



UNIVERSIDADE D  
COIMBRA

Camila Aparecida Lebron Xavier da Silva

PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMECÂNICAS À LUZ DO  
ESTADO CRÍTICO DE UM REJEITO DE OURO

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,  
orientada pelo Professor Doutor António Viana da Fonseca e pelo Professor  
Doutor Jorge de Almeida e Sousa e apresentada ao Departamento de Engenharia  
Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Março de 2023

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra  
Departamento de Engenharia Civil

Camila Aparecida Lebron Xavier da Silva

# PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMECÂNICAS À LUZ DO ESTADO CRÍTICO DE UM REJEITO DE OURO

Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,  
orientada pelo Professor Doutor António Viana da Fonseca e pelo Professor Doutor Jorge de Almeida e Sousa

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC  
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Março de 2023

1 2  9 0

UNIVERSIDADE DE  
COIMBRA

*Ao meu pai  
(in memoriam).*

## AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus, por ter me dado o dom da vida, saúde e força até aqui. Sua presença é constante em minha caminhada.

Agradeço e dedico este trabalho ao meu pai, Vicente. Em seus últimos dias de vida, após longa conversa sobre meus planos futuros e anseio em fazer um mestrado na área de geotecnia, ele me fez prometer que eu seguiria os meus sonhos. Este trabalho não é somente uma realização de um sonho, mas também uma promessa cumprida. A você, agradeço por todo apoio desde a minha existência e por todo o exemplo de bondade, perseverança e honestidade. Você será para sempre a minha inspiração, o meu herói e o meu guia. O meu amor por ti é eterno e não há palavras suficientes para descrevê-lo.

Minha eterna gratidão à minha família, que me apoiou e entendeu os momentos de ausência que esta caminhada demanda. Por todo suporte e amor a mim dado, desde o início de minha existência, agradeço à minha mãe Lázara e à minha irmã Sarah. Todas as minhas conquistas nunca serão somente minhas, uma vez que tenho vocês sempre ao meu lado.

Agradeço imensamente aos meus orientadores, Doutor António Viana da Fonseca e Doutor Jorge de Almeida e Sousa por todo apoio e conhecimentos transmitidos a mim. Ao professor Viana da Fonseca agradeço pelos ensinamentos, por ter me recebido em seu laboratório e por ter me apresentado a tão encantadora cultura portuguesa. Os três meses em que fiquei no Porto foram subsídio de muito aprendizado não somente geotécnico e toda a sua sabedoria técnica e de vida são fascinantes e inspiradoras. Ao Professor Jorge Almeida, agradeço por todo o ensinamento durante as aulas e durante o curto tempo em que estive em Coimbra. Sua vitalidade, energia e paixão pelo que faz são contagiantes. Sois, de longe, um dos melhores mestres que tive até aqui.

Agradeço ao Professor Paulo Coelho e ao Sr. António, por terem me recebido tão bem e apoiado no laboratório de Coimbra. Foram 5 dias muito intensos, mas de muito aprendizado. Aqui deixo o meu muito obrigada por tudo. Registro também profunda gratidão ao coordenador do programa de mestrado, Professor Paulo Pinto. Obrigada por todo apoio durante esta jornada.

Aproveito para agradecer a todos os meus mestres da Universidade de Coimbra e da Universidade do Porto pelos conhecimentos compartilhados.

Aos amigos que o Porto me deu, Rubens, Diana, Isabela, Daniela, Jesse e Fausto. A jornada dura de trabalho e estudos ficou mais leve com a presença de vocês neste meio tempo em Portugal e no Brasil. Agradeço especialmente às meninas do laboratório, Diana, Isabela e Daniela. O trabalho que vocês realizam é fantástico e inspirador. Obrigada por tornarem os dias mais leves. Agradeço ao Fausto pelo apoio com o ensaio com os *bender elements* e por todo conhecimento compartilhado comigo. Ao Rubens, minha eterna gratidão pela recepção no Porto, pelas risadas, apoio e amizade. Nunca me esquecerei de toda a ajuda que recebi de você desde o momento em que cheguei no Porto e até mesmo antes de partir do Brasil. Agradeço ao Jesse que, embora morássemos na mesma cidade no Brasil, conheci no Porto. Sua alegria, carisma, inteligência e humildade são admiráveis. Muito obrigada pela amizade e pelos ensinamentos. Não poderia deixar de agradecer ao Sr. Pinto, por sua alegria diária no laboratório. Estava sempre cantarolando enquanto imerso em seus afazeres. Foi uma honra imensa ter compartilhado os dias com todos vocês.

Não poderia deixar de agradecer ao meu grande amigo, Danilo Manata, por todo suporte fundamental neste trabalho. A sua amizade, incentivo e apoio foram combustíveis para seguir nesta caminhada e cruzar a linha de chegada. Você é exemplo de alegria contagiante para mim e foi essencial contar com a sua presença e com o seu apoio para esta conclusão. Todas palavras que me vêm à mente para agradecer ainda são pequenas diante do tamanho de minha gratidão.

À equipe do laboratório da DIEFRA que me auxiliou neste trabalho. Em especial deixo meu profundo agradecimento à Vera, Otarcione e Pedro. Vocês são parte desta conquista.

Aos meus amigos de vida, Davidson e Raika. São alguns bons anos de amizade que fortalecem a alma e me incentivam a ser a cada dia uma pessoa melhor. Obrigada pelo carinho, cuidado, força e apoio para finalizar este ciclo e continuar sempre na caminhada do aprimoramento.

À minha querida amiga Mariana Tonini, o meu muito obrigada pela amizade, por todo apoio e pelos sempre bons e produtivos cafés.

A todos meus amigos e amigas que me apoiaram e entenderam a ausência neste período. Em especial agradeço à Luana, que me incentivou ao longo desta caminhada tão solitária que é a escrita da dissertação.

Agradeço a todos que, de alguma forma, tiveram um papel nesta conquista. Sem os encontros e os desencontros com que a vida nos presenteia, nada disto seria possível.

Por fim, deixo meu agradecimento à AngloGold Ashanti pelo suporte neste trabalho.

## Sumário

LISTA DE FIGURAS .....	8
LISTA DE QUADROS .....	12
LISTA DE SÍMBOLOS .....	14
1. INTRODUÇÃO.....	18
1.1. Relevância e Justificativa da Pesquisa.....	18
1.2. OBJETIVOS .....	19
1.2.1. Objetivos Gerais.....	19
1.2.2. Objetivos Específicos.....	19
1.3. Organização da Dissertação.....	19
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
2.1. Relevância da Mineração.....	20
2.2. Rejeitos de Mineração .....	21
2.3. Rejeitos de Ouro .....	22
2.4. Índices Físicos.....	27
2.5. Ensaio Triaxial.....	33
2.6. Bender Elements .....	38
2.6.1. Ondas Sísmicas .....	40
2.7. Determinação do Módulo Cisalhante G.....	44
2.8. Mecânica dos Solos do Estado Crítico .....	45
2.8.1. Definições.....	45
2.8.2. Normalização .....	52
2.8.3. Parâmetro de Estado e Dilatância.....	55
2.8.4. Estado de Pico .....	60
3. DESENVOLVIMENTO.....	65
3.1. Rejeito de Ouro Ensaiado .....	65
3.2. Análise Granulométrica .....	67
3.3. Densidade das Partículas Sólidas.....	69
3.4. Índice de Vazios Máximo e Mínimo .....	70
3.5. Adensamento .....	71
3.6. Ensaio Triaxial.....	75
4. RESULTADOS .....	84
4.1. Granulometria e Índices De Vazios .....	84
4.2. Análise Mineralógica.....	87
4.3. Ensaio Oedométrico e Compressão Triaxial.....	90
4.4. Linha de Estado Crítico .....	117
5. CONCLUSÃO E INDICAÇÃO DE TRABALHOS FUTUROS .....	123
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	125

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 - Mineração em números (adaptado de Infográfico IBRAM, 2020).	21
Figura 2-2 - Participação das principais substâncias metálicas no valor da produção mineral comercializada - 2019 (adaptado de Anuário Mineral Brasileiro, 2019).	23
Figura 2-3 - Fluxograma típico de tratamento de minério (adaptado de Luz et al., 2010).	24
Figura 2-4 - Granulometria de rejeito de ouro (Vick, 1990).	25
Figura 2-6 - Fases do solo (Matos Fernandes, 2017).	28
Figura 2-7 - Martelo compactador para controlar a altura de elevação durante a compactação da amostra (adaptado de Jefferies & Been, 2015).	33
Figura 2-8 - Esquema de uma câmara triaxial (Matos Fernandes, 2017).	34
Figura 2-9 - (a) Corpo de prova cilíndrico de um ensaio triaxial e (b) tensões aplicadas a uma amostra triaxial (adaptado de Lade, 2016).	35
Figura 2-10 - Representação genérica do comportamento tensão de desvio - deformação axial de um ensaio triaxial e b) Círculos de Mohr e envoltória de Mohr-Coulomb obtida de resultados de compressão triaxial (Marques, 2016).	37
Figura 2-11 - a) <i>Bender element</i> ; b) diagrama de movimento; c) modelo de Dyvik e Madshus (1985) (adaptado de Ferreira, 2008).	39
Figura 2-12 - Propagação das ondas P (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).	41
Figura 2-13 - Propagação das ondas S (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).	42
Figura 2-14 - Propagação das ondas Love (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).	42
Figura 2-15 - Propagação das ondas Rayleigh (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).	43
Figura 2-16 - Representação da Linha de Compressão Normal (LCN) no plano $\ln p' \times v$ (adaptado de Atkinson, 1993).	47
Figura 2-17 - Representação da Linha do Estado Crítico (LEC) no plano $v \times \ln p'$ (elaborada pela autora).	48
Figura 2-18 - Estados nos lados seco e úmido em relação à LEC (elaborada pela autora).	49
Figura 2-19 - Linha de estado crítica definida no espaço $p' \times q$ (elaborada pela autora).	50
Figura 2-20 - Superfície de estado de pico (elaborada pela autora).	51
Figura 2-21 - Superfície limite de estado (adaptado de Atkinson, 1993).	52
Figura 2-22 - Parâmetros de normalização (adaptado de Maranhã das Neves, 2016).	53
Figura 2-23 - Normalização da LEC e LCN: (a) em relação a $p'_c$ ; (b) em relação a $v\lambda$ (adaptado de Maranhã das Neves, 2016).	54
Figura 2-24 - Superfície limite de estado de areias normalizada em relação a $p'_c$ (adaptado de Atkinson & Bransby, 1978)	55
Figura 2-25 - Parâmetro de estado de acordo com estado do solo (elaborada pela autora).	56

- Figura 2-26 - Diferença entre as definições de razão de dilatância e dilatância absoluta (adaptado de Jefferies e Been, 2015). 57
- Figura 2-27 - Dados experimentais que demonstram a relação entre resistência de pico e dilatância de pico (adaptado de Jefferies e Been, 2015). 59
- Figura 2-28 - Exemplo gráfico de  $\psi$  em  $D_{\min} \times D_{\min}$  (adaptado de Jefferies e Been, 2015). 60
- Figura 2-29 - Zona de localização dos estados de pico (adaptados de Maranha das Neves, 2016). 61
- Figura 2-30 - Representação dos estados iniciais correspondentes a uma mesma tensão efetiva ( $\sigma'$ ) e diferentes índices de vazios ( $e$ ) e razões de pré-adensamento ( $R_p$ ) (adaptado de Maranha das Neves, 2016). 61
- Figura 2-31 - Comportamento do solo durante um ensaio de cisalhamento direto drenado: a) no plano ( $\gamma, \tau$ ); b) no plano ( $\gamma, \varepsilon_v$ ); e c) no plano ( $\gamma, e$ ) (Maranha das Neves, 2016). 62
- Figura 2-32 - Dilatância e relação entre os estados de pico e os estados iniciais: a) compressibilidade em função da tensão média efetiva; b) volume em função da deformação distorcional; c) razão entre a tensão desviadora e a tensão média em função da deformação distorcional; d) relação entre a deformação volumétrica e a deformação distorcional (Maranha das Neves, 2016). 63
- Figura 3-1 - Produção de rejeito e minério da Mina de Cuiabá (acervo AngloGold Ashanti). 66
- Figura 3-2 - Preparação da amostra: (a) separação para secagem; (b) destorroamento após secagem. 67
- Figura 3-3 – Realização de ensaio de granulometria: (a) peneiramento grosso; (b) preparação para ensaio da parte fina e (c) sedimentação. 68
- Figura 3-4 - Material separado no peneiramento. 69
- Figura 3-5 - Ensaio para determinação da densidade das partículas sólidas. 70
- Figura 3-6 – (a) Material utilizado para ensaio do índice de vazios mínimo; (b) ensaio de índice de vazios mínimo. 71
- Figura 3-7 - Oedômetro para realização de ensaios de adensamento. 72
- Figura 3-8 - Esquema de ordenação das camadas - ensaio de adensamento. 73
- Figura 3-9 - Corpo de prova preparado para o ensaio. 73
- Figura 3-10 - Ensaio de adensamento em avanço. 75
- Figura 3-11 - Montagem do corpo de prova ensaio triaxial – FEUP: (a) utilização de molde cilíndrico bipartido; (b) confecção das camadas conforme marcação na membrana; (c) compactação e nivelamento de camada; (d) posicionamento da placa de topo; (e) retirada do molde bipartido; (f) posicionamento de amostra na câmara com seu posterior enchimento com água destilada. 80
- Figura 3-12 - Montagem do corpo de prova ensaio triaxial – Coimbra: (a) montagem do corpo de prova já na base da câmara triaxial com auxílio de molde cilíndrico bipartido;



(b) finalização de moldagem do corpo de prova; (c) retirada de molde bipartido com posicionamento de placa de topo; (d) fechamento da câmara com seu posterior enchimento com água destilada; (e) andamento do ensaio com o blader ao fundo.	81
Figura 3-13 - Amostra do ensaio realizado na Universidade de Coimbra com o topo liquefeito e excentricidade de aplicação de carga.	82
Figura 3-14 - Corpos de prova rompidos: (a) amostra ensaiada na FEUP; (b) amostra ensaiada em Coimbra.	82
Figura 3-15 - Desmontagem das amostras após finalização do ensaio: (a) amostra ensaiada na FEUP; (b) amostra ensaiada em Coimbra.	83
Figura 4-1 - Curva granulométrica do rejeito de ouro ensaiado no LabGeo.	85
Figura 4-2 - Curva granulométrica de resíduos não ciclados e <i>underflow</i> (Bedin, 2010).	86
Figura 4-3 - Difratoograma de raios X do material.	89
Figura 4-4 – Tensão desviadora x deformação axial - Ensaio drenados (1ª campanha).	91
Figura 4-5 – Variação volumétrica x deformação axial - Ensaio drenados (1ª campanha).	92
Figura 4-6 - Trajetórias de tensões - Ensaio drenados (1ª campanha).	93
Figura 4-7 – Representação do círculo de Mohr - Ensaio drenados (1ª campanha).	93
Figura 4-8 - Tensão desviadora x deformação axial - Ensaio não drenados (1ª campanha).	95
Figura 4-9 – Poropressão x deformação axial - Ensaio não drenados (1ª campanha).	95
Figura 4-10 – Trajetórias de tensões - Ensaio não drenados (1ª campanha).	96
Figura 4-11 - Trajetórias de tensões - Ensaio drenados e não drenados (1ª campanha).	97
Figura 4-12 - Curva de compressibilidade - Ensaio oedométrico (2ª campanha - FEUP).	99
Figura 4-13 - Permeabilidade x tensão de consolidação - Ensaio de permeabilidade em câmara triaxial (2ª campanha - FEUP).	101
Figura 4-14 - Permeabilidade x índice de vazios - Ensaio de permeabilidade em câmara triaxial (2ª campanha - FEUP).	101
Figura 4-15 – (a) Variação de velocidade de ondas cisalhantes com a tensão confinante (2ª campanha - FEUP); (b) variação módulo cisalhante inicial com a tensão confinante (2ª campanha - FEUP).	102
Figura 4-16 – Registros de ondas S – Consolidação (p' 20 kPa).	103
Figura 4-17 - Registros de ondas S – Consolidação (p' 50 kPa).	104
Figura 4-18 - Registros de ondas S – Consolidação (p' 100 kPa).	104
Figura 4-19 - Registros de ondas S – Consolidação (p' 200 kPa).	105
Figura 4-20 - Registros de ondas S – Consolidação (p' 400 kPa).	105
Figura 4-21 - Registros de ondas S – Consolidação (p' 600 kPa).	106
Figura 4-22 - Correlação entre Vs e G com a tensão confinante inicial da amostra (adaptado de Bedin, 2010).	107
Figura 4-23 - Ensaio de compressão isotrópica triaxial (2ª campanha).	108

---

Figura 4-24 - Tensão desviadora x deformação axial - Triaxial drenado (2ª campanha - Coimbra).	109
Figura 4-25 – Variação volumétrica x deformação axial – Triaxial drenado (2ª campanha - Coimbra).	110
Figura 4-26 - Tensão desviadora x deformação axial ensaios drenandos – Rejeito fofo (3ª campanha).	111
Figura 4-27 - Variação volumétrica x deformação axial ensaios drenandos – Rejeito fofo (3ª campanha).	112
Figura 4-28 – Trajetórias de tensões ensaios drenados – Rejeito fofo (3ª campanha).	113
Figura 4-29 - Representação do círculo de Mohr ensaios drenandos – Rejeito fofo (3ª campanha).	113
Figura 4-30 - Tensão desviadora x deformação axial – Rejeito denso (3ª campanha).	115
Figura 4-31 - Variação volumétrica x deformação axial – Rejeito denso (3ª campanha).	115
Figura 4-32 - Trajetórias de tensões - Rejeito denso (3ª campanha).	116
Figura 4-33 - Representação do círculo de Mohr ensaios drenandos – Rejeito denso (3ª campanha).	116
Figura 4-34 – Índice de vazios x $\ln p'$ - Estimativa da LCN e LEC.	120
Figura 4-35 - Índice de vazios x $\ln p'$ – Ensaios descartados (rejeito denso 3ª campanha).	121
Figura 4-36 - Estimativa do coeficiente de dilatância - Ensaios triaxiais densos (3ª campanha).	122

