triaxial em compressão e extensão tenham praticamente o mesmo valor, em condições não drenadas os dois tipos de carregamento geram no solo níveis de instabilidade significativamente diferentes. Os carregamentos laterais, ou seja, aqueles reproduzidos pelos ensaios de corte em extensão, levam a situações de muito maior instabilidade neste tipo de solos.

A comparação dos dois ensaios de corte em extensão em condições não drenadas permite ainda perceber que para índices de vazios iniciais maiores, ou seja, situações em que o solo se apresenta menos compacto, após serem impostos continua e estáticamente grandes níveis de tensão lateral a tendência do solo, devido ao grande aumento das poropressões que acompanha os incrementos de tensão, é liquefazer. No caso de solos inicialmente mais compactos, quando são impostos carregamentos laterais em condições não drenadas, verifica-se que numa fase inicial são geradas poropressões até que quando o solo se aproxima da envolvente de rotura atrítica há uma inflexão da trajetória de tensões, que resulta da transferência das cargas de uma condição puramente não drenada para uma condição progressivamente atrítica, este fenómeno é conhecido como mudança de fase.

6.1. ENSAIOS TRIAXIAIS

A CSL foi definida, em primeiro lugar, a partir dos ensaios triaxiais em compressão em condições de corte drenadas. O estado crítico foi definido com base na escolha dos valores de tensão fornecidos pelo sistema de aquisição para os quais a variação volumétrica é nula, e posterior cálculo do índice de vazios correspondente a este momento. Uma vez que, as trajetórias nos gráficos $e-p'$ e $q-p'$, dos

restantes ensaios, nomeadamente ensaios de compressão triaxial não drenados e ensaios de extensão drenados e não drenados, tendiam para a CSL obtida, apresentada no Capítulo 5, percebe-se que de facto aquela define o estado crítico do solo em causa. Além disso, foi possível verificar que a partir de determinado nível de tensão o solo, quando em condições drenadas, deixa de apresentar deformação volumétrica mesmo que lhe sejam impostos acréscimos de tensão.

Num dos ensaios em extensão triaxial em condições não drenadas, foi possível observar que a partir de determinado nível de tensão as poropressões na amostra tomam valores muito elevados quando comparados com as tensões efetivas instaladas, pelo que aquelas acabam por liquefazer.

Os esboços dos gráficos das trajetórias de tensão mostram o comportamento típico de areias soltas e densas em condições drenadas e não drenadas. A partir destes gráficos foi possível determinar os ângulos de resistência ao corte no momento da rotura, ou seja, correspondente ao estado crítico.

Os ângulos de atrito obtidos para os ensaios em compressão e extensão, $33,79^\circ$ e $31,55^\circ$, respetivamente mostram que, de facto, este é um parâmetro resistente característico do material e independente das trajetórias de tensão. Este solo, apesar de ser de origem não natural, exhibe uma resistência idêntica ao de solos naturais de granulometria semelhante, os valores típicos dos ângulos de atrito de areias finas a médias mal graduadas, como é o caso do rejeito estudado, encontram-se entre os intervalos de 30° a 34° , para solos medianamente compactos e 32° a 36° , para solos compactos.

6.2. ENSAIOS CORTE SIMPLES

Em relação aos ensaios de corte simples, a construção dos círculos de Mohr e a assunção de um valor de resistência entre a compressão e a extensão, permitiu perceber que de facto há uma desigualdade da tensão principal média em relação à tensão principal superior e inferior, justificada pela rotação das mesmas ao longo do corte sem que seja atingida novamente a axissimetria.

6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O estudo apresentado neste documento reúne informação acerca do comportamento de um rejeito de minério de ferro perante diferentes formas de carregamento, adicionalmente, a realização de novos estudos poderá ser útil para alcançar um entendimento mais completo acerca do material. Além disto, este trabalho serve como ponto de partida para desenvolvimentos a realizar na posterioridade no sentido de explorar as potencialidades dos equipamentos usados em laboratório, nomeadamente do equipamento de corte simples. Este estudo serve ainda como uma base de resultados para o desenvolvimento de modelos numéricos representativos do comportamento do material. Nos tópicos seguintes apresentam-se, de modo sucinto, algumas sugestões daquilo que, oportunamente, poderá ser vir a ser realizado.

- Sobre o mesmo material realizar novos ensaios em compressão e extensão com diferentes trajetórias, particularmente em condições não drenadas e perante diferentes níveis de tensão atendendo à necessidade de confirmação das tendências que foram agora comprovadas em tese.
- Uma vez que as análises relativas aos ensaios de corte simples foram passíveis de avaliação da evolução do estado de tensão horizontal, a realização de mais ensaios e acumulação de outros resultados, com índices de vazios distintos, logo parâmetros de estado distintos, poderá fundamentar bem esta evolução do estado de tensão efetivo nos provetes de corte simples e consequentemente permitir o bom conhecimento da rotação das tensões.

- Dada a instabilidade destes solos, de acordo com os resultados obtido agora em tese, fica a necessidade de, em particular, incidir os estudos sobre os ensaios triaxiais bem como de corte simples em condições não drenadas.
- Definir e inferir, com a acumulação destes resultados e resultados futuros, os parâmetros de um modelo constitutivo avançado adaptado a estes solos e condições. O modelo NorSand poderá ser o primeiro passo e, subsequentemente, outros modelos também representativos, ou pelo menos que permitam simular estes comportamentos de instabilidade poderão ser explorados, nomeadamente o modelo CASM (Clay and Sand Model, based on critical states solid mechanics) modelo desenvolvido em parceria com a Universidade Politécnica da Catalunha.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aldea, C-M-, Connolly, K. (2014). *Successful recipes for mine paste backfill*. 17th International Seminar on Paste and Thickened Tailings (Pste 2014) (Fourie, A.B., Jewell, R.J., Wells, P.S., Zyl, D., ed.), 8-12 June 2014, Vancouver, Canada, 341-354, InfoMine.
- Bacco, A. P. (2020). *Caracterização física, química, mineralógica e mecânica de um rejeito de mineração*. Dissertação de Mestrado de Especialização Avançada, área de Especialização em Geotecnia, FCTUC, 2020.
- Belem, T., Benzaazoua, M. (2004). *An overview in the use of paste backfill technology as a ground support method in cut-and-fill mines*. 5th International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction (Villaescusa, E., Potvine, Y., ed.), 28-30 September, Perth, Australia 367-650, Taylor & Francis Group, London.
- Blight, G. (2010). *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. CRC Press, Leiden, The Netherlands.
- Carrera, A., M. Coop, and R. Lancellotta. 2011. *Influence of Grading on the Mechanical Behaviour of Stava Tailings*. *Geotechnique* 61 (11): 935–46. Accessed June 1, 2021. <https://doi.org/10.1680/geot.9.P.009>.
- Davies, M., Lupo, J., Martin, T., McRoberts, E., Musse, M., & Ritchie, D. (2011). *Dewatered tailings practice - trends and observations*. In *Talings and Mine Waste '10* (p. 133–142). Boca Raton: CRC Press.
- Eloi, D.M. (2021). *Ensaios triaxiais com procedimentos convencionais e avançados para avaliação de estados críticos em rejeitos de ferro*. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP, 2021.
- Gomes, A. C. (2017). *Estudo de aproveitamento de rejeito de mineração*. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais.
- Hernandez, H.M.O. (2002). *Caracterização geomecânica de rejeitos aplicada a barragens de aterro hidráulico*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.
- Krizek, R. (2004). *Slurries in geotechnical engineering, The Twelfth Spencer J. Buchanan Lecture*, College Station, Texas University, Texas.
- Li, A. L., Been, K., Ritchie, D., & Welch, D. (2009). *Stability of Large Thickened, Non-Segregated Tailings Slopes*. Twelfth International Seminar on Paste and Thickened Tailings, p. 301–311. Perth: Australian Centre for Geomechanics PP - Perth.
- Li, X. S., and Y. Wang. (1998). *Linear Representation of Steady-State Line for Sand*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124 (12): 1215–17. Accessed June 1, 2021. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(1998\)124:12\(1215\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(1998)124:12(1215)).
- LNEC (1966a). E 195-1966 *Solos. Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa
- LNEC (1966b). E 196-1966 *Solos. Análise granulométrica*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

Luz, A. B; Lins, F. A. F. *Introdução ao tratamento de minérios*. 2010. Tratamento de minérios. 5. ed., Rio de Janeiro: CETEM/MCT.

Maranha das Neves, E. (2013). *Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. LNEC, Lisboa. p.164-258.

Matos Fernandes, M. (2016). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios fundamentais*. FEUP Edições, Porto. Volume 1, p. 32-36.

Matos Fernandes, M. (2016). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios fundamentais*. FEUP Edições, Porto. Volume 1, p. 309-330.

Nieble, C.M. (1987). *Disposição de rejeitos em minas subterrâneas*. Simpósio sobre barragens de rejeitos e disposição de resíduos industriais e de mineração (REGEO 87), Rio de Janeiro, p. 365-378.

NP (1965). NP-83. *Solos. Determinação da densidade das partículas*. Norma Portuguesa Definitiva, Lisboa

Pereira, E. L., (2005). *Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático*. Tese de D.Sc, UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

Presotti, E.S. (2002). *Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP.

Rankin, W. J. (2011). *Minerals, Metals and Sustainability: Meeting Future Material Needs*. Collingwood: CSIRO.