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2-1 - Relação entre volume de minério extraído e volume de resíduo gerado (adaptado de Abraão, 1987).	23
Quadro 2-2 - Resumo das características físicas de rejeitos (adaptado de Vick, 1990).	26
Quadro 2-3 - Valores de massa específica dos grãos de rejeitos de ouro (adaptado Bedin, 2010).	27
Quadro 2-4 - Valores típicos de condutividade hidráulica de rejeitos (adaptado de Vick, 1990).	27
Quadro 2-5 - Definição das grandezas básicas descritivas do estado físico dos solos (adaptado de Matos Fernandes, 2017).	28
Quadro 2-6 - Abertura de peneiras da série ASTM (adaptado de Matos Fernandes, 2017).	31
Quadro 2-7 - Ensaios <i>in situ</i> para avaliação do módulo cisalhante (Barros (1997), adaptado de Ferreira, 2003).	44
Quadro 2-8 - Ensaios de laboratório mais utilizados para avaliação do módulo cisalhante (Barros (1997), adaptado de Ferreira, 2003).	45
Quadro 2-9 - Valores típicos de parâmetros dos estados críticos de alguns solos (adaptado de Maranhã das Neves, 2016).	51
Quadro 3-1 - Peso das camadas – ensaio de adensamento.	73
Quadro 3-2 - Resumo do ensaio.	74
Quadro 3-3 - Plano de cargas do ensaio.	74
Quadro 3-4 - Peso das camadas – ensaio triaxial LabGeo-FEUP.	76
Quadro 3-5 - Peso das camadas – ensaio triaxial Coimbra.	76
Quadro 3-6 - Dimensões representativas dos corpos de prova.	77
Quadro 4-1 - Resumo análise granulométrica.	86
Quadro 4-2 - Resumo densidade das partículas sólidas.	86
Quadro 4-3 - Resumo índice de vazios máximo e mínimo.	87
Quadro 4-4 – Análise química por FRX.	88
Quadro 4-5 – Análise por DRX.	88
Quadro 4-6 – Percentagem de elementos presentes na amostra <i>underflow</i> (adaptado de Bedin, 2010)	89
Quadro 4-7 – Resumo dos parâmetros de resistência dos ensaios CID – 1ª campanha.	94
Quadro 4-8 – Resumo dos parâmetros de resistência dos ensaios – 1ª campanha.	97
Quadro 4-9 – Estimativa inicial dos parâmetros LCN – Ensaio oedométrico (2ª campanha - FEUP).	100
Quadro 4-10 - Resultado permeabilidade - ensaio realizado no LabGeo – 2ª campanha (FEUP).	100

---

Quadro 4-11 - Dados dos <i>bender elements</i> (2ª campanha - FEUP).	102
Quadro 4-12 - Síntese de resultados das ondas cisalhantes (2ª campanha - FEUP).	102
Quadro 4-13 - Comparativo ensaio com <i>bender elements</i> Bedin (2010) e LabGeo - (2ª campanha - FEUP).	107
Quadro 4-14 - Comparativo entre equações de $G_0$ obtidas por Bedin (2010) e LabGeo - (2ª campanha - FEUP).	107
Quadro 4-15 – Comparação dos parâmetros da LNC – Ensaio oedométrico e ensaio de compressão triaxial isotrópica (2ª campanha).	108
Quadro 4-16 – Resumo dos parâmetros de resistência dos ensaios drenados no rejeito fofo – 3ª campanha.	114
Quadro 4-17 – Resumo de parâmetros obtidos - Ensaios densos drenados (3ª campanha).	117
Quadro 4-18 – Valores estimados de $M$ - Ensaios densos drenados (3ª campanha).	117
Quadro 4-19 – Síntese dos parâmetros físicos de um rejeito de ouro do quadrilátero ferrífero, Minas Gerais.	119
Quadro 4-20 - Parâmetros físicos de <i>underflow</i> (adaptado de Bedin, 2010).	119
Quadro 4-21 - Resumo índices de vazios e parâmetros de estado – Rejeito denso.	122

## LISTA DE SÍMBOLOS

$B$	Parâmetro de poro-pressão de Skempton
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente não-drenado
$e$	Índice de vazios
EC	Estado crítico
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
$G$	Módulo de cisalhamento
$G_0$	Módulo de cisalhamento inicial
$K$	Coefficiente de empuxo
$k$	Coefficiente de condutividade hidráulica do solo
LabGeo	Laboratório de Geotecnia da FEUP
LEC	Linha de estado crítico
LCN	Linha de compressão normal
$M$	Inclinação da linha do estado crítico no plano $q:p'$
$N$	Volume específico ou intercepto da LCN para $p'=1\text{kPa}$ , no plano $v:\ln p'$
$p'$	$\left(\frac{\sigma_1+2\sigma_3}{3}\right)$
$p'_c$	$\left(\frac{\sigma_1+2\sigma_3}{3}\right)$ ( <i>estado crítico</i> )
$p'_i$	$\left(\frac{\sigma_1+2\sigma_3}{3}\right)$ ( <i>inicial</i> )
$q$	$(\sigma_1 - \sigma_3)$
$\varepsilon_s$	Deformação distorcional
$V_s$	Velocidade da onda de cisalhamento
$\gamma_d$	Peso específico seco
$\gamma_s$	Peso específico real dos grãos
$\rho$	Massa específica do solo
$\rho_s$	Massa Específica Real do Grãos
$\phi'$	Ângulo de atrito interno efetivo
$\delta$	Relativo a incrementos
$\varepsilon_a$	Deformação axial
$\varepsilon_e$	Deformação elástica

---

$\varepsilon_p$	Deformação plástica
$\varepsilon_r$	Deformação radial
$\varepsilon_v$	Deformação volumétrica
$\eta$	Inclinação da LCN no plano normalizado $q/p' : e : p'/p' e$
$\kappa$	Declividade da linha de expansão no plano $v : \ln p'$
$\lambda$	Declividade da linha de compressão normal no plano $v : \ln p'$
$v$	Volume específico
$\sigma_a, \sigma_r$	Tensões principais axial e radial
$\sigma_1, \sigma_3$	Tensões principais maior e menor
$\omega$	Teor de umidade
$\chi_{tc}$	Coeficiente de estado de dilatância obtido a partir de ensaio de compressão triaxial
$\psi$	Parâmetro de estado

## RESUMO

LEBRON, C. **Propriedades físicas e geomecânicas à luz do estado crítico de um rejeito de ouro**. 2023. Dissertação de mestrado (Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) – Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.

Com os últimos acidentes ocorridos no Brasil envolvendo barragens para contenção de rejeitos, a legislação nacional está cada vez mais restritiva quanto a operação e construção de barragens associadas a processos minerários. Deste modo, as mineradoras vêm buscando novas formas de dispor os resíduos gerados do processo de beneficiamento de minério. Contudo, o grande volume de material gerado deste processo, as áreas no entorno dos empreendimentos minerários progressivamente mais antropizadas e a necessidade de preservação do meio ambiente demandam projetos de engenharia geotécnica cada vez mais arrojados e desafiadores. No entanto, quanto mais desafiador é um projeto, mais se deve conhecer sobre todos os elementos intrínsecos a ele. O processo de filtragem dos rejeitos gerados no processo de mineração com seu posterior empilhamento, o chamado *dry stacking*, está sendo amplamente difundido no país como a melhor solução para substituir as barragens. Assim, espera-se substituir este tipo de estruturas por empilhamentos construídos com o rejeito filtrado. Todavia, este tipo de solução ainda é uma prática nova e pouco difundida no Brasil, acarretando a necessidade de maior conhecimento deste tipo de estrutura, do material empregado em sua construção e seu comportamento frente às inúmeras variáveis que compõem o clima tropical brasileiro e frente às grandes alturas necessárias para viabilizar a solução do problema de disposição de rejeitos, que varia em maior e menor escala a depender do tipo de minério tratado. Posto isto, a mecânica dos solos clássica não mais atende às demandas de complexidade dos projetos em desenvolvimento para auxiliar na verificação de segurança e exequibilidade. Neste trabalho foram conduzidos alguns ensaios de modo a se ter uma estimativa inicial do comportamento de um rejeito de ouro filtrado proveniente do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil, quanto ao estado crítico. Foram realizados ensaios de caracterização do rejeito, compressão triaxial com medidas de velocidade de ondas cisalhantes e de permeabilidade do material e o ensaio oedométrico. Assim, foi possível se obter uma estimativa inicial da posição da linha de compressão normal (LCN) e da linha do estado crítico (LEC).

**Palavras-chave:** rejeitos de ouro; ensaios de caracterização; ensaios triaxiais; medição de ondas cisalhantes; ensaio oedométrico; estado crítico.

## ABSTRACT

LEBRON, C. **Physical and geomechanical properties in the light of the critical state of a gold tailings**. 2023. Master's dissertation (Master in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering) – University of Coimbra, Coimbra, Portugal.

With the latest accidents in Brazil involving tailings storage facilities, national legislation is increasingly restrictive regarding the operation and construction of dams associated with mining processes. In this way, mining companies have been looking for new ways to dispose of the waste generated from the ore beneficiation process. However, the large volume of material generated from this process, the areas around the mining projects progressively more anthropized and the need to preserve the environment demand increasingly bold and challenging geotechnical engineering projects. Nevertheless, the more challenging a project is, the more one must know about all the elements intrinsic to it. The process of filtering the tailings generated in the mining process with its subsequent stacking, the so-called dry stacking, is being widely disseminated in the country as the best solution to replace the dams. Thus, it is expected to replace this type of structures by piles built with the filtered tailings. Nonetheless, this type of solution is still a new and not very widespread practice in Brazil, resulting in the need for greater knowledge of this type of structure, of the material used in its construction and its behavior in the face of the numerous variables that make up the Brazilian tropical climate and the great heights necessary to enable the solution of tailings disposal problem, which varies in greater and lesser scale depending on the type of ore treated. That said, classical soil mechanics no longer meets the complexity demands of projects under development to help verify safety and feasibility. In this work, some laboratory tests were carried out in order to have an initial estimate of the behavior of a filtered gold tailings from the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil, regarding the critical state. Characterization tests were carried out on the gold tailings, as well as triaxial compression tests with measurements of shear wave velocity, permeability and the oedometric test. Thereby, it was possible to obtain an initial estimate of the position of the normal consolidation locus (NCL) and the critical state locus (CSL).

### Keywords:

Keywords: gold tailings; tests for characterising; triaxial tests; shear wave measurement; consolidation test; critical state.



## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Relevância e Justificativa da Pesquisa

Qualquer atividade agrícola ou industrial, no campo da metalurgia, da indústria química, da construção civil ou do cultivo da terra, utiliza os minerais ou seus derivados. Os fertilizantes, os metais e suas ligas, o cimento, a cerâmica, o vidro, são todos produzidos a partir de matérias-primas minerais. É cada vez maior a influência dos minerais sobre a vida e desenvolvimento de um país. Com o aumento das populações, cada dia se necessita de maior quantidade de matéria-prima para atender às crescentes necessidades do ser humano. É difícil imaginar o nível material alcançado por nossa civilização, sem o uso dos minerais. Com efeito, o consumo per capita de minerais e materiais nos países desenvolvidos é 3 a 6 vezes superior àquele de países em desenvolvimento, como o Brasil, o que mostra o potencial de crescimento do consumo interno (Luz et al., 2010).

A atividade de mineração alcança uma estimativa de mais de 3% do Produto Interno Bruto (PIB) do Brasil e representa mais de 20% das exportações do país. Segundo o Anuário Mineral Brasileiro, ano base 2019, das principais substâncias metálicas produzidas no país, o ouro é a terceira substância metálica com participação no valor da produção mineral comercializada em 2019.

A participação do ouro na economia brasileira e mundial tem relevância histórica, com sua descoberta no país em 1693 pelas expedições armadas denominadas Entradas e Bandeira. Na ocasião, com a perda de espaço da produção açucareira brasileira devido à entrada de Holanda e França neste mercado, Portugal organizou expedições com a finalidade de encontrar pedras e metais preciosos para movimentação econômica. Desde então, as atividades de extração e beneficiamento mineral evoluíram a fim viabilizar o aproveitamento de minérios de baixo teor. No entanto, sua presença cada vez mais difícil e em quantidades menores acarreta na geração de grande volume de resíduos do processo de beneficiamento e purificação, sem valor econômico, denominado rejeito.

A maior parte do rejeito gerado na mineração de ouro é depositado em estruturas de barragens e diques. Com a entrada em vigor de legislações mais rígidas no Brasil relativas a estruturas de contenção de rejeitos, há uma tendência nacional para modos de disposição alternativos, como as pilhas de rejeitos filtrados (*dry stacking*). No entanto, ainda há pouco conhecimento consolidado sobre este método de disposição frente ao grande volume de resíduo gerado e, conseqüentemente, grande altura das pilhas a serem construídas. Assim sendo, é de fundamental relevância o aprofundamento do conhecimento das propriedades físicas e geomecânicas dos

materiais a serem utilizados nos empilhamentos filtrados, não somente sob a ótica da Mecânica dos Solos Clássica como também à luz da Mecânica dos Solos do Estado Crítico.

## 1.2. OBJETIVOS

### 1.2.1. Objetivos Gerais

O principal objetivo desta pesquisa é caracterizar um resíduo gerado de uma atividade de beneficiamento de ouro e determinar os parâmetros físicos e geomecânicos à luz do estado crítico.

### 1.2.2. Objetivos Específicos

Tendo em vista os objetivos gerais desta pesquisa, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Classificar granulometricamente o rejeito de ouro;
- Determinar os índices físicos do rejeito de ouro;
- Identificar o comportamento do rejeito de ouro no adensamento;
- Determinar o módulo cisalhante do rejeito de ouro;
- Estimar a linha do estado crítico, linha de compressão normal e os parâmetros do rejeito de ouro no estado crítico.

## 1.3. Organização da Dissertação

Este trabalho é dividido em seis capítulos, de modo a englobar as etapas de desenvolvimento da pesquisa. O primeiro capítulo é introdutório, seguido do capítulo 2, onde é apresentada revisão bibliográfica dos assuntos que envolvem este trabalho.

No capítulo 3 é apresentado o desenvolvimento da pesquisa, sendo discorrido sobre a execução dos ensaios realizados. O capítulo 4 consolida e exhibe os resultados obtidos das investigações realizadas e os compara com os resultados obtidos na realização de ensaios em um rejeito de ouro diferente.

No capítulo 5 são tecidas as conclusões sobre a pesquisa realizada e indicadas linhas de pesquisas futuras. Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas que serviram como base deste trabalho.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão tratados os temas que constituem a fundamentação teórica de apoio a esta pesquisa. Inicialmente são abordados aspectos gerais referentes aos resíduos de mineração de ouro e sua geração. Em seguida, dá-se ênfase aos ensaios de caracterização e determinação de parâmetros bem como aos ensaios de adensamento e triaxiais. Será versado também sobre a medição de módulo cisalhante a pequenas deformações, com breve discussão a respeito dos *bender elements*. Por fim, é abordada a teoria sobre a Mecânica dos Solos do Estado Crítico e é discorrido brevemente sobre modelos constitutivos e sua base teórica, a fim de sugestão para pesquisas futuras.

### 2.1. Relevância da Mineração

Um dos motivos pelos quais o Egito se tornou a mais importante civilização no mundo foi devido ao fato de já terem dominado a mineração de metais, em especial o cobre, em 3000 a.C.. Segundo Luz et al. (2010), há registros datados de 400 a.C. de que os egípcios já recuperavam ouro de depósitos aluvionares, usando processos gravíticos.

É sabido que a importância da mineração no Brasil remonta aos tempos da Colônia, quando as expedições Entradas e Bandeiras foram em busca de metais preciosos deram origem a novas rotas para a ocupação do interior do país e resultaram na exploração de ouro, inicialmente na região das Minas Gerais.

Em tempos mais atuais, a exploração dos minerais serviu de subsídio ao desenvolvimento industrial e comercial, além de ser uma das bases do poder econômico, militar e político de vários países. Segundo dados do Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM), no ano de 2020 o setor mineral foi decisivo para manter positivo o saldo da balança comercial brasileira, tendo 63,8% de participação em seu total. Ainda segundo os dados do IBRAM (2020), as exportações minerais brasileiras corresponderam a 17% de todas as exportações no ano de 2020 e o ouro foi a segunda maior substância produzida, com 11,12%. A Figura 2-1 ilustra o que foi dito.

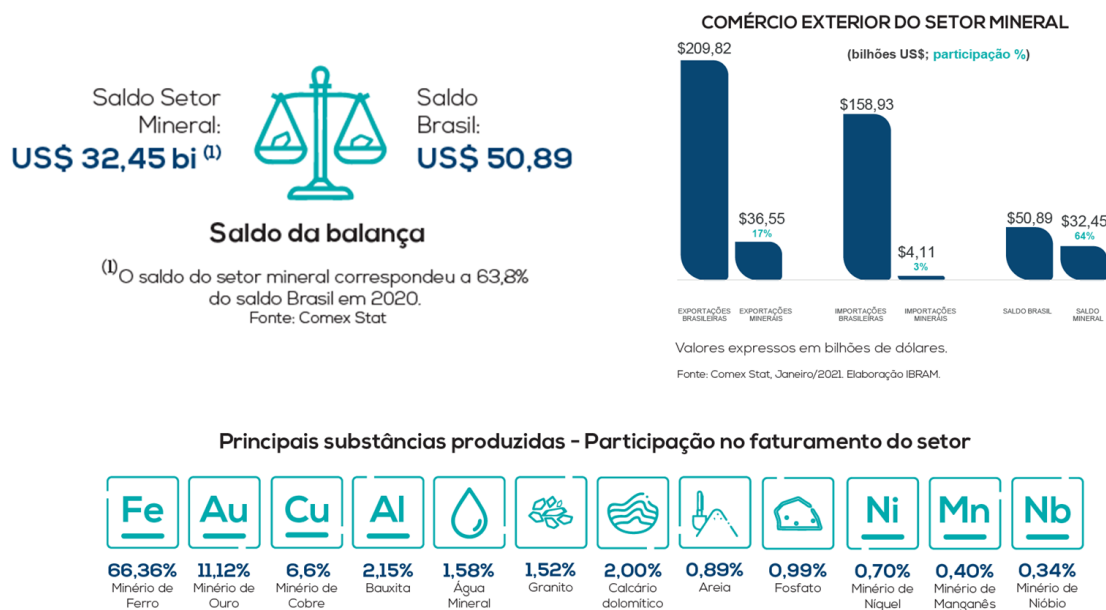


Figura 2-1 - Mineração em números (adaptado de Infográfico IBRAM, 2020).

Desde seu início até então, as técnicas de mineração evoluíram muito. O povo romano lançou mão de um dos primeiros métodos de minerar, que consistia no aquecimento das rochas com fogo e em seu resfriamento, provocando a fragmentação do material. Além deste procedimento, em seguida foram descobertos o uso de picaretas, martelos, carros de mão e desenvolvimento de técnicas de bombeamento e ventilação, sendo algumas destas técnicas ainda utilizadas atualmente. Com o passar dos anos e o descobrimento da pólvora, invenção da dinamite e desenvolvimento de técnicas de perfuração, a metodologia de mineração vem sendo aprimorada.

## 2.2. Rejeitos de Mineração

Além de sua importância no desenvolvimento histórico mundial, a mineração continua essencial na atualidade. O uso de bens minerais está presente desde itens tecnológicos, como celulares, satélites, carros, ou mesmo medicamentos, insumos da construção civil, indústrias têxteis e na agricultura. Em cada item que cerca um cidadão comum, a mineração se faz presente.

Com todo este progresso e demanda cada vez mais crescente da atividade minerária, com reservas no fim da exploração e apresentando teores de minério cada vez mais baixos, os resíduos originados no beneficiamento ganharam um volume maior.

Além disso, após as tragédias de Mariana e Brumadinho amplamente discutidas pela comunidade técnica, citando-se os relatórios de Morgenstern et al. (2016) e Robertson et al (2019), as legislações acabaram tornando-se mais restritivas. Também, com a menor disponibilidade de áreas a serem impactadas para a deposição dos rejeitos gerados no processo têm-se conduzido estudos à busca por novas técnicas de descarte desses materiais.

O procedimento mais convencional de disposição de rejeitos no Brasil é pelo método em polpa, onde o resíduo é lançado de forma hidráulica em reservatórios de estruturas de barramento. Segundo o Relatório de Segurança de Barragem, ano base 2020, no Brasil há 21.953 barragens, sendo 864 para contenção de rejeitos ou sedimentos, das quais 112 foram construídas com o próprio rejeito.