Raposo, N., Bahia, R., Afonso, E., & Topa Gommès, A. (2014). *Optimization of thickened tailings deposition*. Proceedings of the 17th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Australian Centre for Geomechanics, Perth, 651.

Raposo, N. P. (2016). *Deposição de rejeitados espessados: caracterização experimental e modelação numérica*. Universidade do Porto. Tese de Doutoramento em Engenharia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Robertson, A.M. (1987). *The influence of depositional methods on the engineering properties of tailings deposits*. Int. Conf. on Mining and industrial Waste Managment, Johannesburg, South Africa, August.

Robertson, A.M., Wels, C. (1999). *Cover placement on extremely weak, compressible tailings*. Robertson GeoConsultants Inc., Vancouver, Canada, p. 16-20.

Robertson, P. K., de Melo, L., Williams, D. J., Wilson, W. (2019). *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I*.

<https://bdrb1investigationstacc.z15.web.core.windows.net/assets/Feijao-Dam-I-Expert-Panel-Report-ENG.pdf>

Russo, F. de M. (2007). *Comportamento de barragens de rejeito contruídas por aterro hidráulico: caracterização laboratorial e simulação numérica do processo construtivo*. Tese de Doutorado em Geotecnia. Universidade de Brasília.

Sadrekarami, A. (2014). *Effect of the Mode of Shear on Static Liquefaction Analysis*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 140(12)

Schnaid, F., J. Bedin, A. J. P. Viana da Fonseca, and L. de Moura Costa Filho. (2013). *Stiffness and Strength Governing the Static Liquefaction of Tailings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 139 (12): 2136–44. Accessed June 1, 2021. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000924](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000924).

Soares, M., and A. Viana Da Fonseca. (2016). *Factors Affecting Steady State Locus in Triaxial Tests*. Geotechnical Testing Journal 39 (6): 1056–78. <https://doi.org/10.1520/GTJ20150228>.

Verdugo, R., and K. Ishihara. (1996). *The Steady State of Sandy Soils*. Soils and Foundations 36 (2): 81–91. https://doi.org/10.3208/sandf.36.2_81.

Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas*". Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Porto. (<https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/11101>)

Vick, S. G. (1983). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. Wiley.

Vick, S.G. (1990). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. BiTech, Vancouver.

Watson, A. H., Corser, P. G., Garces Pardo, E. E., Lopez Christian, T. E., & Vandekeybus, J. (2010). *A comparison of alternative tailings disposal methods—the promises and realities*. Proceedings from Mine Waste, Perth, Australia

https://pt.wikipedia.org/wiki/Rompimento_de_barragem_em_Brumadinho. 2021

<https://veja.abril.com.br/brasil/videos-mostram-rompimento-da-barragem-de-brumadinho-por-diferentes-angulos/>. 2021

ANEXOS

ANEXO A

Gráficos Tensão-Deformação

A1. 1. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os gráficos das trajetórias de tensão e deformação do ensaios de compressão triaxial TX_50, TX_100, TX_200, TX_400, TX_800, TX_1600, apresentam-se seguidamente nas Figuras A1.1, A1.2, A1.3, A1.4, A1.5, A1.6.