Com os últimos rompimentos de barragem ocorridos no país, Fundão em 2015 e Feijão em 2019, as leis que regulamentam barragens associadas ao âmbito da mineração, Lei Federal 14.066/2020 e Resolução 95/2022 da Agência Nacional de Mineração, se tornaram mais rígidas, inviabilizando inclusive novos processos de licenciamento de construção ou alteamento de barragem, mesmo que sejam empregadas as melhores técnicas de controle e engenharia. No sentido ambiental, a legislação em vigor se torna ainda mais restritiva devido aos possíveis impactos ambientais causados pela necessidade de maior área para este tipo de estrutura.

A técnica de filtrar e empilhar rejeitos de mineração está cada vez mais estudada no cenário brasileiro e já é utilizada em países como Austrália e Canadá. No entanto, Crystal et al. (2018) chama a atenção para o fato de a base empírica de conhecimento sobre este tipo de estrutura se limita a pilhas com alturas menores do que 100 m. A problemática principal gira entorno do maior volume de resíduos e das menores áreas disponíveis para depositar este material, dessa forma, há necessidade de pilhas de maiores alturas. Em função disso, é importante uma análise com base no tipo de material que subsidiará a construção de uma estrutura, em muitas vezes, de grandes dimensões, no regime de chuvas local e levando em consideração a grande variabilidade intrínseca a um rejeito de mineração (características geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas) devido a mudanças no corpo a ser lavrado e no próprio processo de beneficiamento.

### **2.3. Rejeitos de Ouro**

De acordo com o Anuário Mineral Brasileiro de 2019, o ouro foi a terceira substância metálica com maior participação na produção mineral do país, conforme evidencia a Figura 2-2. Além de ser um mineral de vasta extração no cenário brasileiro, dentro do processo de beneficiamento de minério de ouro, significativas quantidades de resíduos são geradas.

Como pode ser observado no Quadro 2-1, dentre os principais minérios produzidos em escala, o ouro é o que gera maior volume de resíduos em seu processo de produção.

Isto ocorre devido ao fato de o ouro ser um mineral de baixa disponibilidade e, com isso, há uma dificuldade extrativa crescente. Deste modo, maiores volumes de resíduos são gerados em seu processo de extração e beneficiamento.

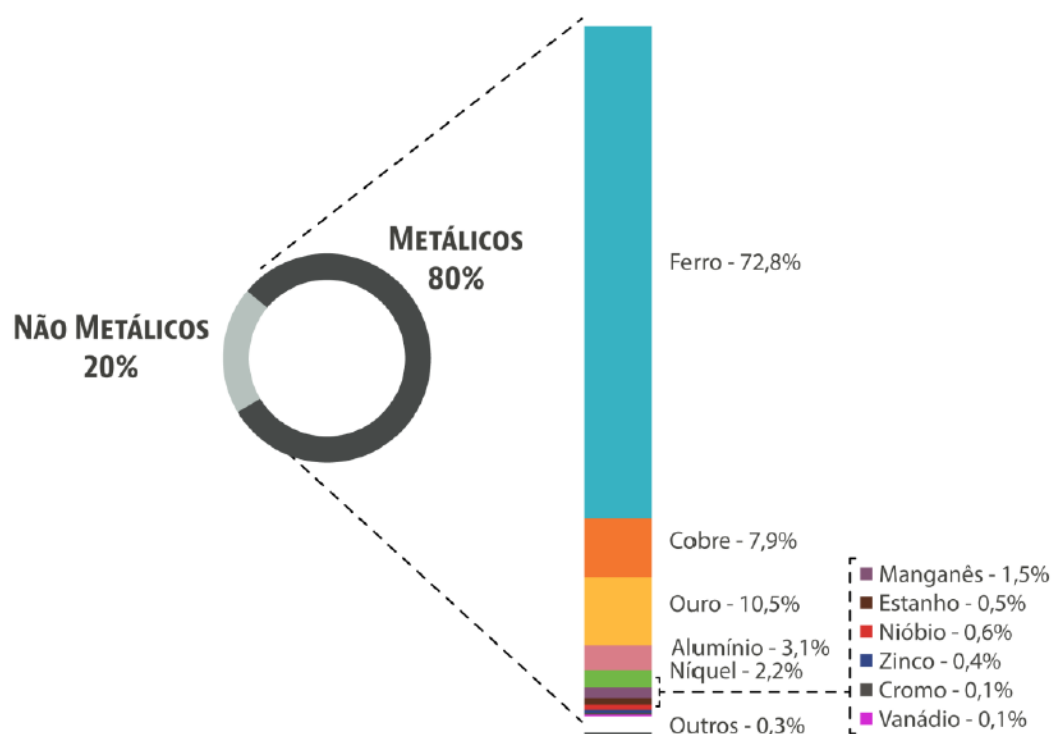


Figura 2-2 - Participação das principais substâncias metálicas no valor da produção mineral comercializada - 2019 (adaptado de Anuário Mineral Brasileiro, 2019).

Quadro 2-1 - Relação entre volume de minério extraído e volume de resíduo gerado (adaptado de Abraão, 1987).

	Minério	Resíduo
Ferro	2	1
Carvão	1	3
Fosfato	1	5
Cobre	1	30
Bauxita	1	0,3 - 2,5
Ouro	1	10000

É possível observar na Figura 2-3 um fluxograma típico de tratamento de minério e que se aplica também ao ouro. Inicialmente o minério é extraído pelo processo de lavra. Há sempre

uma proporção de rocha sem teor mineral oriunda deste processo e, para diminuir esta quantidade, o produto inicialmente extraído passa pelos processos físicos de cominuição, que é composto pelas etapas de britagem, peneiramento e moagem. Esta etapa dá origem ao estéril bem como ao rejeito. Então, são realizados processos químicos de concentração mineral, eliminando as impurezas do produto. Nesta última etapa são gerados apenas rejeitos.

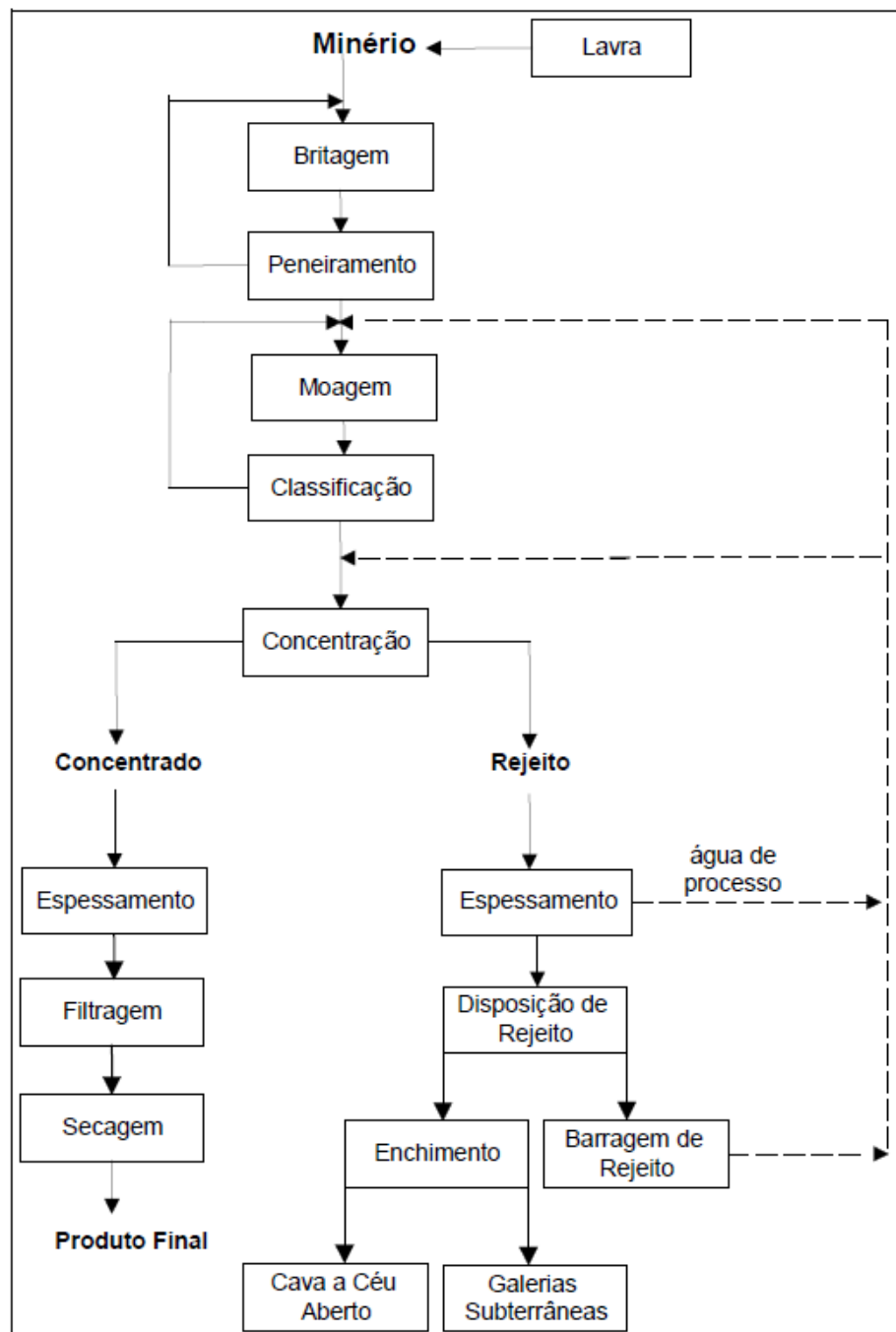


Figura 2-3 -Fluxograma típico de tratamento de minério (adaptado de Luz et al., 2010).

Percebe-se na Figura 2-3 que em um processo de beneficiamento mineral o rejeito gerado é comumente disposto em cavas e realces subterrâneos exauridos e/ou em reservatórios de estruturas de barramento como barragens ou diques.

As características geotécnicas do rejeito são bastante variáveis devido à frente de lavra e às variações do próprio processo de beneficiamento (Vick, 1990). A Figura 2-4 a seguir mostra uma ampla faixa de variação da granulometria de rejeitos de ouro

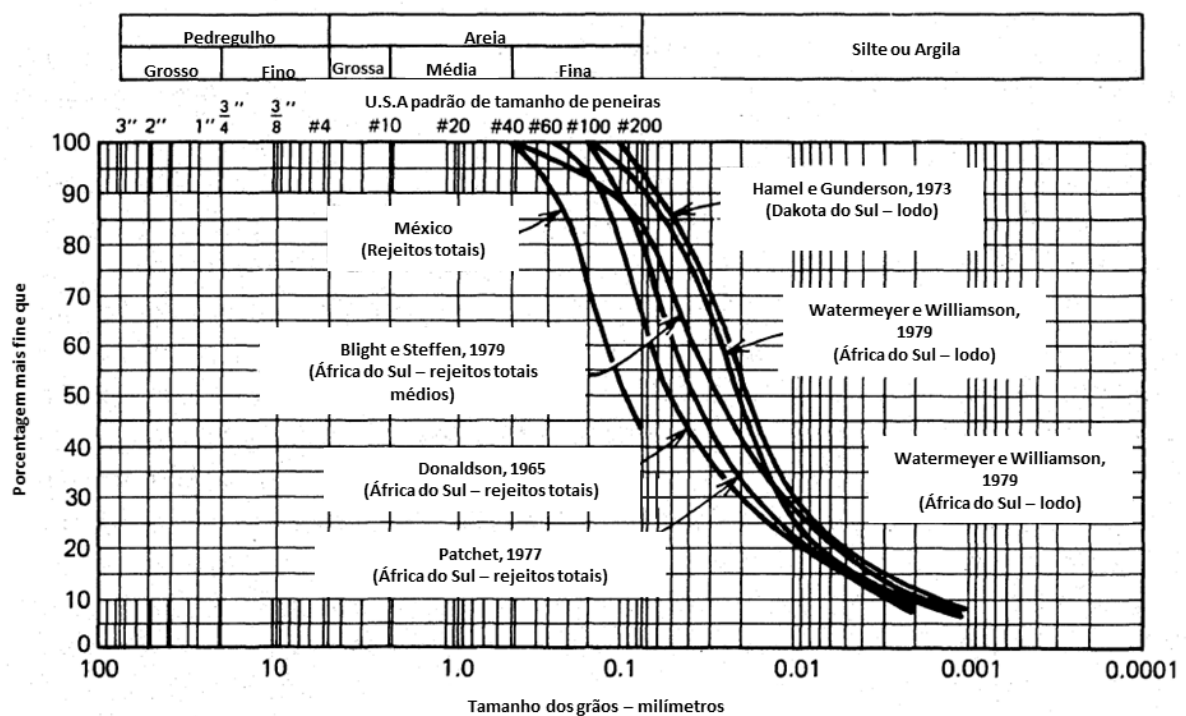


Figura 2-4 - Granulometria de rejeito de ouro (Vick, 1990).

A eficiência de extração necessária para a operação econômica está, por sua vez, relacionada ao grau de minério que está sendo processado e é compensada por custos mais altos e ineficiências de flotação para moagem em tamanhos mais finos. Minérios ricos podem, portanto, resultar em rejeitos relativamente grossos, com os minérios mais finamente disseminados, mas mais comuns, produzindo rejeitos mais finos (Vick, 1990).

Ainda de acordo com Vick (1990), os rejeitos de ouro se enquadram na categoria de rejeitos de rochas duras, contendo frações finas, em geral de baixa plasticidade ou não plásticas, e fração areia sendo usualmente esta que controla as propriedades gerais de engenharia. O Quadro 2-2 traz de forma comparativa as características do rejeito de minério de ouro e outros minerais.



Quadro 2-2 - Resumo das características físicas de rejeitos (adaptado de Vick, 1990).

Categoria	Característica Geral
<b>Rejeitos de rocha mole</b>	Contem frações de areia e argila, mas a fração argila pode predominar sobre as outras propriedades devido à presença de mineral argila
Refugo de cavão fino	
Trona insols	
Potássio	
<b>Rejeitos de rocha dura</b>	Pode conter frações de areia e argila, mas a fração argila são em geral de baixa plasticidade a não plástica. As areias usualmente controlam as propriedades gerais para objetivos de engenharia
Chumbo-zinco	
Cobre	
Ouro-prata	
Molibdênio	
Níquel (sulfureto)	Fração areia é geralmente pequena ou inexistente. O comportamento do material, particularmente as características de sedimentação-consolidação, é dominado pelas partículas tamanho silte ou argila e pode apresentar problemas de disposição
<b>Rejeitos finos</b>	
Argilas fosfáticas	
Lama vermelha de bauxita	
Rejeitos de talconita fina	
Lama de rejeitos de areias betuminosas	Contêm principalmente areias ou partículas não plásticas do tamanho de silte, exibindo comportamento de areia e características de engenharia geralmente favoráveis
<b>Rejeitos grossos</b>	
Rejeitos de areia betuminosa	
Rejeitos de urânio	
Rejeitos de geso	
Rejeitos de taconita grossa	
Areia de fosfato	

Bedin (2010) caracterizou a composição elementar mineralógica da jazida da Mineração Fazenda Brasileiro, localizada no estado da Bahia, Brasil, identificando os principais minerais presentes na rocha de origem sendo o quartzo (32,5%); a albita (24,3%); a clorita (23,0%); e os sulfetados (pirita, arsenopirita, pirrotita e calcopirita, em proporção entre 3 e 6,5%).

A massa específica dos grãos dos rejeitos, definida como a relação entre o peso e o volume dos grãos, é um índice físico diretamente relacionado à composição mineralógica do resíduo. O Quadro 2-3 correlaciona alguns valores de massa específica dos grãos a rejeitos de mineração.

Quadro 2-3 - Valores de massa específica dos grãos de rejeitos de ouro (adaptado Bedin, 2010).

Tipo de resíduo	Autores	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )
Ouro(Brasil)	Barbosa & Santos (2003)	2,9
Ouro (Brasil)	Costa Filho, L.M; Santos, A.C.B. & Palma, A. (2002).	2,89-2,93
Ouro	Soderberg and Busch (1977) & Hamel and Gunderson (1973)	2,6-2,7
Ouro Norte Queensland	McPhail; Noble; Papageorgiou and Wilkinson (2004)	3.4 – 3.6

Dentre as propriedades geotécnicas de resíduos de mineração, a condutividade hidráulica é a mais difícil de generalizar. Os valores encontram-se na grande faixa que varia de  $1 \times 10^{-9}$  a  $1 \times 10^{-4}$  (m/s) (Bedin, 2010). Segundo Vick (1990), esta grande variação da condutividade hidráulica é devido à natureza de formação de camadas dos depósitos de rejeitos e suas faixas de valores típicos podem ser consultadas no Quadro 2-4.

Quadro 2-4 - Valores típicos de condutividade hidráulica de rejeitos (adaptado de Vick, 1990).

Tipo de Rejeito	Condutividade Hidráulica Média (m/s)
Rejeito arenoso grosso limpo ou ciclonado, com menos de 15% de finos	$10^{-4} - 10^{-5}$
Rejeito arenoso lançado próximo à praia com até 30% de finos	$10^{-5} - 5 \times 10^{-6}$
Rejeito fino de baixa plasticidade ou não-plástico	$10^{-7} - 5 \times 10^{-9}$
Rejeito fino de plasticidade alta	$10^{-6} - 10^{-10}$

## 2.4. Índices Físicos

É amplamente difundida a ideia da constituição básica do solo por três fases: sólida, líquida e gasosa. Assim, para um determinado volume de solo de ocorrência natural há partículas sólidas e espaços vazios entre elas, espaços estes que podem ser preenchidos com ar e/ou água. Portanto, há certas grandezas que descrevem o solo e seu estado físico e que são de grande importância para o dimensionamento de projetos geotécnicos. A Figura 2-5 e o Quadro 2-5 a seguir evidenciam as fases do solo e definem seus índices físicos, respectivamente.

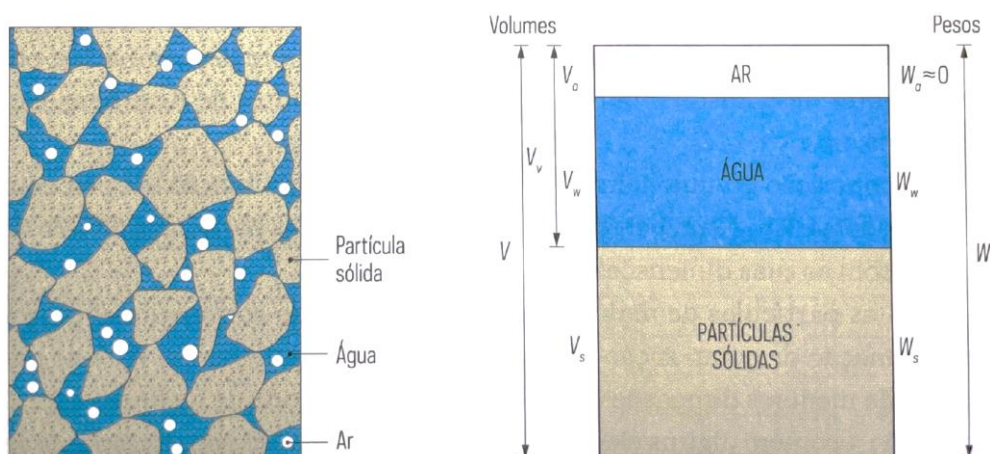


Figura 2-5 - Fases do solo (Matos Fernandes, 2017).

Quadro 2-5 - Definição das grandezas básicas descritivas do estado físico dos solos (adaptado de Matos Fernandes, 2017).