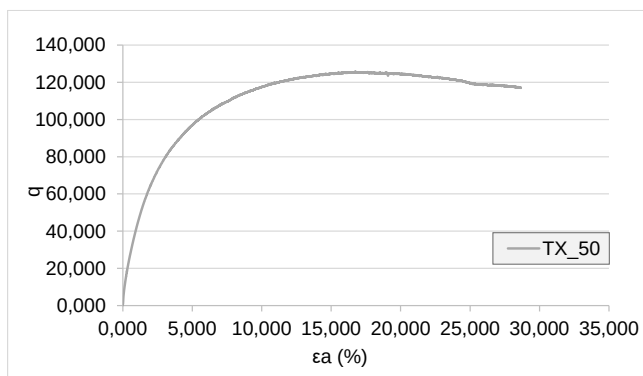


Fig. A1.1 – Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_50

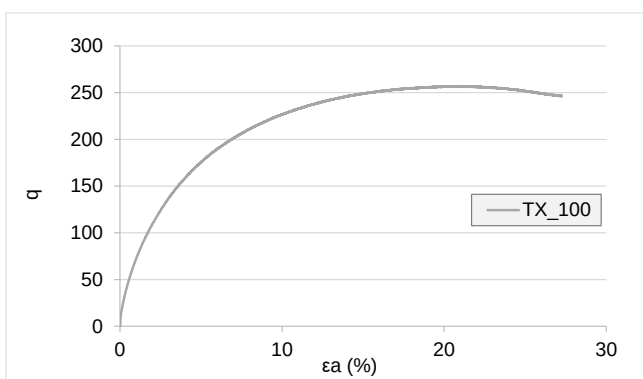
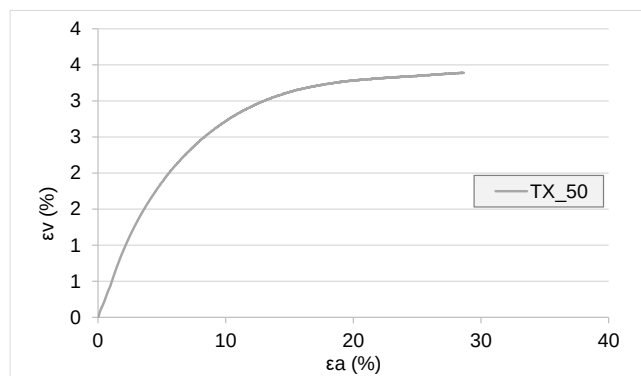


Fig. A1.2 -- Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_100

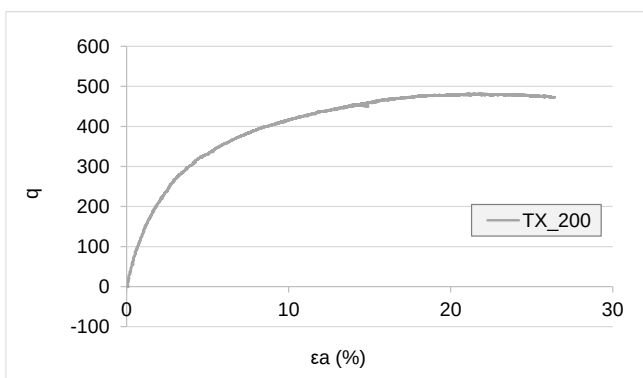
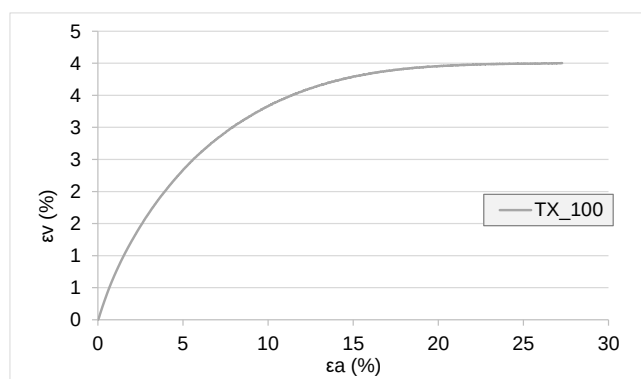
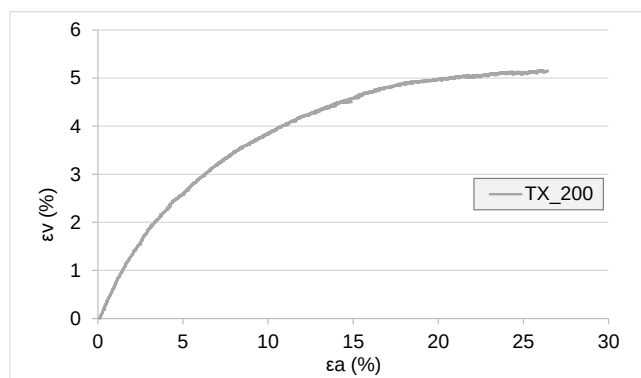


Fig. A1.3 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_200



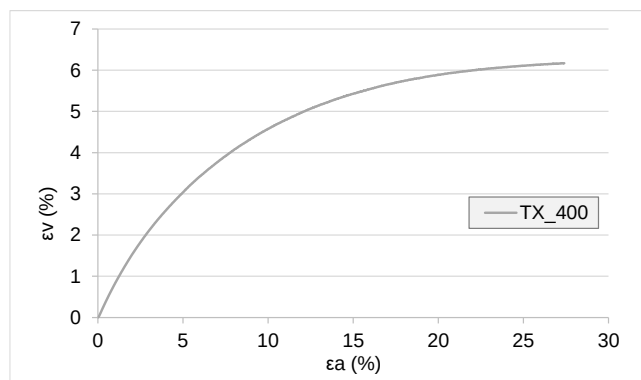
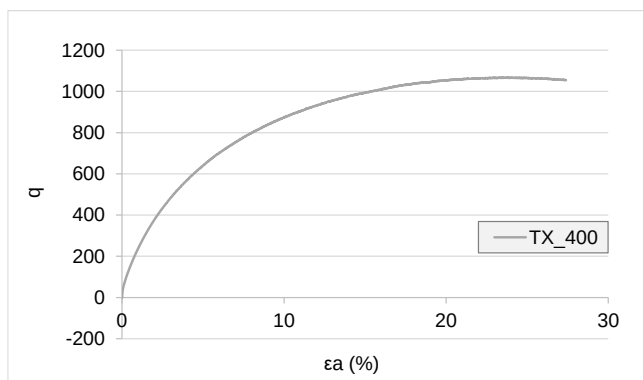