Grandeza	Símbolo	Definição	Unidades	Observações
Índice de Vazios	e	$\frac{V_v}{V_s}$	-	-
Porosidade	n	$\frac{V_v}{V}$	-	Exprime-se em %.
Grau de Saturação	$S_r$	$\frac{V_w}{V_v}$	-	Exprime-se em %.
Umidade	w	$\frac{W_w}{W_s}$	-	Exprime-se em %.
Peso específico	$\gamma$	$\frac{W_s + W_w}{V}$	kN/m <sup>3</sup>	Quando $S_r = 100\%$ , designa-se em regra por peso específico saturado, com o símbolo $\gamma_{sat}$ .
Peso específico seco	$\gamma_d$	$\frac{W_s}{V}$	kN/m <sup>3</sup>	-
Peso específico submerso <sup>1</sup>	$\gamma'$	$\gamma - \gamma_w$	kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_w$ é o peso específico da água.
Peso específico das partículas sólidas	$\gamma_s$	$\frac{W_s}{V_s}$	kN/m <sup>3</sup>	Em geral está no intervalo 25,5-27,5.
Densidade das partículas sólidas	$G_s$	$\frac{\gamma_s}{\gamma_w}$	-	Em geral está no intervalo 2,6-2,8.

1 - Para compreender a definição de  $\gamma'$ , note-se que 1 m<sup>3</sup> de solo submerso recebe uma impulsão igual a  $\gamma_w$ ; o peso específico submerso é a resultante da ação da força gravitacional e da impulsão sobre 1 m<sup>3</sup> de solo.

Para se determinar a umidade de um material em laboratório é mais comum a utilização do método da secagem em estufa, onde o material úmido é levado a uma estufa para secagem em temperaturas da ordem de 110 °C. Proceda-se primeiramente com a pesagem do material úmido

e então a amostra é colocada na estufa até que se mantenha a constância de peso. Após este processo, determina-se o peso do material seco e calcula-se sua diferença com relação ao peso úmido. A razão entre o peso seco e o peso úmido representa o teor de umidade do solo.

Segundo Massad (2016), as principais fontes de erro para o ensaio de determinação da densidade das partículas sólidas são:

- Remoção incompleta do ar preso às partículas de solo;
- Pesagem do picnômetro úmido por fora e por dentro (acima da marca no gargalo);
- Erros de pesagem: a mesma balança deve ser usada na calibração e no ensaio propriamente dito;
- Ajustagem errônea do menisco. Uma gota d'água tem um volume aproximado de 0,04 cm<sup>3</sup>;
- Temperatura não uniforme em profundidade;
- Perda de solo durante o ensaio;
- Secagem incompleta do solo após o ensaio, ou absorção de umidade, durante o resfriamento ou na própria estufa.

Quanto à granulometria de um material, esta pode ser caracterizada por ensaios de peneiramento, para a fração de maior diâmetro do solo, e de sedimentação, para a fração mais fina do solo. O peneiramento pode ser realizado de forma manual ou mecânica e, ao final deste processo, o material retido em uma determinada peneira representa a fração do solo que possui diâmetro superior à sua abertura. Assim, o material retido em cada peneira é pesado de modo a se obter a porcentagem do material em relação ao peso total do material. O

Quadro 2-6 a seguir mostra a abertura de peneiras padronizadas de acordo com a ASTM, sendo a peneira de maior abertura a 3” e a de menor abertura a peneira n 200.

Quadro 2-6 - Abertura de peneiras da série ASTM (adaptado de Matos Fernandes, 2017).

Peneira	Abertura (mm)
3"	75
2"	50
1,5"	37,5
1"	25
3/4"	19
3/8"	9,5
nº4	4,75
nº10	2
nº20	0,85
nº40	0,425
nº60	0,25
nº80	0,18
nº140	0,106
nº200	0,075

O ensaio de sedimentação é aplicável à porção fina do solo, correspondente às partículas passantes na peneira nº 200. Este ensaio consiste na mistura do material passante na peneira nº 200 com água destilada e observação do processo de sedimentação por meio da medição da densidade e temperatura do líquido em determinados intervalos de tempo. Então, a diferença de densidades indicará qual a quantidade de partículas sedimentada em um certo tempo, sendo a velocidade de sedimentação calculada pela lei de Stokes, dada pela fórmula a seguir:

$$v_s = \frac{g}{18} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\eta} D^2 \quad (2-1)$$

Sendo:

$v_s$  a velocidade de sedimentação da partícula;

$g$  a aceleração gravitacional;

$\eta$  a viscosidade do líquido;

$D$  o diâmetro da partícula esférica.

É importante destacar que para a realização deste ensaio é essencial que as partículas estejam separadas umas das outras, sem formar “flocos”, ou grumos, uma vez que a velocidade de sedimentação é proporcional ao quadrado do diâmetro da partícula, como pode ser observado na equação anterior. Outra consideração a ser feita é que a lei de Stokes se aplica a partículas esféricas. No entanto, geralmente as partículas finas têm geometrias diferentes de uma esfera, o que leva à determinação de um diâmetro equivalente de uma esfera do mesmo material, e não ao diâmetro propriamente dito da partícula sedimentada.

Outro índice físico bastante relevante para dimensionamento de projetos geotécnicos é o índice de vazios, que nada mais é que a razão entre o volume de vazios e o volume de sólidos da amostra. Tendo em vista a grande variabilidade deste índice, é comum determinar os valores extremos da faixa onde ele poderá se encontrar. Assim, os ensaios para sua determinação são o índice de vazios máximo ( $e_{\text{máx}}$ ) e o índice de vazios mínimo ( $e_{\text{mín}}$ ). Para a determinação do  $e_{\text{mín}}$  é usual aplicar a metodologia de ensaio que consiste em colocar camadas do material e aplicar um determinado número de pancadas de um martelo de borracha ao molde, de modo que o solo assente expulsando o ar. Já para a determinação do  $e_{\text{máx}}$ , há técnicas como a de pluviação, onde é empregado um funil de modo a tornar a altura de queda das partículas tão pequena quanto possível for num molde. Também há a técnica de *moist tamping*, ou compactação úmida em tradução livre. Segundo Jefferies & Been (2015), a técnica *moist tamping* usa um teor de umidade de cerca de 5%, resultando em forças capilares entre as partículas, induzindo uma tensão efetiva que também auxilia em sustentar a amostra. A amostra é preparada em seis (ou mais) camadas iguais de igual densidade. O primeiro passo na preparação da amostra é calcular o índice de vazios alvo do teste  $e$ , em seguida, trabalhar de volta para o índice de vazios da preparação alvo com base nas estimativas de alterações de volume durante a saturação e consolidação. A partir do índice de vazios alvo e do tamanho do molde da amostra, a densidade seca e o peso seco da areia para a amostra são calculados. A equação mais útil necessária aqui é a relação entre o índice de vazios e a densidade seca:

$$1 + e = G_s \frac{\gamma_w}{\gamma_d} \quad (2-2)$$

Caso  $\gamma_d$  for expresso em unidades da densidade da água ( $1.000 \text{ kg/m}^3$ ), a equação fica:

$$e = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1 \text{ e } \gamma_d = \frac{G_s}{(1+e)} \quad (2-3)$$

Uma vez o peso específico seco calculado, a preparação da amostra deverá seguir os seguintes passos:

- Pesar previamente seis porções iguais de material seco em estufa;
- Misturar o material com água destilada para obter um teor de umidade de cerca de 5%;
- Compactar ligeiramente a primeira camada no molde revestido de membrana. É necessária uma técnica para garantir que a camada não seja compactada demais; deve acabar sendo exatamente um sexto da altura da amostra. Um calço com batente ajustável é mostrado na Figura 2-6. Antes de compactar, o batente é ajustado para que a base do compactador pare exatamente no topo da camada;
- Escarificar a parte superior da camada compactada suavemente para evitar uma superfície plana lisa entre as camadas;
- Repita o processo de deposição e compactação até que todas as seis camadas estejam formadas.

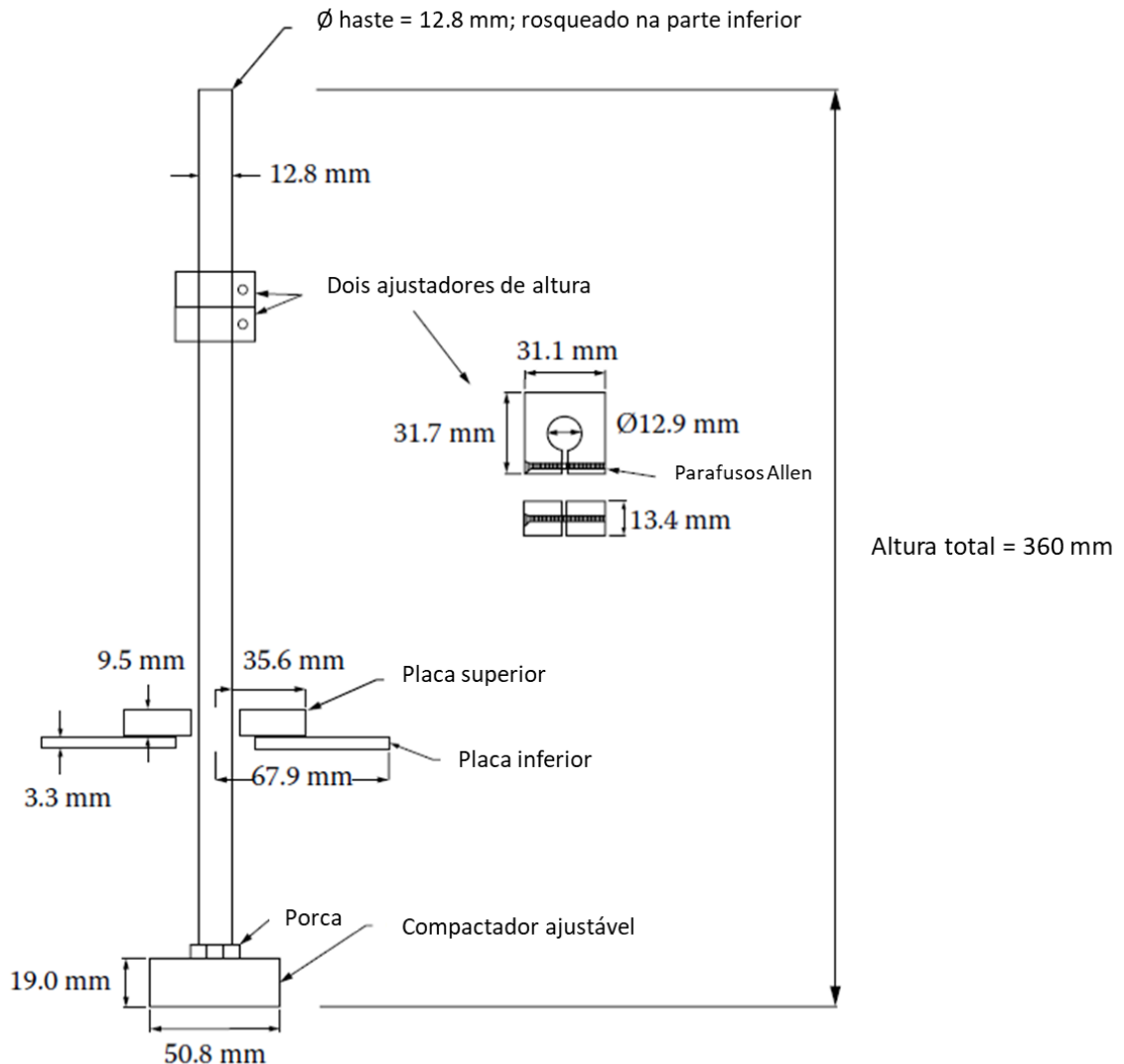


Figura 2-6 - Martelo compactador para controlar a altura de elevação durante a compactação da amostra (adaptado de Jefferies & Been, 2015).

## 2.5. Ensaio Triaxial

O ensaio triaxial é um ensaio de laboratório amplamente utilizado na caracterização da resistência ao cisalhamento de um material. O seu funcionamento consiste, no seu formato convencional, na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo ou rocha (Souza Pinto, 2011). A Figura 2-7 a seguir ilustra uma câmara triaxial.



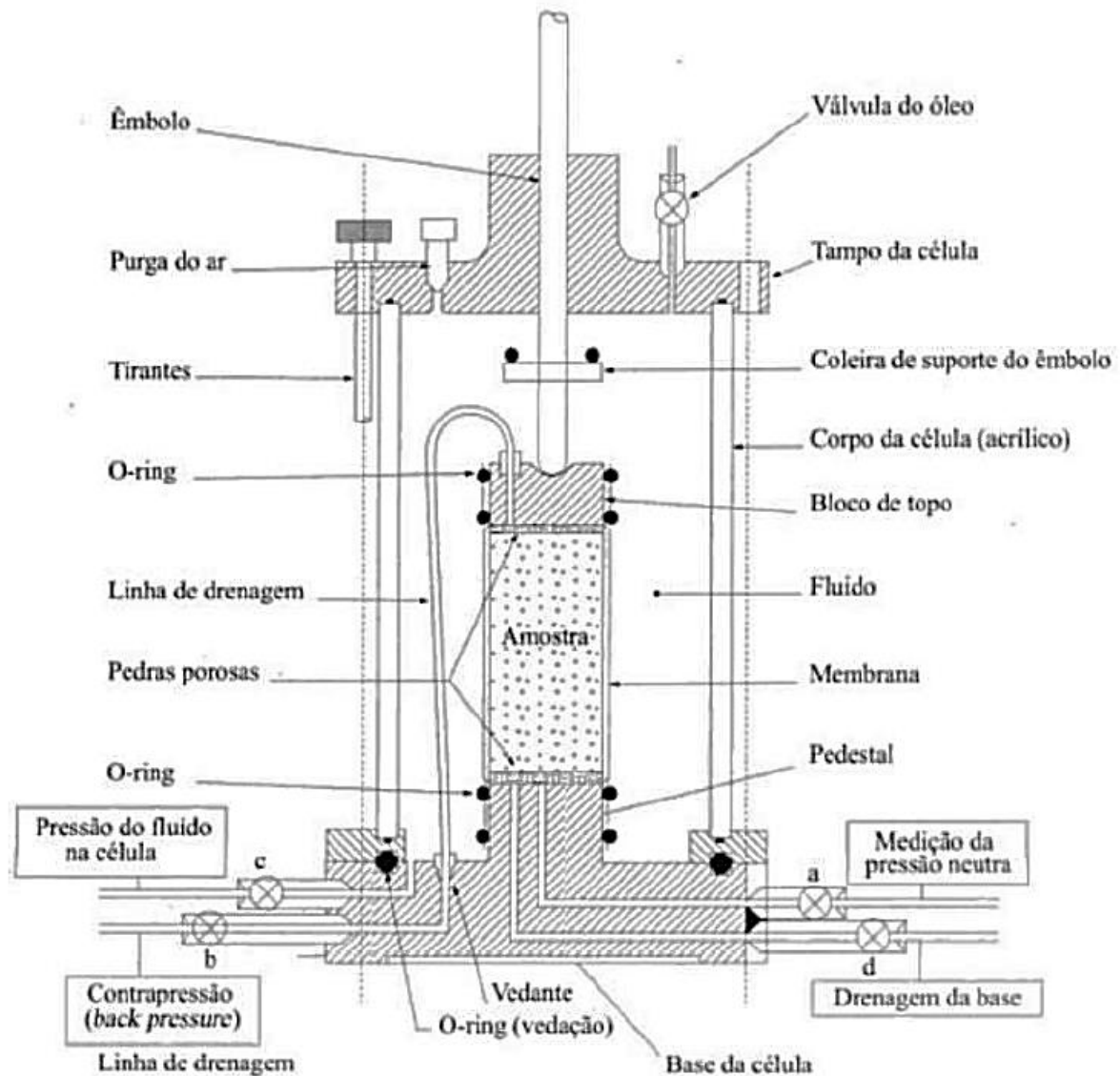


Figura 2-7 - Esquema de uma câmara triaxial (Matos Fernandes, 2017).

O ensaio funciona basicamente com uma amostra cilíndrica colocada dentro de uma câmara e envolta numa membrana impermeável, com a aplicação de dois níveis de pressão diferentes, sendo elas a pressão confinante e a contrapressão. A pressão confinante é aplicada de forma externa à amostra, de forma a simular um confinamento. A saturação do corpo de prova pode ser realizada aplicando um valor de pressão na água dos poros através de um compressor (contrapressão).

Para tal, se enche a câmara com um fluido, comumente água ou óleo, ao qual se aplica uma pressão, chamada de pressão confinante. A pressão confinante atua em todas as direções, inclusive na direção vertical, deixando assim o corpo de prova sob um estado hidrostático de tensões, conforme Figura 2-8.

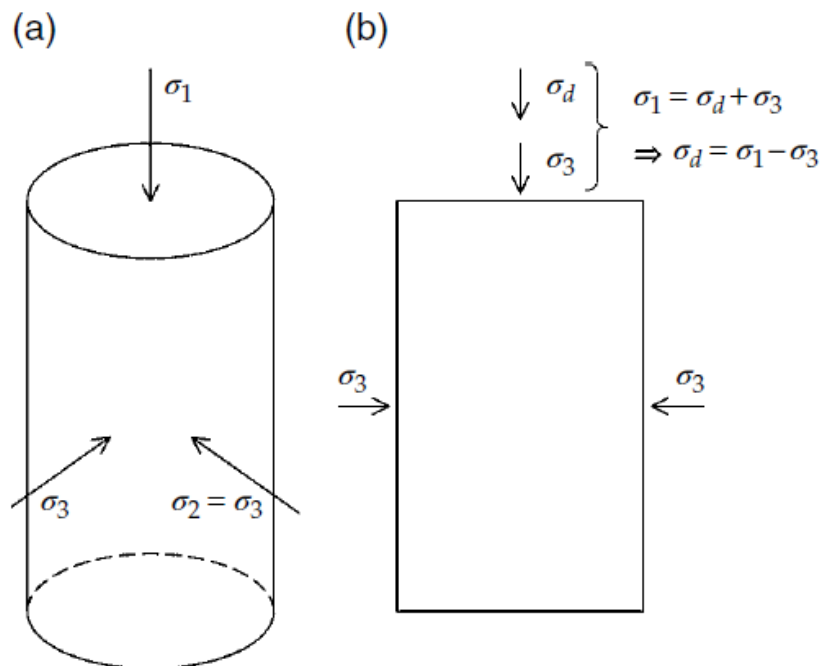


Figura 2-8 - (a) Corpo de prova cilíndrico de um ensaio triaxial e (b) tensões aplicadas a uma amostra triaxial (adaptado de Lade, 2016).

O êmbolo é ligado a uma prensa e transfere a força axial para a amostra que, por sua vez, é medida a partir de célula de carga conectada ao êmbolo. A poropressão pode ser medida a partir de um transdutor de pressão posicionado em uma das saídas da câmara.

As deformações da amostra são medidas durante o carregamento triaxial. A forma convencional de proceder consiste em: i) medir as deformações axiais do corpo de prova por meio de um defletômetro ligado ao êmbolo; ii) no caso das amostras secas, medir as variações volumétricas por meio da água que entra na (ou sai da) câmara através da ligação c (havendo neste caso necessidade de ter em conta que o volume da própria câmara depende da pressão do fluido no seu interior); iii) nas amostras saturadas e no caso dos ensaios em que a ligação d permanece aberta (ensaios drenados), controlando o volume de água que passa através da mesma ligação. Para a medição das deformações axiais, em alternativa ao processo convencional, pode recorrer-se a transdutores aplicados (por colagem) na superfície lateral da membrana que envolve a amostra. Este método, mais rigoroso, permite registrar deformações da ordem de  $10^{-4}$  m/s, o que se reveste de muita utilidade para a caracterização mais aproximada da deformabilidade do solo em muitas situações. O diâmetro das amostras, nas câmaras triaxiais mais correntes, pode variar entre cerca de 38 mm (1,5 polegadas) e 100 mm. Da explicação apresentada, pode concluir-se que os ensaios triaxiais foram concebidos de forma a permitirem um controle completo dos estados de tensão total e efetiva, da pressão neutra e do estado de deformação das amostras (Matos Fernandes, 2017).

O ensaio triaxial pode ser dividido em três etapas principais: saturação, consolidação e corte. A primeira consiste na saturação da amostra, realizada através da percolação, da aplicação de um incremento de tensões e/ou da técnica de utilização de CO<sub>2</sub>. Na segunda etapa é estabelecida a condição inicial do solo em termos de tensões efetivas e histórico de tensões (incluindo sobreconsolidação, se aplicável). Assim, são aplicadas tensões correspondentes àquelas que atuam sobre o elemento solo no campo devido ao peso dos estratos de solo sobrejacentes e outros materiais ou estruturas existentes quando se buscam as propriedades mecânicas (tensão-deformação, resistência etc.). É permitido tempo suficiente para que a consolidação completa ocorra sob as tensões aplicadas. A condição no elemento de campo já foi estabelecida na amostra triaxial. Na última etapa do teste triaxial, uma tensão adicional é aplicada para atingir o pico de falha. A tensão adicional aplicada ao corpo de prova deve corresponder o mais próximo possível da mudança na tensão no elemento de campo devido a alguma nova mudança na situação geral de carregamento de campo. Essa mudança pode consistir em um aumento ou diminuição de tensão vertical (por exemplo, devido à adição de uma estrutura ou escavação de estratos de solo sobrejacentes) ou de um aumento ou diminuição de tensão horizontal (por exemplo, devido às mesmas construções que causam as mudanças de tensão vertical). Qualquer combinação de mudanças de tensão vertical e horizontal pode ser simulado no ensaio triaxial. Normalmente, é desejável saber quanta mudança de carga o solo pode suportar sem falhar e quanta deformação ocorrerá em condições normais de trabalho. O ensaio é, portanto, geralmente continuado para encontrar a resistência do solo sob as condições de carregamento apropriadas. Os resultados são usados com um fator de segurança apropriado para que as tensões normais de trabalho estejam sempre um pouco abaixo do pico de resistência. As relações tensão-deformação obtidas a partir dos ensaios triaxiais fornecem a base para a determinação das deformações em campo. Isso pode ser feito de maneira simplificada por soluções de forma fechada ou pode ser feito empregando os resultados dos ensaios triaxiais para calibração de um modelo constitutivo usado com um método numérico em programas computacionais de elementos finitos ou diferenças finitas. As condições de drenagem em campo devem ser duplicadas o melhor possível nos ensaios de laboratório. Isso pode ser feito por meio de instalações de drenagem ou impedimento apropriadas. Na maioria dos casos, as condições de drenagem do campo podem ser aproximadas por um dos três tipos de ensaios a seguir:

- Ensaio consolidado drenado, chamado de ensaio CD, ou apenas ensaio drenado;
- Ensaio consolidado não drenado ou ensaio CU;
- Ensaio não consolidado não drenado ou ensaio UU (adaptado de Lade, 2016).

Considera-se que a ruptura é atingida quando a tensão de desvio (diferença entre a tensão axial e a radial,  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ), que normalmente é apresentada em função da deformação axial durante o carregamento no mesmo eixo, atinge o seu valor máximo, permitindo assim o traçado do círculo de Mohr correspondente a esse ensaio. A realização de outros ensaios, para diferentes

pressões confinantes, permite a determinação de uma envoltória de ruptura, conforme o critério de Mohr-Coulomb, através do traçado dos outros círculos de Mohr, conforme ilustra a Figura 2-9 (adaptado de Marques, 2016).

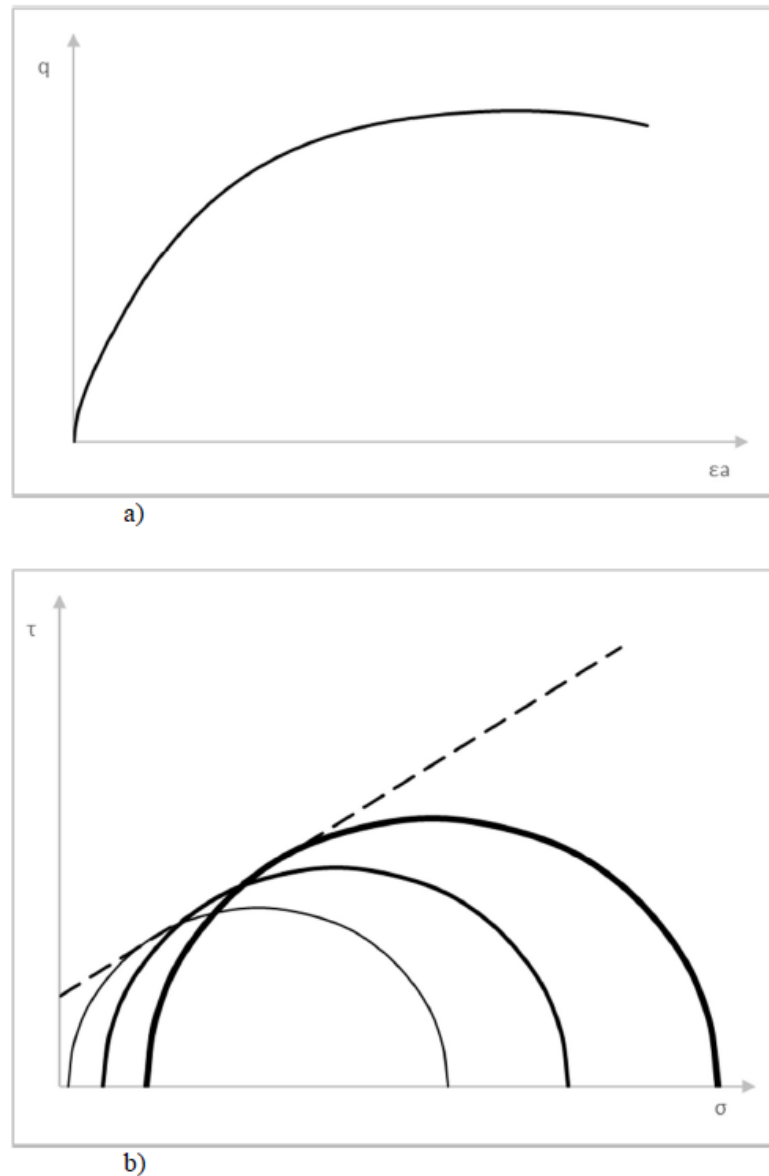


Figura 2-9 - Representação genérica do comportamento tensão de desvio - deformação axial de um ensaio triaxial e b) Círculos de Mohr e envoltória de Mohr-Coulomb obtida de resultados de compressão triaxial (Marques, 2016).

Os ensaios triaxiais podem ser de dois tipos:

- Compressão: quando a tensão axial apresenta valor maior do que as outras duas tensões principais ( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$ );
- Extensão: quando a tensão axial apresenta valor menor do que as outras duas tensões principais ( $\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3 > 0$ ).

## 2.6. Bender Elements

Pierre e Jacques Curie foram os primeiros a publicar em 1880 a demonstração experimental da relação entre fenômenos piezoelétricos macroscópicos e a estrutura cristalográfica. Esta propriedade, conhecida como piezoeletricidade, refere-se à capacidade de converter energia elétrica em energia mecânica, ou vice-versa, e pode ser encontrada na natureza em alguns cristais, como turmalina, quartzo ou topázio, entre outros (Ferreira, 2008).

Os *bender elements* (BE) consistem em pequenos transdutores piezocerâmicos duplos capazes de propagar ondas cisalhantes através de amostra de solo, permitindo a avaliação de sua rigidez a pequenas deformações com o fornecimento de  $G_0$ . É um método de ensaio não destrutivo, onde os *benders elements* são instalados no topo e na base de apoio do corpo de prova na câmara triaxial, sendo eles projetados cerca de 4 mm no interior da amostra. O transdutor piezocerâmico, constituído por duas placas piezocerâmicas reforçadas por uma placa metálica central, é envolvido por uma resina epóxi rígida, de modo a garantir o isolamento elétrico e protegê-lo do contato direto com a água e com o material a ser ensaiado.

A conexão elétrica das placas é feita em relação às direções de polarização das duas placas, para garantir o movimento de flexão adequado: placas polarizadas em direções opostas são conectadas em série, enquanto placas polarizadas na mesma direção são conectadas em paralelo. O desempenho dos transdutores também está relacionado à sua capacidade de transmitir ou detectar ondas de cisalhamento: uma conexão em série é preferível para o elemento receptor, pois para um mesmo movimento se obtém um sinal de saída maior, duas vezes a energia de uma conexão paralela; inversamente, uma conexão paralela é mais adequada para o elemento transmissor, pois o movimento de distorção do transdutor é maior para um dado sinal de entrada, alcançando o dobro da eficiência do BE conectado em série se usado como transmissor (Dyvik e Madshus, 1985; Brignoli et. ai., 1996 citado em Ferreira, 2008). A Figura 2-10 mostra um BE em repouso e sob tensão, bem como seus movimentos frente a um sinal do transdutor emissor e o modelo concebido por Dyvik e Madshus.

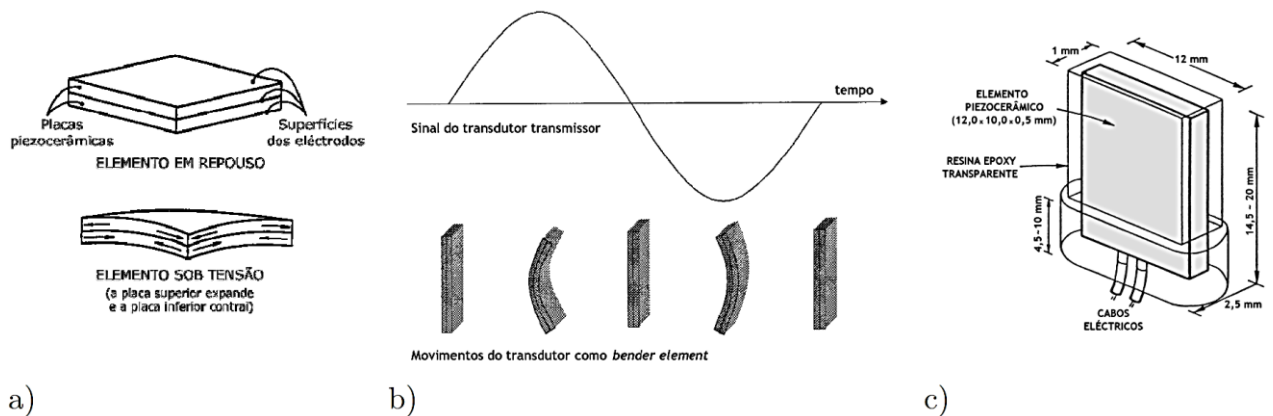


Figura 2-10 - a) *Bender element*; b) diagrama de movimento; c) modelo de Dyvik e Madshus (1985) (adaptado de Ferreira, 2008).

Segundo Festugato (2011), trata-se de um método simples utilizado para a obtenção do módulo cisalhante elástico de um solo a deformações muito pequenas, uma vez que a máxima deformação cisalhante produzida em um ensaio com *bender elements* foi estimada por Dyvik e Madshus (1985) como menor que  $10^{-5}$ . Desta forma, o módulo cisalhante estimado é  $G_0$ , referente a deformações muito pequenas. O transdutor instalado parte superior da amostra é o transmissor que, quando excitado através da aplicação de uma voltagem, causa uma vibração normal à face do topo, enviando uma onda através da amostra. A chegada da onda na base da amostra é captada por outro transdutor, que funciona como o receptor. A onda cisalhante, ao atravessar a amostra, gera uma movimentação mecânica no receptor e assim produz uma pequena voltagem que é captada e exibida com a ajuda de um osciloscópio digital, em conjunto com o sinal transmitido. O tempo entre a transmissão e a recepção da onda é o tempo de deslocamento da onda e que permite o cálculo da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) que, por sua vez, permite o cálculo do módulo cisalhante elástico utilizando a seguinte equação:

$$G_0 = \rho V_s^2 = \rho \left( \frac{L^2}{t^2} \right) \quad (2-4)$$

Onde  $\rho$  é a massa específica do solo, ( $L$ ) é a distância entre as extremidades dos transdutores e  $t$  é o tempo de viagem da onda.

A determinação do tempo desta propagação é certamente a etapa mais importante de todo o processo, devendo-se atentar para possíveis interferências na leitura das ondas, como os efeitos de vizinhança e/ou excesso de ruído no sinal de resposta. De modo a auxiliar na avaliação da onda de resposta, é proposto o parâmetro  $R_d$ , que nada mais é do que a razão entre a distância percorrida pela onda “d” e seu comprimento  $\lambda$ . De acordo com os experimentos realizados por Jovičić et al. (1996) e citado em Ferreira (2008), para valores de  $N$  inferiores a 2 os efeitos de

vizinhança são evidenciados. Assim, para diminuir estes efeitos e devido às dimensões específicas de um corpo de prova em um ensaio, são emitidas frequências mais altas.

Outro ponto de influência nos ensaios com *bender elements* são as condições de contorno. De acordo com Ferreira (2008), na maioria dos ensaios com BE, os limites laterais são fornecidos por uma interface metálica (oedômetros) ou por uma membrana, separando os solos de um fluido confinante. Em geral, quanto maior a impedância do meio confinante em relação ao solo, maior a proporção de energia refletida de volta para a amostra. Isto significa que os testes oedométricos com contornos metálicos estarão muito próximos do caso perfeitamente refletor. A mesma condição se aplica para um solo seco e para condições triaxiais. O caso de um solo saturado e de condições triaxiais é menos nítido e provavelmente intermediário entre as condições de absorção perfeita e reflexão perfeita.

### 2.6.1. Ondas Sísmicas

Segundo Stokoe e Santamarina, 2000, uma onda é uma perturbação que se propaga através de um meio, variando tanto no tempo quanto no espaço. Portanto, uma onda tem uma escala temporal e espacial característica, sendo estes o período  $T$  e o comprimento de onda  $\lambda$ . Ambas as escalas estão relacionadas para um determinado meio através da velocidade de fase  $V$ , definida a seguir:

$$V = \frac{\lambda}{T} \quad (2-5)$$

O comprimento de onda  $\lambda$  afeta a resolução espacial que pode ser alcançada: se o comprimento de onda for muito maior que o tamanho de uma anomalia, a anomalia não será detectada. Em um meio em camadas, com espessura de camada "a", a velocidade de propagação da onda através das camadas torna-se dependente do comprimento de onda; à medida que o comprimento de onda diminui, a atenuação aumenta até que o comprimento de onda atinja  $\lambda=2a$ . Portanto, um meio em camadas atua como um filtro passa-baixa (Stokoe e Santamarina, 2000).

Tendo em vista a complexidade que é a propagação de um distúrbio sísmico em um meio heterogêneo, faz-se necessário adotar considerações simplificadas, sendo a principal delas a que considera que as ondas sísmicas têm deslocamento elástico no meio. Uma outra consideração simplificadora relevante é a consideração de um meio composto por sucessões de camadas homogêneas, escolhendo-se determinada espessura, densidade e propriedades elásticas para cada uma delas.

O corpo das ondas sísmicas é formado por uma amplitude que decresce com o inverso da distância da fonte geradora. Pode-se definir como frente de ondas a superfície onde todos os pontos se encontram no mesmo estado de vibração e designa-se com raio sísmico a direção perpendicular a esta superfície.

As ondas sísmicas podem ser divididas em:

- ondas longitudinais, ou de compressão – ondas P;
- ondas transversais – ondas S;
- ondas Love;
- ondas Rayleigh.

As ondas longitudinais são ondas de dilatação que se propagam no sentido do eixo x, considerando-se um sistema de eixos cartesianos, sendo o meio constantemente comprimido e distendido neste eixo. Por serem as primeiras ondas a serem registradas quando da ocorrência de um evento sísmico, as ondas longitudinais são também denominadas ondas primárias, ou ondas P. Este tipo de onda se propaga tanto em meios sólidos quanto em meios fluidos, uma vez que ambos são meios compressíveis. A Figura 2-11 a seguir ilustra o sentido de propagação das ondas P.

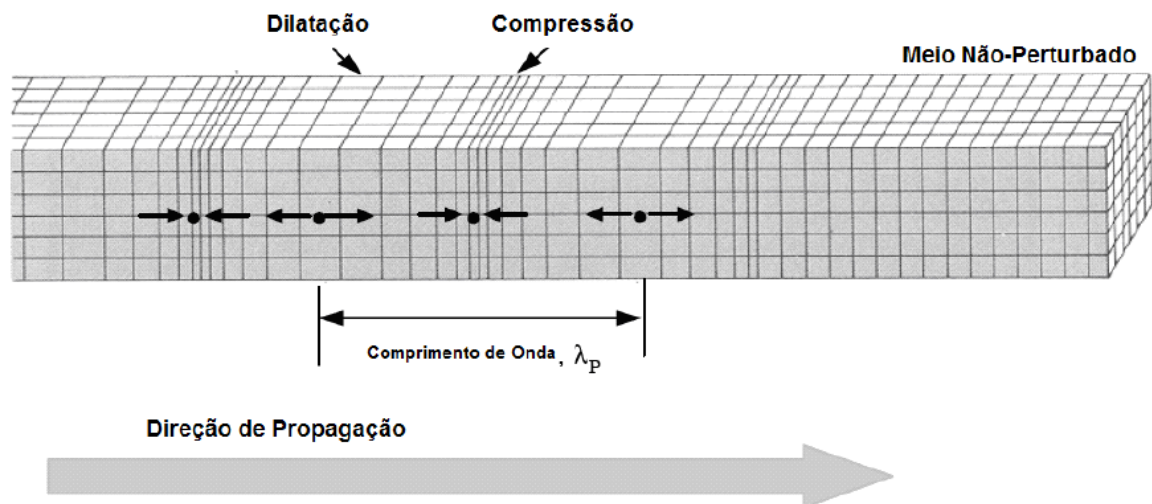


Figura 2-11 - Propagação das ondas P (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).

As ondas transversais, ao contrário das ondas P, tem movimento perpendicular ao seu sentido de propagação, sendo consideradas ondas de corte. A Figura 2-12 evidencia o que foi dito. Neste tipo de onda, a rigidez do meio é a variável que controla sua velocidade. Considerando que a rigidez de meios fluidos é nula, conclui-se que nestes meios não há propagação de ondas transversais. Por serem mais lentas que as ondas P e, portanto, serem registradas depois, as ondas transversais são também denominadas ondas S.