Fig. A1.4 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_400

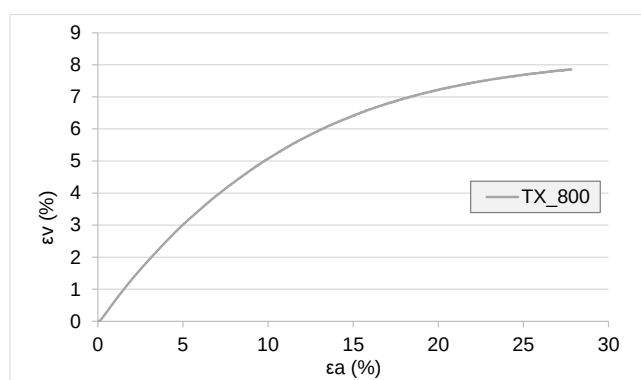
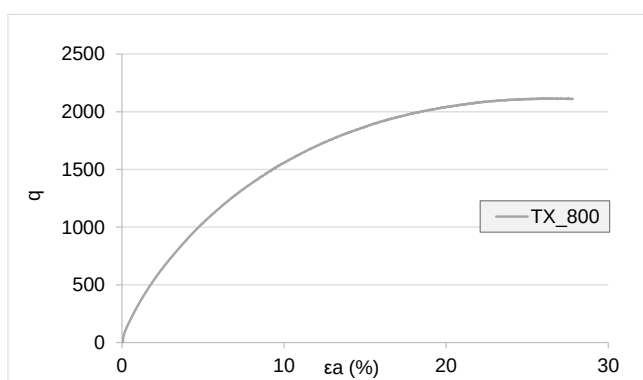


Fig. A1.5 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_800

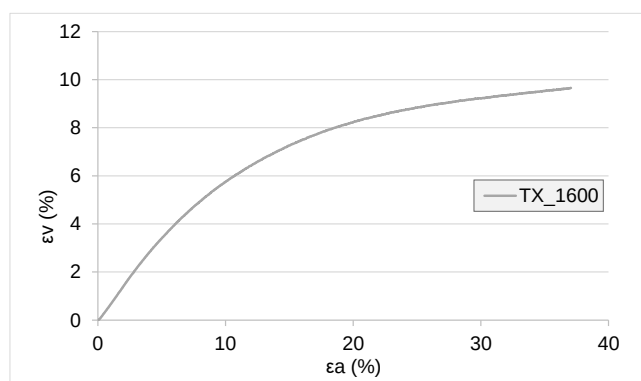
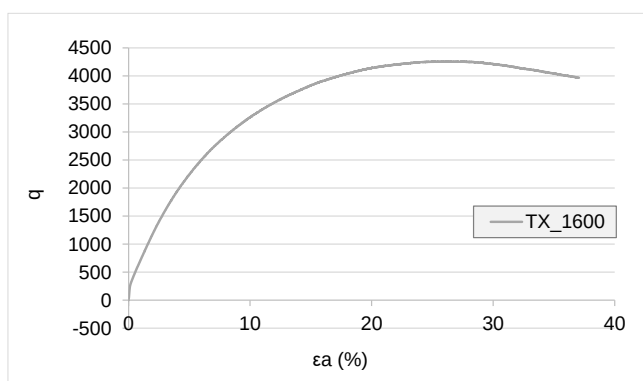


Fig. A1.6 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_1600

A1. 2. ENSAIOS DE EXTENSÃO TRIAXIAL

Os gráficos das trajetórias de tensão e deformação do ensaios de compressão triaxial TXSP_75, TXSP_200, TX_U_200 e TXSP_U_400 apresentam-se seguidamente nas Figuras A1.7, A1.8, A1.9, A1.10.

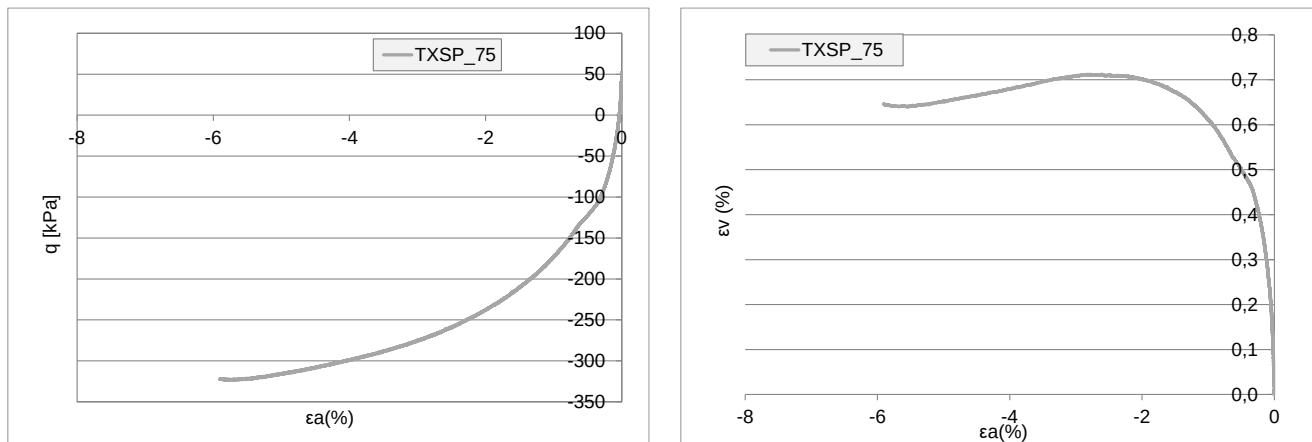


Fig. A1.7 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TXSP_75

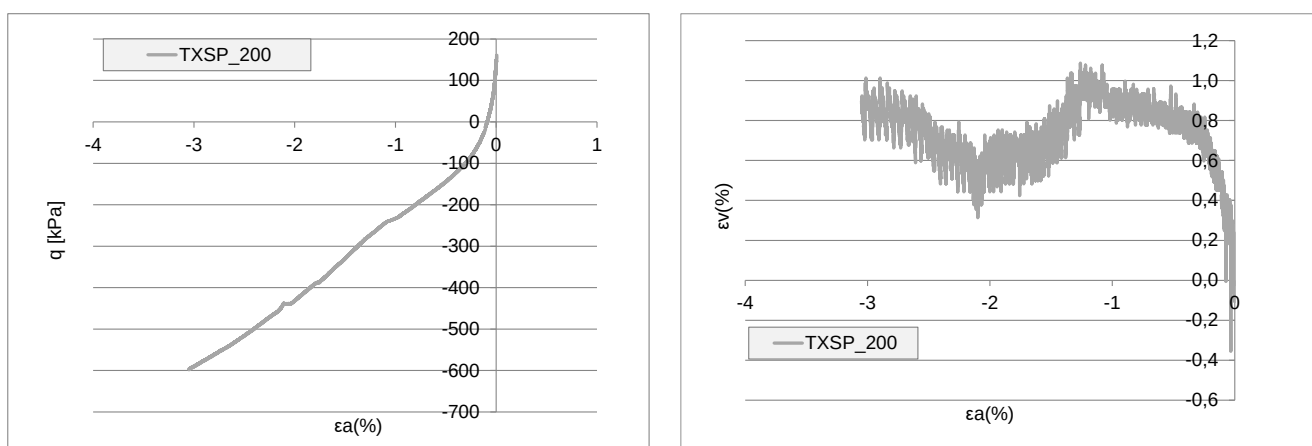


Fig. A1.8 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TXSP_200

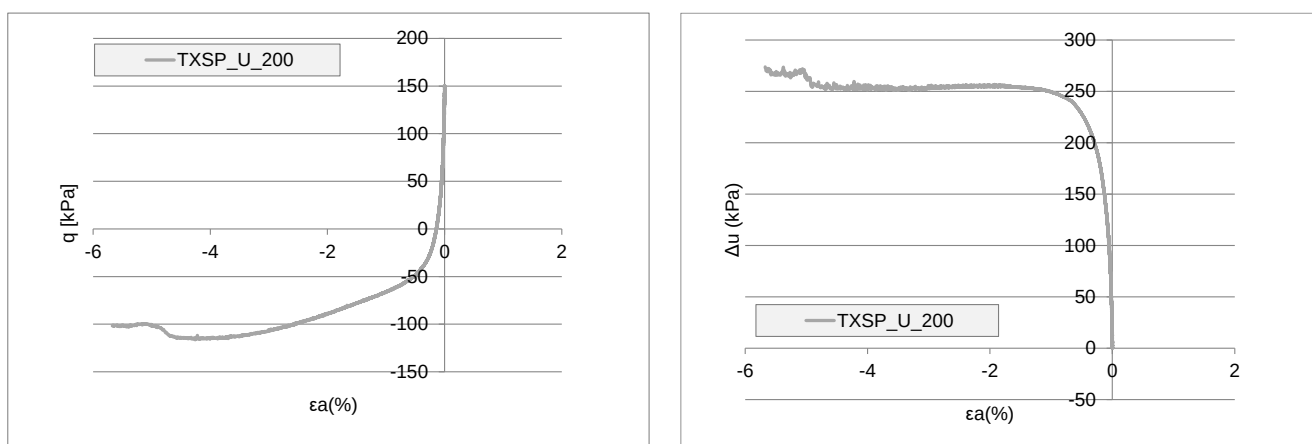


Fig. A1.9 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_U_200