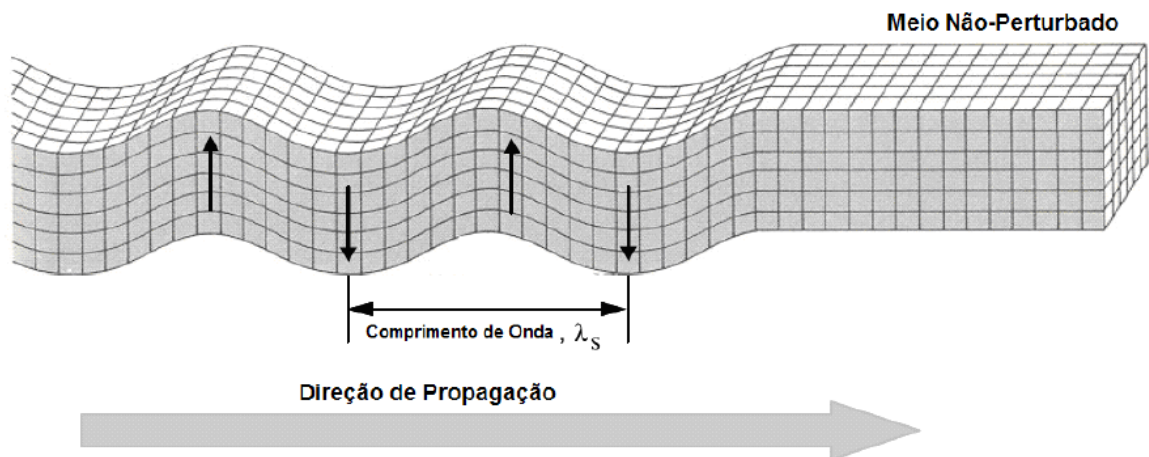


Figura 2-12 - Propagação das ondas S (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).

As ondas Love são ondas de superfície polarizada horizontalmente, correspondendo a superposições de ondas S e que se propagam nas camadas superficiais da crosta terrestre, conforme pode ser observado na Figura 2-13.

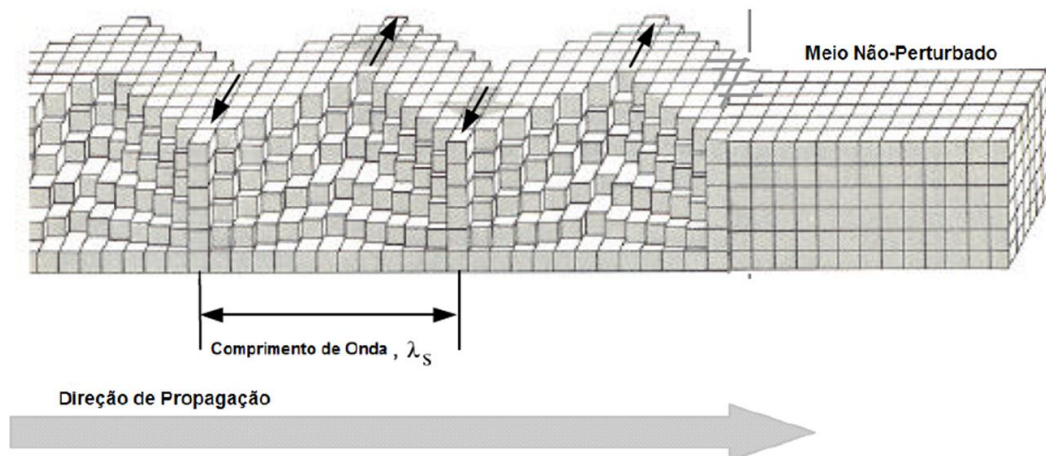


Figura 2-13 - Propagação das ondas Love (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).

As ondas Rayleigh também são polarizadas e sua vibração se dá no plano vertical, sendo o movimento resultante das partículas considerado uma sobreposição das ondas P e das ondas S no sentido vertical. Portanto, cada partícula descreve um movimento elíptico retrógrado. Este tipo de onda não só perturba a superfície livre do meio, mas também as partículas em maior profundidade. A Figura 2-14 a seguir ilustra o movimento descrito para este tipo de onda.

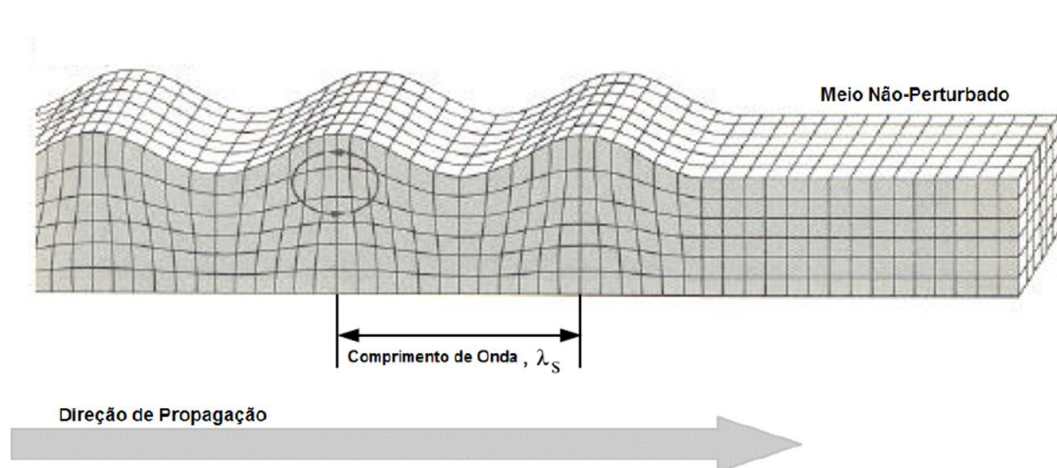


Figura 2-14 - Propagação das ondas Rayleigh (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).

Considerando que as ondas de tensão não são dispersivas em um meio elástico uniforme, sendo também assim consideradas em solos homogêneos de baixa perda em pequenas deformações e baixas frequências, a velocidade de propagação independe da frequência. No entanto, se forem consideradas as estratigrafias e heterogeneidade de um solo, é constatada uma dependência da velocidade com a frequência.

As velocidades no campo longínquo das ondas de tensão elástica são dependentes da rigidez e da massa específica do material sendo detalhas as velocidades das ondas P ( $V_P$ ) e S ( $V_S$ ) a seguir:

$$V_P = \sqrt{\frac{M}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2-6)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2-7)$$

Onde:

- $\rho$  é a massa específica;
- $M$  é o módulo confinado;
- $E$  é o módulo de deformabilidade ou de Young;
- $\nu$  é o coeficiente de Poisson e;
- $G$  é o módulo cisalhante.

Destaca-se que o módulo cisalhante é um parâmetro de grande relevância no desenvolvimento de projetos geotécnicos que varia com a posição e com a carga aplicada no solo.

Portanto, conhecida a velocidade da onda S e a massa específica, é possível calcular o módulo cisalhante. Além disto, conhecidas as velocidades das ondas P e S é possível calcular também o coeficiente de Poisson a partir da seguinte expressão:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2} \quad (2-8)$$

## 2.7. Determinação do Módulo Cisalhante G

O módulo cisalhante, ou distorcional, G pode ser obtido por meio de ensaios de campo e de laboratório. Seja o ensaio *in situ* ou o ensaio em laboratório, o objetivo principal é a obtenção do tempo de propagação de ondas sísmicas através do solo. Uma vez conhecidas a distância e o tempo de propagação da onda, é possível calcular o módulo cisalhante, conforme evidenciado no item 2.6.

A diferença da determinação do módulo cisalhante por ensaios *in situ* e por ensaios de laboratório está no volume de solo a ser ensaiado e na gama de deformações. Enquanto os ensaios de campo permitem a caracterização para grande volume de material, os ensaios de laboratório apresentam um volume de solo limitado. Por outro lado, os ensaios de laboratório, por sua vez, permitem ensaiar o material a maiores faixas de deformações se comparados com os ensaios de campo.

A seguir, o Quadro 2-7 e o Quadro 2-8 mostram, respectivamente, os ensaios de campo e de laboratório mais utilizados na determinação do módulo cisalhante, G.

Quadro 2-7 - Ensaios *in situ* para avaliação do módulo cisalhante (Barros (1997), adaptado de Ferreira, 2003).

Ensaio de campo	Princípio da técnica	Distorção associada
<i>Cross-Hole, CH</i>	Determinação da velocidade de propagação da onda cisalhante, $V_S$	$\approx 10^{-6}$
<i>Down-Hole, DH</i>		
<i>Up-Hole, UH</i>		
<i>Piezocone Sísmico, SCPT(U)</i>		
<i>Refração Sísmica</i>		
<i>Vibração em Regime Estacionário</i>	Determinação da velocidade de propagação da onda Rayleigh, $V_R$	$\approx 10^{-6}$
<i>Análise Espectral de Ondas Superficiais, SASW</i>		
<i>Ensaio Pressiométrico, SBPT</i>	Determinação da curva tensão-deformação (histerese)	$\approx 10^{-3}$

Quadro 2-8 - Ensaio de laboratório mais utilizados para avaliação do módulo cisalhante (Barros (1997), adaptado de Ferreira, 2003).

Ensaio de laboratório	Princípio da técnica	Distorção associada
<i>Corte Simples Cíclico</i>	Determinação da curva tensão-deformação (histerese)	$10^{-4}$ a $10^{-2}$
<i>Triaxial Cíclico</i>		
<i>Torção Cíclica</i>		
<i>Coluna Ressonante</i>	Determinação da velocidade de propagação da onda cisalhante, $V_s$	$10^{-6}$ a $10^{-4}$
<i>Bender Elements</i>		$10^{-6}$
<i>SWV</i>		$10^{-6}$ [*]
<i>Coluna Ressonante e de Torção Cíclica combinados</i>	Determinação de $V_s$ (coluna ressonante) e da histerese (de torção cíclica)	$10^{-6}$ a $10^{-2}$

[\*] não é claro na bibliografia qual o nível de distorção induzido no ensaio; contudo, estima-se que seja da mesma ordem de grandeza dos restantes ensaios sísmicos

## 2.8. Mecânica dos Solos do Estado Crítico

### 2.8.1. Definições

Sandrekarimi et al. (2009) cita que as observações feitas inicialmente por Casagrande (1936) apontaram que em amostras de areias soltas e densas cisalhadas sob condições drenadas atingiram uma porosidade essencialmente constante, independente da condição inicial. Em 1948 Taylor designou o índice de vazios que o corpo de prova atingiu quando cisalhado a volume constante e sob condição de resistência ao cisalhamento constante como sendo o índice de vazios crítico. Roscoe et al. (1958) estendeu o conceito de Casagrande de índice de vazios crítico para o estado de índice de vazios crítico em que qualquer incremento adicional de deformação de cisalhamento não resultaria em qualquer alteração no índice de vazios em um ensaio drenado ou não resultaria em qualquer alteração na tensão efetiva e resistência ao cisalhamento em um ensaio não drenado.

O estado crítico pode ser definido pelo estado atingido pelo solo após grandes deformações, designado como estável e onde nem a resistência ( $q$ ) e nem o índice de vazios ( $e$ ) variam mais. Roscoe et al. (1958) define o estado crítico como um estado último onde, sobre condições drenadas, o material não tem alteração do índice de vazios com o incremento de tensões, e sobre condições não drenadas a tensão efetiva muda para possibilitar o material atingir o estado crítico. O estado crítico é alcançado após atingido o estado último, ou seja, após desenvolvidas grandes deformações.

Para este estado, os valores de  $p'$  também são constantes. O grupo de Mecânica dos Solos de Cambridge (Schofield & Wroth, 1968; Atkinson & Bransby, 1978) foi pioneiro a descrever este estado que matematicamente pode ser definido da seguinte forma:

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_s} = 0 \quad (2-9)$$

À luz da teoria do estado crítico, o mecanismo básico de compressão em solos se dá por meio do rearranjo de partículas, podendo ser acompanhado, em solos granulares, por quebra de grãos ou por expansão e contração, no caso de solos argilosos.

Usualmente o comportamento dos solos sob a ótica do estado crítico é representado em um espaço  $\ln p' \times v$ , sendo  $p'$  a tensão efetiva média e  $v$  o volume específico do solo. Define-se, a seguir, matematicamente tanto os invariantes de tensão,  $q$  e  $p'$ , quanto o volume específico:

$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad (2-10)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (2-11)$$

$$v = 1 + e \quad (2-12)$$

A Figura 2-15 representa graficamente um comportamento típico de um material sob carregamento isotrópico, onde a reta OA é referente ao primeiro carregamento, sendo a maior parte das deformações plásticas. Esta reta é denominada Linha de Compressão Normal (LCN). O descarregamento é representado pela reta BC, sendo nesta etapa o solo consideravelmente mais rígido do que na etapa de carregamento. Esta reta é também denominada reta de expansão.

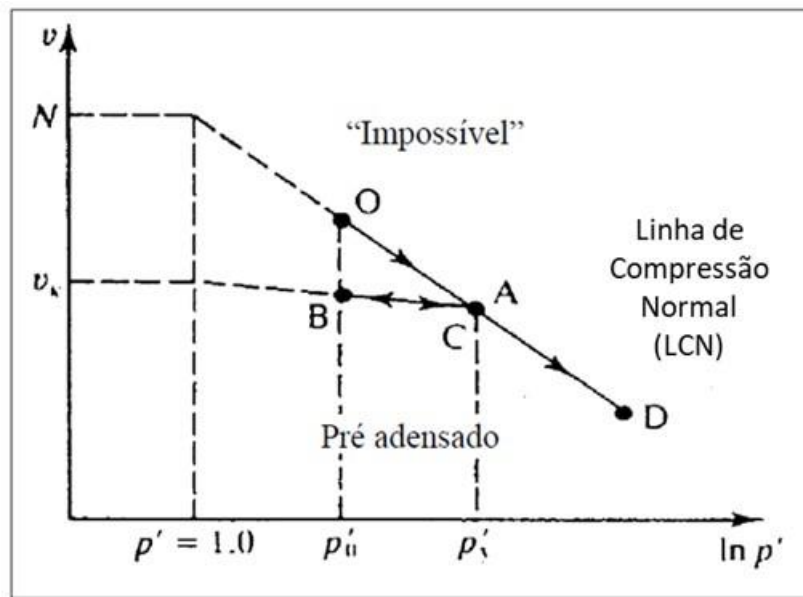


Figura 2-15 - Representação da Linha de Compressão Normal (LCN) no plano  $\ln p' \times v$  (adaptado de Atkinson, 1993).

A partir da figura anterior, é estabelecida a equação da LCN:

$$v = N - \lambda \cdot \ln p' \quad (2-13)$$

Onde  $N$  é o valor de  $v$  para  $p' = 1$  kPa e  $\lambda$  é a inclinação da LCN, ou seu gradiente.

A reta de expansão pode ser definida pela seguinte equação:

$$v = v_k - \kappa \cdot \ln p' \quad (2-14)$$

Onde  $v_k$  é o valor de  $v$  para  $p' = 1$  kPa e  $\kappa$  é a inclinação da reta BC, ou o seu gradiente.

Os parâmetros  $N$ ,  $\lambda$  e  $\kappa$  são constantes para cada material, o que resulta na existência de uma LCN singular para cada solo. Um solo cujo estado se encontra sobre a LCN é considerado normalmente adensado. Já se um solo apresentar qualquer estado a esquerda da LCN, tendo seguido, por exemplo a linha de expansão CB, ele será considerado pré-adensado e a tensão máxima já experimentada por ele será  $p'_y$ .

Fundamentalmente, a LCN é uma fronteira entre os estados possíveis e impossíveis. Os estados impossíveis são em materiais granulares sem cimentação. No entanto, segundo Viana da Fonseca (1996), estes estados impossíveis se tornam possíveis quando se trata de solos naturais, tais como solos saprolíticos sustentados por pontes de ligação entre as partículas que, quando se perdem, colapsam com maior compressibilidade, meta-estável. Considerando a compressão

isotrópica de um material granular sem cimentação, o solo pode atingir qualquer ponto abaixo da LCN por descarregamento, mas não pode atingir a região acima da LCN (Atkinson, 1993). Portanto, destaca-se que a LCN é única.

A Linha de Estado Crítico (LEC) também pode ser representada em um plano  $\ln p' \times v$ , como mostra a Figura 2-16. Tendo em vista o que já foi dito, define-se a LEC como o local onde, após cisalhamento a grandes deformações, as condições de tensão efetiva e índice de vazios constantes são alcançadas. Been (1999) define a linha de estado crítico como a relação entre o índice de vazios crítico e a tensão principal efetiva, sendo singular e independente do ensaio, das condições de campo ou da trajetória de tensões seguida para atingir o estado crítico. Deste modo, ela pode ser considerada como uma referência condicional do comportamento do material.

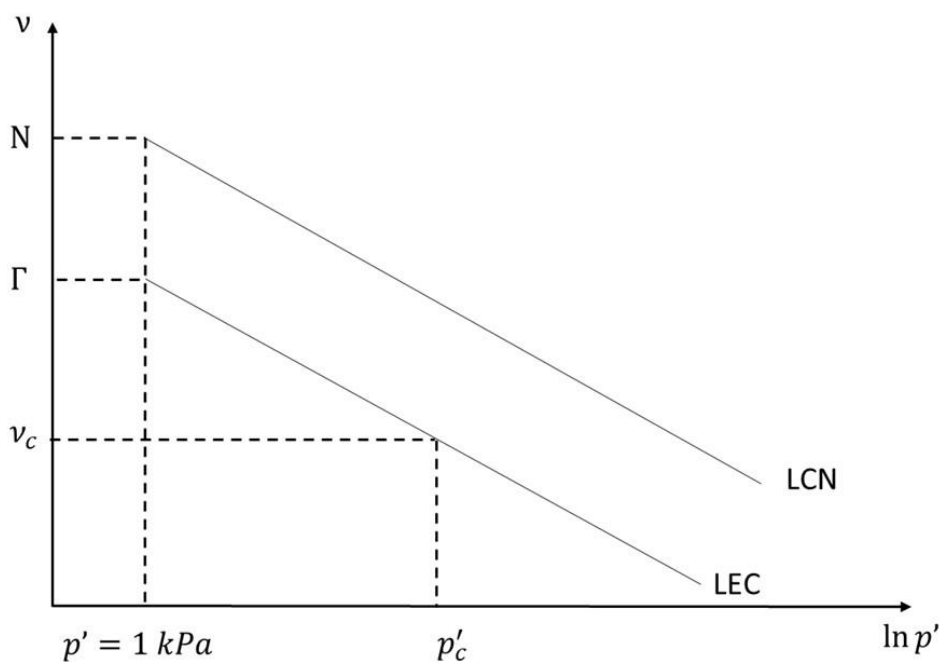


Figura 2-16 - Representação da Linha do Estado Crítico (LEC) no plano  $v \times \ln p'$  (elaborada pela autora).

Como pode ser observado na figura anterior, a LEC pode ser definida pela seguinte equação:

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad (2-15)$$

Onde  $\Gamma$  é o valor de  $v$  correspondente a  $p' = 1 \text{ kPa}$  e  $\lambda$  é o gradiente da LEC.  $p'_c$  e  $v_c$  são, respectivamente, a tensão média efetiva no estado crítico e o volume específico no estado

crítico. Assim, percebe-se que o volume específico decresce com o incremento da tensão efetiva.

Segundo Been (1999), e citado por Carneiro (2021), a linha de estado crítico sofre um impacto significativo pela quantidade de finos. Solos com quantidade significativa de silte em sua composição, como areias siltosas, siltes arenosos e siltes, apresentam alta compressibilidade a baixas tensões confinantes. Assim, a LEC destes tipos de solos tende a ser mais íngreme e apresentar maior curvatura se comparada a uma típica areia silicosa. Este mesmo comportamento é observado em areias com maior facilidade de quebra de grãos.