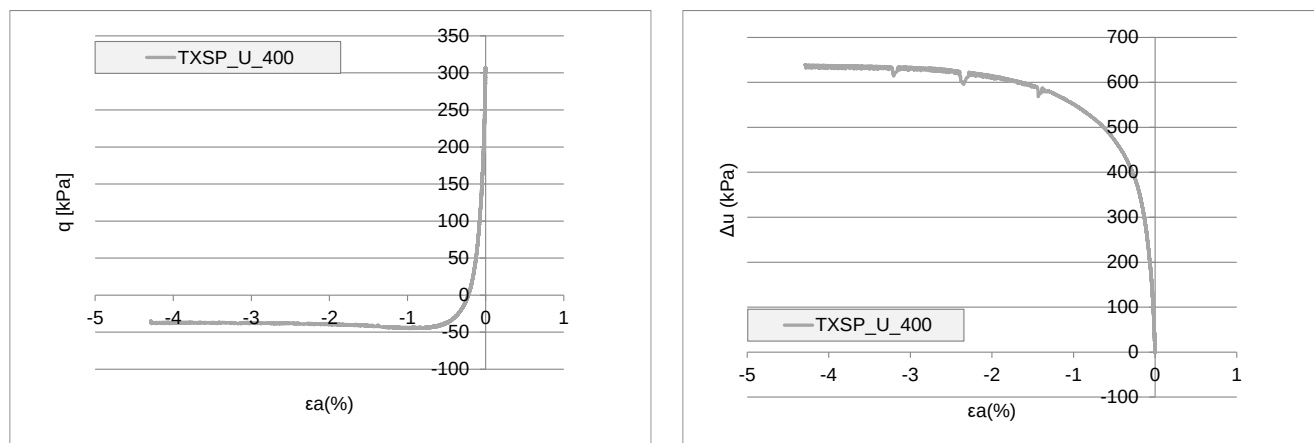


Fig. A1.10 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_U_400

A1. 3. ENSAIOS CORTE SIMPLES

Os gráficos das trajetórias de tensão e deformação dos ensaios de compressão triaxial SS_50, SS_100, SS_200 e TXSP_400 apresentam-se seguidamente nas Figuras A1.7, A1.8, A1.9, A1.10.