No entanto, de acordo com Jefferies e Been (2015), e citado por Carneiro (2021), a composição em silte de um solo não é, por si só, um bom indicador do formato da LEC, uma vez que areias siltosas bem graduadas têm o mesmo comportamento de areias silicosas limpas. Solos com grande quantidade de silte onde as partículas preenchem os espaços vazios entre os grãos também tendem a apresentar comportamento de uma areia silicosa limpa. Logo, além da quantidade de finos, a distribuição granulométrica, a mineralogia, o formato dos grãos e sua rugosidade superficial também afetam o formato da LEC (Carneiro, 2021).

A Figura 2-17 evidencia os estados de um material em relação à LEC. Materiais que estão à direita da LEC estão no lado úmido e para atingirem a LEC devem apresentar comportamento contrátil durante o cisalhamento, não apresentando picos de resistência. Já o material que se encontra à esquerda da LEC está no ramo seco, devendo apresentar comportamento dilatante durante o cisalhamento para atingir o estado crítico, apresentando um pico de resistência antes de atingir o estado último.

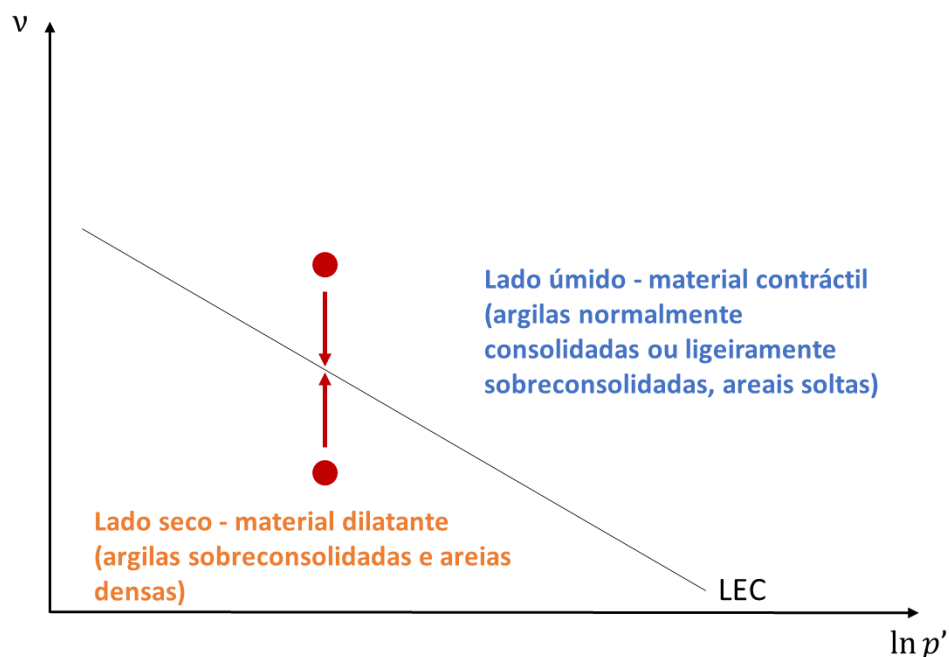


Figura 2-17 - Estados nos lados seco e úmido em relação à LEC (elaborada pela autora).



A Figura 2-17 mostra ainda que a linha de estado crítico também separa as argilas fortemente sobreconsolidadas e as areias densas das argilas normalmente sobreconsolidadas, ou levemente sobreconsolidadas, e areias soltas.

A representação da LEC no espaço  $p'$  x  $q$  pode ser observada na Figura 2-18, onde  $M$  representa o seu gradiente, equivalendo ao ângulo de atrito no estado crítico ( $\phi'_c$ ). A equação da LEC representada no espaço  $p'$  x  $q$  é descrita a seguir:

$$q = Mp' \quad (2-16)$$

Como definido por Schofield e Wroth (1968), a equação anterior determina a magnitude da tensão desviadora “ $q$ ” necessária para manter o solo fluindo continuamente como o produto de uma constante de atrito  $M$  com a pressão efetiva  $p'$ .

Para o caso de compressão triaxial e extensão triaxial define-se, respectivamente,  $M_c$  e  $M_e$ :

$$M_c = \frac{6 \cdot \text{sen} \phi'_c}{3 - \text{sen} \phi'_c} \quad (2-17)$$

$$M_e = \frac{6 \cdot \text{sen} \phi'_c}{3 + \text{sen} \phi'_c} \quad (2-18)$$

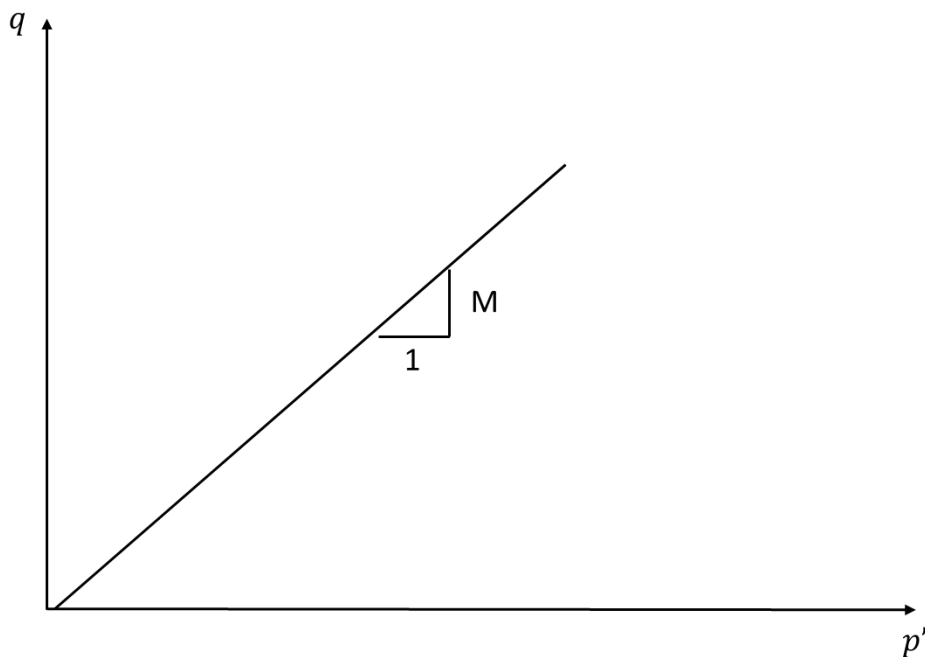


Figura 2-18 - Linha de estado crítica definida no espaço  $p'$  x  $q$  (elaborada pela autora).

Tendo em vista que os parâmetros  $\lambda$ ,  $\Gamma$ ,  $\kappa$  e  $M$  são propriedades intrínsecas do material, o Quadro 2-9 a seguir mostra valores típicos para alguns tipos de solo.

Quadro 2-9 – Valores típicos de parâmetros dos estados críticos de alguns solos (adaptado de Maranhã das Neves, 2016).

Solo	LL (%)	LP (%)	$\lambda$	$\Gamma$	$\kappa$	$M$
Argila de Londres	75	30	0,16	2,45	0,062	0,89
Caulino	65	35	0,19	3,14	0,050	1,00
Moreia glacial	35	17	0,09	1,81	0,014	1,18
Argila de Santa Clara	48	27	0,10	1,94	0,011	1,10
Areia de rio	-	-	0,16	2,99	0,014	1,28
Granito decomposto	-	-	0,09	2,04	0,005	1,59
Areia carbonata	-	-	0,34	4,35	0,003	1,65

Atkinson (1993) ressalta que da mesma forma que a LCN estabelece uma fronteira para os estados possíveis, a envoltória de pico também o faz uma vez que ela limita um estado máximo, como mostra a Figura 2-19.

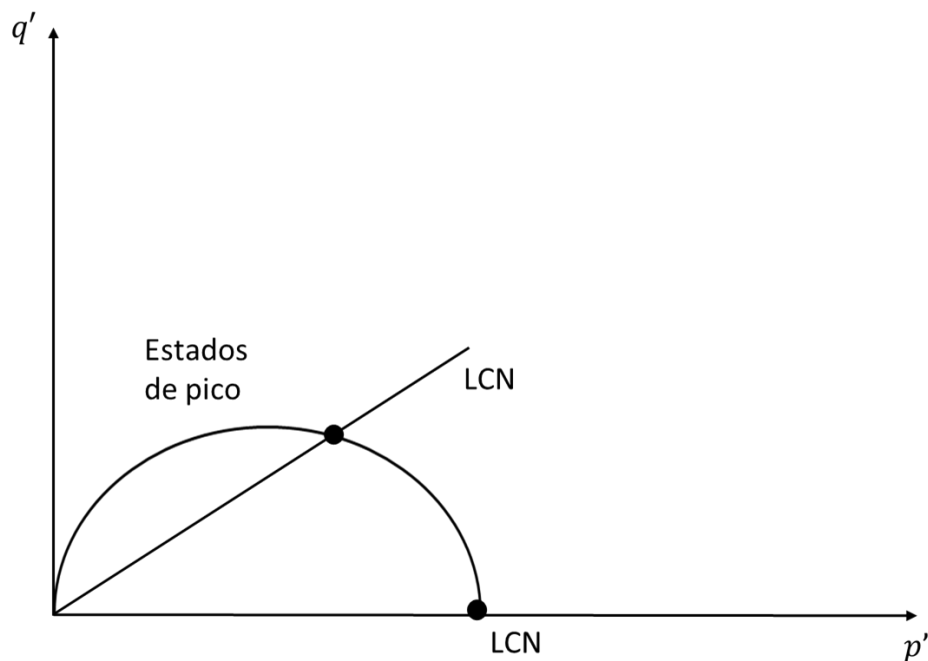


Figura 2-19 - Superfície de estado de pico (elaborada pela autora).

A linha de estado de pico representada na Figura 2-19 corresponde a um volume específico. Portanto, haverá outras linhas de estado de pico correlacionadas a diferentes volumes específicos que juntas formarão a superfície limite de estado, como pode ser observado na Figura 2-20, que representa a superfície limite de estado. É possível observar na Figura 2-20 que as linhas cheias representam as seções de volume específico constante. Já as linhas tracejadas

representam as seções de tensões constantes. A parte da superfície limite de estado no lado úmido, ou seja, entre a LCN e a LEC, é conhecida como superfície de Roscoe. A parte da superfície limite de estado no lado seco corresponde aos estados de pico e é conhecida como superfície de Hvorslev (Atkinson e Bransby (1978) citado em Atkinson, 1993).

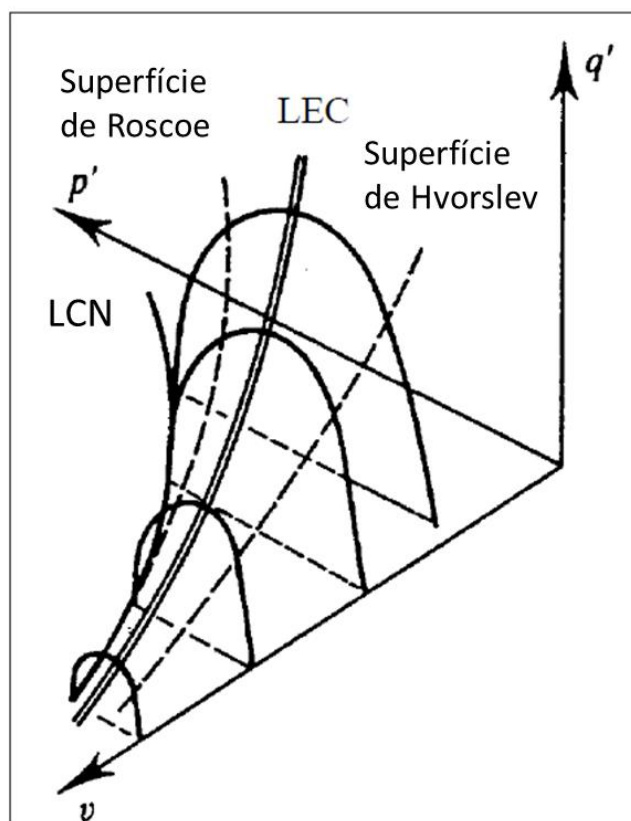


Figura 2-20 - Superfície limite de estado (adaptado de Atkinson, 1993).

No âmbito das deformações, durante o cisalhamento, se o solo estiver dentro da superfície limite de estado, elas serão assumidas como sendo puramente elásticas. No momento em que o estado se situa sobre a superfície limite, são desenvolvidas tanto deformações elásticas quanto deformações plásticas. Este é um modelo de comportamento idealizado, uma vez que são desenvolvidas deformações plásticas na região dentro da superfície limite de estado.

### 2.8.2. Normalização

É possível normalizar as superfícies correspondentes a um determinado volume específico constante. Para tal, são utilizados os parâmetros de normalização,  $p'_e$  e  $p'_c$  que são a tensão equivalente e a tensão crítica, respectivamente. Ambas as tensões correspondentes ao volume específico do solo após consolidação isotrópica na LCN e na LEC, respectivamente. A Figura 2-21 mostra uma representação com os parâmetros normalizadores, onde  $p'_a$  e  $v_a$  são o estado do ponto A.

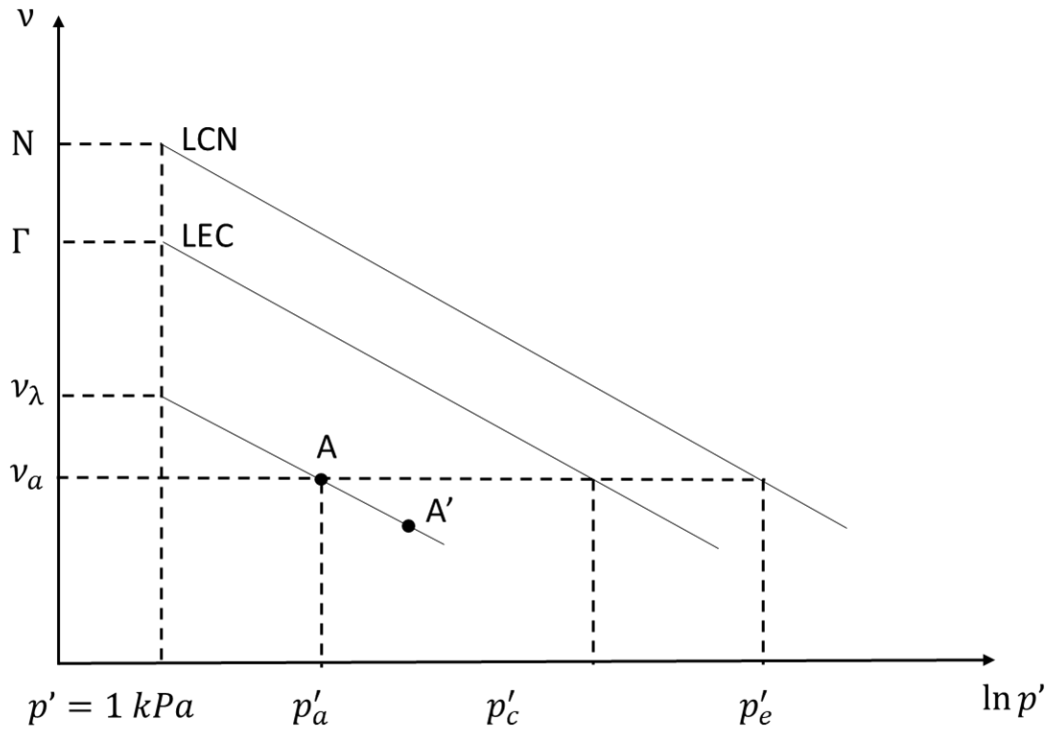


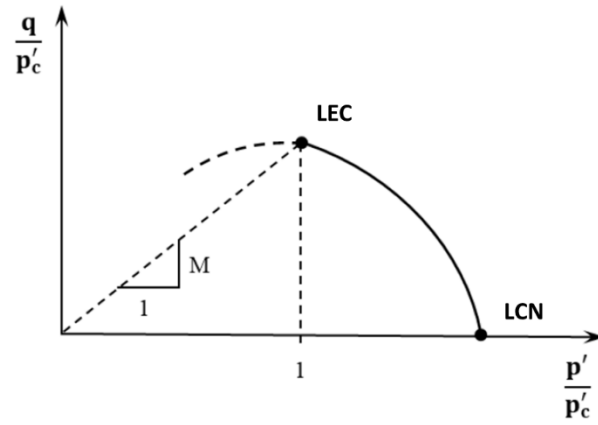
Figura 2-21 - Parâmetros de normalização (adaptado de Maranhã das Neves, 2016).

Por terem o mesmo estado equivalente após a normalização, solos com o mesmo OCR podem ser normalizados tanto pelo volume específico para  $p'=1$  kPa, como o caso dos pontos A e A' que podem ser normalizados por  $v_\lambda$ , quanto pela pressão de referência para o mesmo índice de vazios, como é o caso de  $p'_e$  e  $p'_c$ . No entanto, caso a normalização seja feita utilizando a pressão de referência, é recomendado a utilização de  $p'_c$ , uma vez que por se tratar de um ponto da LEC, ela é única daquele material. Os parâmetros normalizados  $p'_c$  e  $v_\lambda$  podem ser obtidos por meio das seguintes expressões:

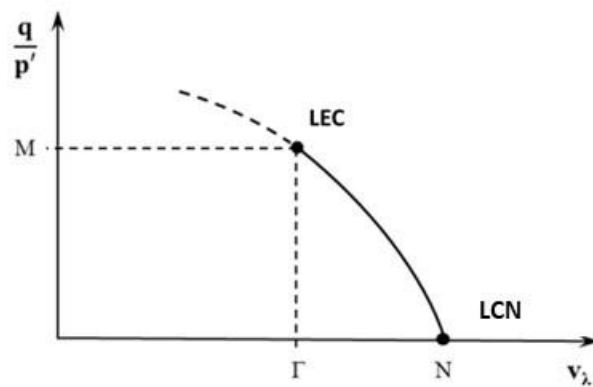
$$\ln p'_c = \frac{\Gamma - v_a}{\lambda} \quad (2-19)$$

$$v_\lambda = v_a + \lambda \ln p'_a \quad (2-20)$$

A Figura 2-22 (a) apresenta a normalização da LCN e da LEC em relação a  $p'_c$ . Já a Figura 2-22 (b) mostra a normalização da LCN e da LEC em relação a  $v_\lambda$ . A Figura 2-23 mostra um exemplo da superfície limite de estado normalizada em relação a  $p'_e$ , construída a partir de ensaios realizados em areias densas e soltas.



(a)



(b)

Figura 2-22 - Normalização da LEC e LCN: (a) em relação a  $p'_c$ ; (b) em relação a  $v_\lambda$  (adaptado de Maranhã das Neves, 2016).