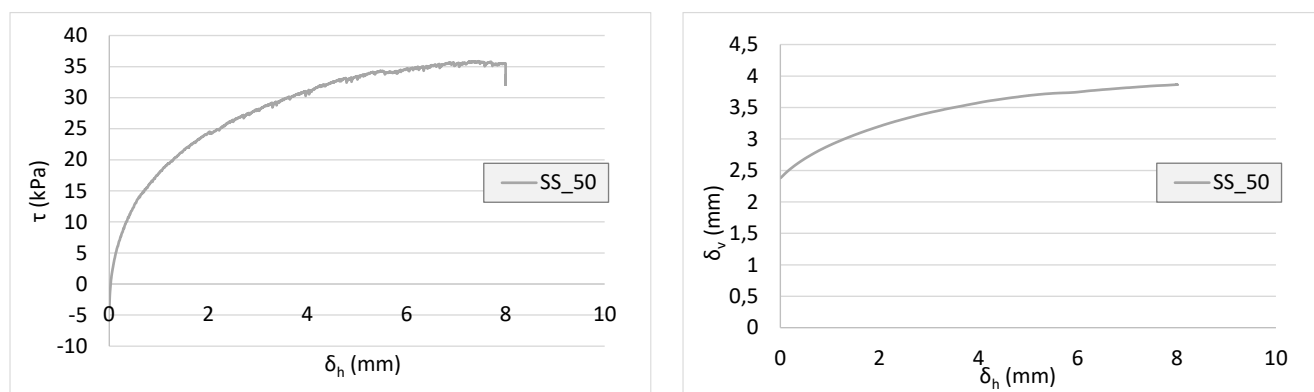


Fig. A1.11 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio SS_50

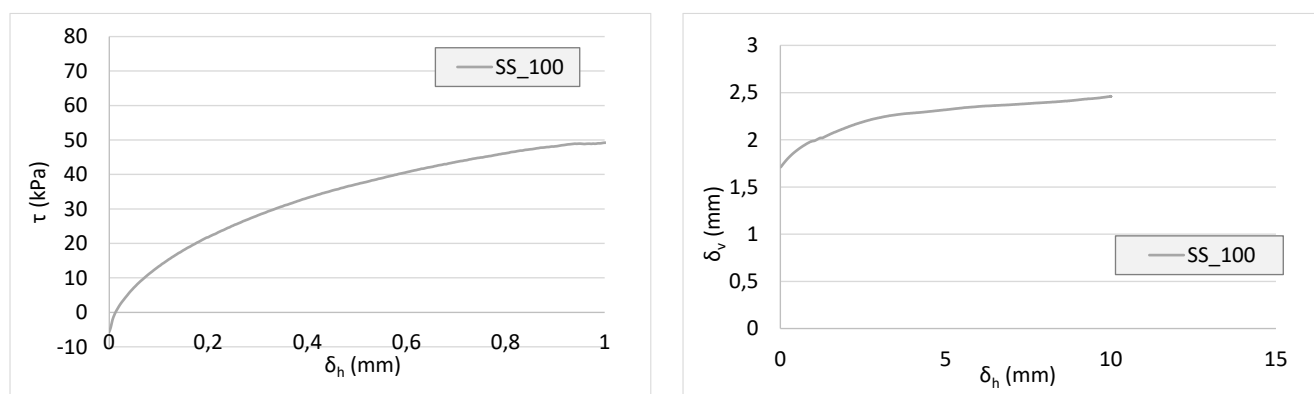


Fig. A1.12 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio TX_U_400

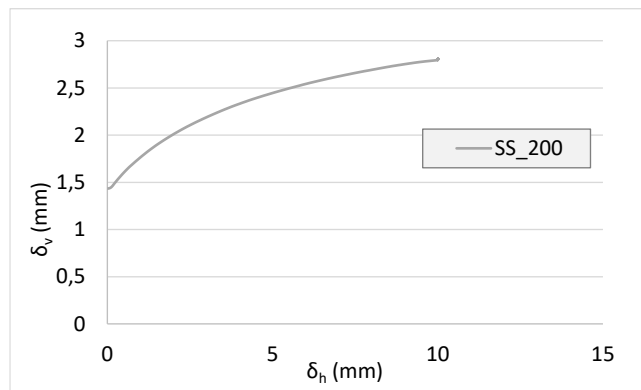
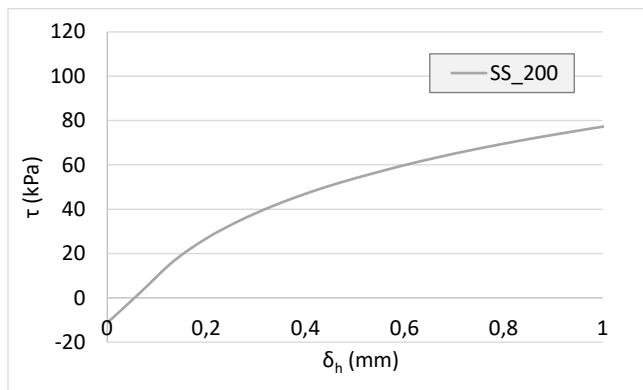


Fig. A1.13 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio SS_200

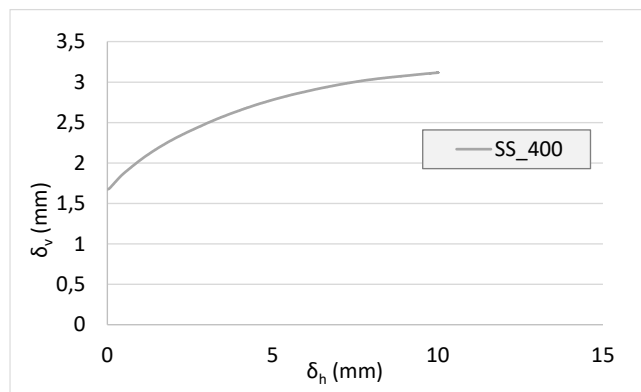
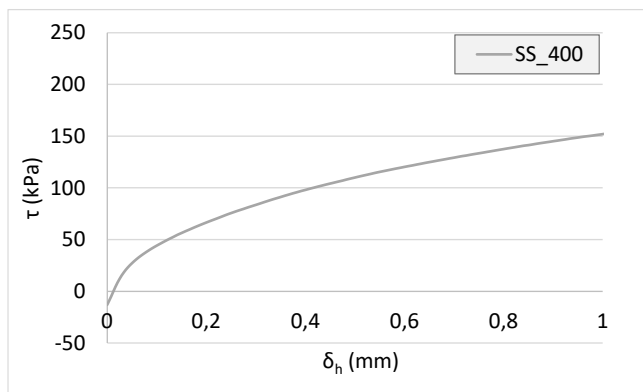


Fig. A1.14 - Trajetórias de tensão-deformação ensaio SS_400