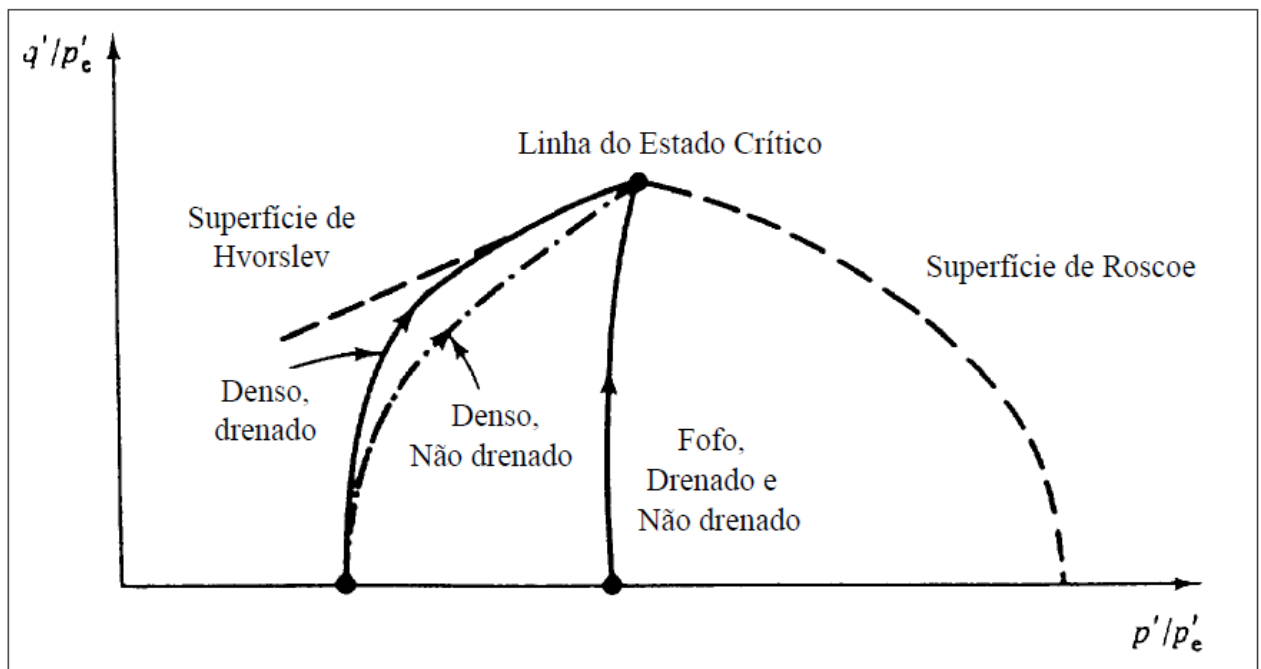


Figura 2-23 - Superfície limite de estado de areias normalizada em relação a  $p'_e$  (adaptado de Atkinson & Bransby, 1978)

### 2.8.3. Parâmetro de Estado e Dilatância

Tendo em vista que o comportamento de um solo depende de seu estado inicial, define-se parâmetro de estado ( $\psi$ ) como sendo a diferença entre o índice de vazios inicial do solo e seu índice de vazios crítico. Este parâmetro permite prever o comportamento do solo durante o cisalhamento até atingir o estado crítico como mostra a Figura 2-24, onde  $v_{c1}$  é o volume específico crítico da amostra dilatante,  $v_{c2}$  é o volume específico crítico da amostra contrátil e  $v_0$  é o volume específico inicial de ambas as amostras. A equação a seguir define matematicamente o parâmetro de estado.

$$\psi = v - v_c = e - e_c \quad (2-21)$$

Com base tanto na Figura 2-24 quanto na equação anterior, pode-se concluir que se um solo apresenta tendência de comportamento contrátil, ou seja, se seu índice de vazios inicial é maior do que seu correspondente índice de vazios crítico, seu parâmetro de estado será positivo. Por outro lado, caso o solo apresente tendência de comportamento dilatante, apresentando índice de vazios inicial menor do que o índice de vazios crítico, seu parâmetro de estado será negativo.

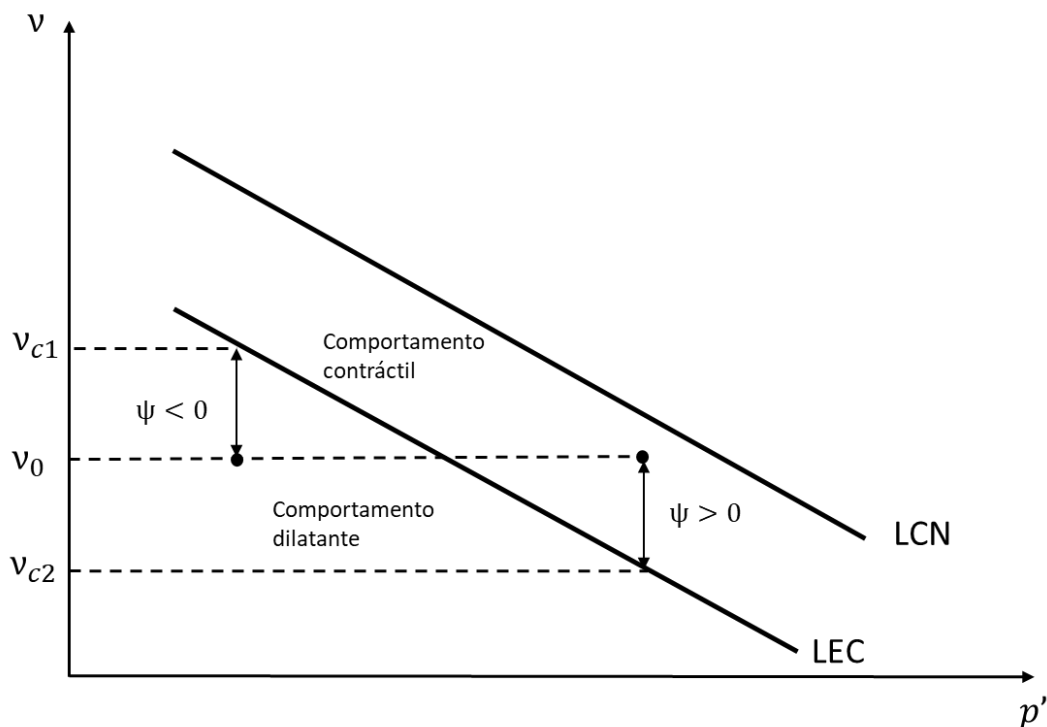


Figura 2-24 - Parâmetro de estado de acordo com estado do solo (elaborada pela autora).

Assim, quando os solos são cisalhados, eles aumentam de volume se estiverem inicialmente em um estado denso ou se contraem para o caso de estarem inicialmente soltos. Esta tendência de mudança de volume durante o cisalhamento é definida como dilatância. Reynolds, em 1885, foi o primeiro a trazer o conceito de dilatância para descrever o comportamento de um solo conhecido. Maranha das Neves (2016) cita que a dilatância é fundamental na descrição do comportamento dos solos, sendo um conceito indissociável da mecânica dos solos do estado crítico. O mesmo autor destaca também a ligação da dilatância com solos mais sobreconsolidados.

Jefferies e Been (2015), citam que ao fim dos anos 1800 havia a ideia de existência de um quarto estado da matéria para além do gás, sólido e líquido e que eram os materiais particulados. Esta visão não é válida atualmente, no entanto, a visão de variedade de estados de um solo (índice de vazios, densidade, tensões) e sua mudança com a deformação é fundamental para uma abordagem racional de mecânica dos solos. É importante destacar a convenção de sinais quando se trata de dilatância, uma vez que a dilatância positiva está associada ao aumento de volume durante o cisalhamento, o que é contrário à convenção positiva adotada para indicar a diminuição de volume relacionada à compressão e amplamente utilizada em engenharia geotécnica.

Jefferies e Been (2015) trazem duas definições de dilatância, a saber:

- Dilatância absoluta: é a mudança na deformação volumétrica desde a condição inicial;
- Razão de dilatância: é o incremento de mudança de volume com o incremento de tensão de cisalhamento.

A Figura 2-25 mostra a diferença entre as duas definições anteriores.

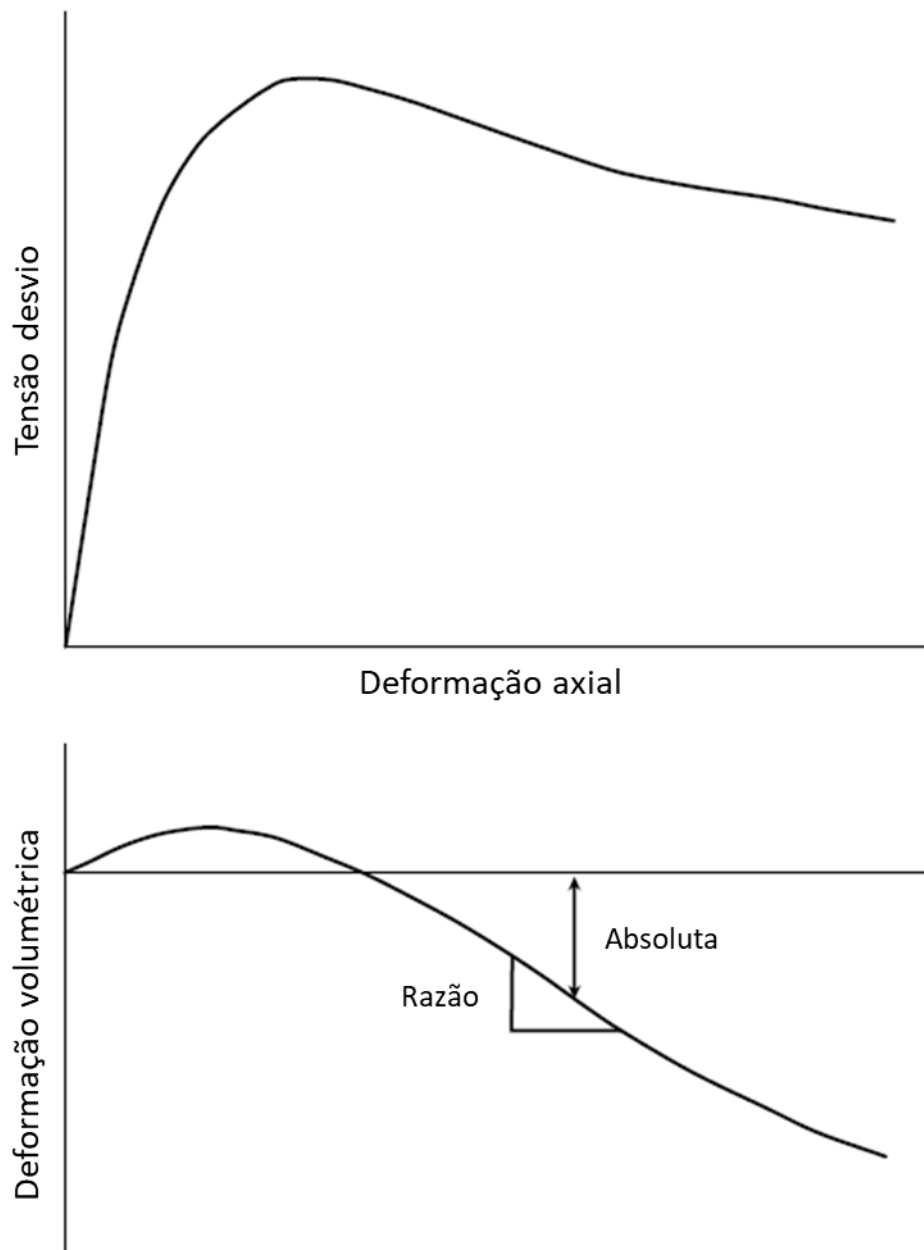


Figura 2-25 - Diferença entre as definições de razão de dilatância e dilatância absoluta (adaptado de Jefferies e Been, 2015).



Estas duas definições de dilatância estão correlacionadas, com a primeira definição simplesmente sendo a integral da segunda ao longo da trajetória de tensão particular imposta ao solo. Em muitos casos, a mudança de volume pode ser contráctil após uma tensão de cisalhamento particular, mesmo que o material esteja dilatando (Jefferies e Been, 2015).

A equação a seguir apresenta a teoria da dilatância ( $D$ ) em função do invariante de cisalhamento ( $\eta$ ) e do gradiente de atrito crítico ( $M_{tc}$ ).

$$\eta = M_{tc} - D \quad (2-22)$$

Onde:

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad (2-23)$$

$$D = \frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_q} \quad (2-24)$$

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1+e_i} \quad (2-25)$$

$$\varepsilon_q = \varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (2-26)$$

Assim, a dilatância também pode ser definida como a razão entre os trabalhos conjugados dos incrementos dos invariantes de deformação.

De acordo com Jefferies e Been (2015), uma forma eficaz e usual de se determinar  $M_{tc}$  é por meio da realização de múltiplos ensaios de compressão triaxial drenados com variação da densidade das amostras. Este método foi proposto inicialmente por Bishop (1966) e envolve a realização de uma série de ensaios onde cada um deles é reduzido a um valor medido de dilatância de pico ( $D_{mín}$ ) correspondente à resistência de pico ( $\eta_{máx}$ ). Ao plotar os diversos resultados dos ensaios, percebe-se que a dilatância no estado crítico é nula e que  $\eta_{máx}$  está correlacionado com a máxima dilatância ( $D_{mín}$ ).

A Figura 2-26 exemplifica o que foi descrito anteriormente.

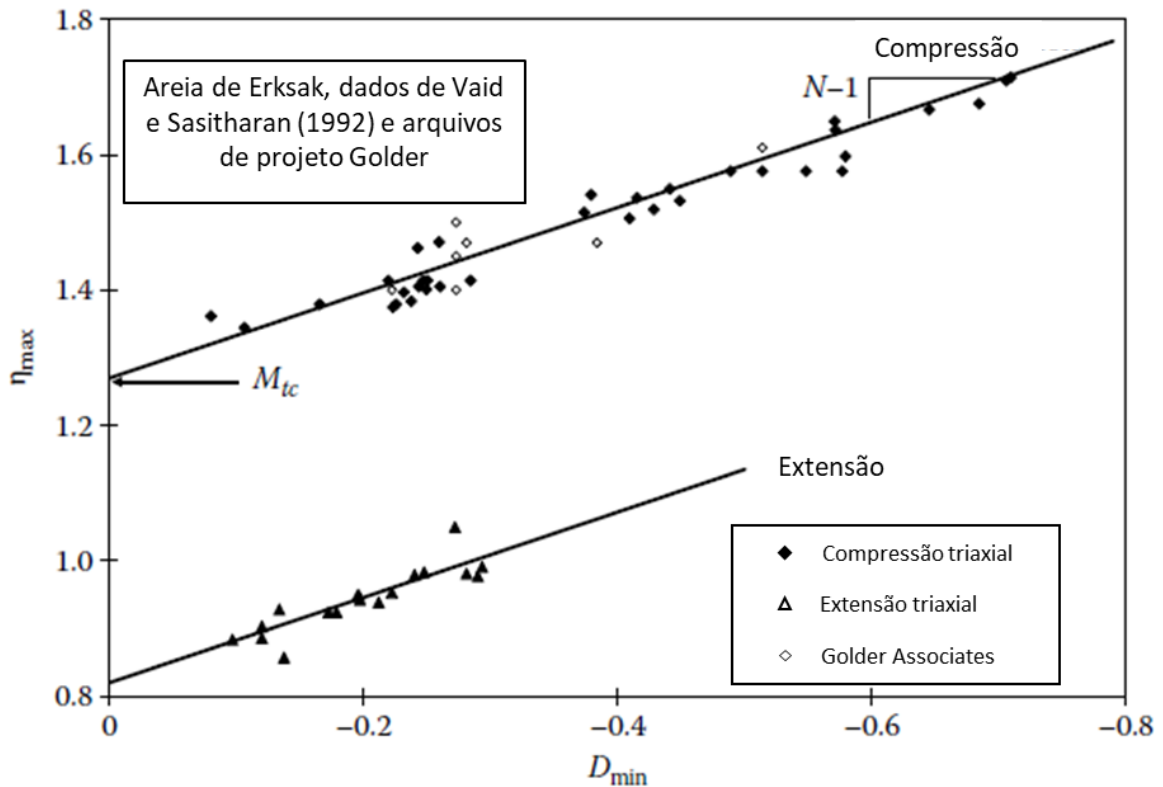


Figura 2-26 - Dados experimentais que demonstram a relação entre resistência de pico e dilatância de pico (adaptado de Jefferies e Been, 2015).

Uma abordagem mais ampla da mecânica dos solos do estado crítico é conduzida pela lei de estado-dilatância, que é traduzida pela seguinte expressão:

$$D_{\min} = \chi_{tc} \cdot \psi \quad (2-27)$$

Onde  $\chi_{tc}$  é um coeficiente de dilatância obtido através de ensaios de compressão triaxial drenados. Jefferies e Been (2015) explica que é preferível utilizar  $D_{\min}$  do que a força, isto é,  $\eta_{\max}$ , para quantificar o efeito de estado, uma vez que  $D_{\min}$  está relacionado com a mudança no índice de vazios e  $\psi$  tem o índice de vazios como *input*.

Reynolds (1885) mostrou que a dilatância é uma consequência cinemática do desenvolvimento de deformações em materiais particulados. A questão envolve a geometria das partículas e sua capacidade de se moverem umas em relação às outras. A mudança de tensão é a consequência de deformações, e não sua causa (Jefferies e Been, 2015). Ademais, percebe-se que para  $\psi$  igual a zero,  $D_{\min}$  também é igual a zero, o que denota o estado crítico.

A Figura 2-27 mostra um exemplo da relação  $D_{\min}$  versus  $\psi$  obtido de ensaios triaxiais drenados realizados em uma areia de Erksak.

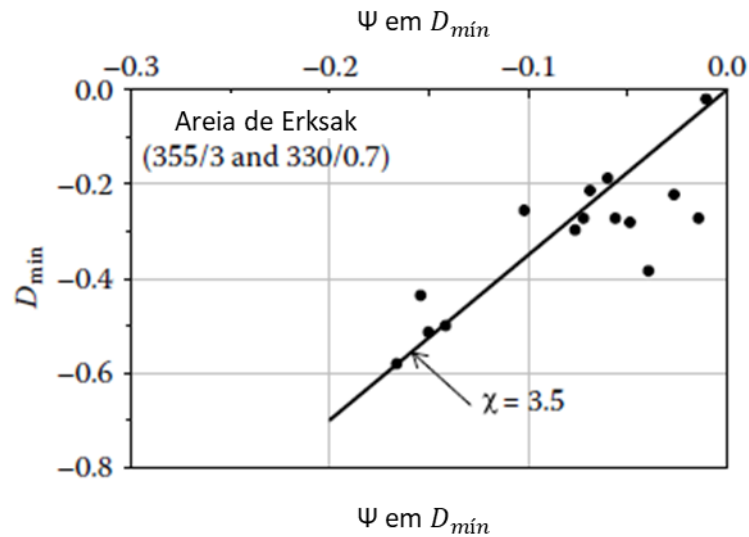


Figura 2-27 - Exemplo gráfico de  $\psi$  em  $D_{\min}$  x  $D_{\min}$  (adaptado de Jefferies e Been, 2015).

#### 2.8.4. Estado de Pico

Maranha das Neves (2016) ressalta que os valores de pico da resistência de um material são determinados pela dilatação positiva (aumento de volume), exibida por solos sobreconsolidados. A resistência de pico exibida pelos solos sobreconsolidados se manifesta para pequenas deformações distorcionais, ou seja, muito antes do material atingir o estado crítico.

Sabendo que no estado crítico ocorrem deformações distorcionais sem alteração da resistência ao cisalhamento, da tensão normal efetiva e do índice de vazios, o mesmo não ocorre nos estados de pico, já que para um dado valor de tensão normal efetiva, tanto a resistência ao cisalhamento quanto o índice de vazios variam. A região OAB apresentada na Figura 2-28 é onde geralmente localizam-se os estados de pico obtidos de ensaios de cisalhamento, por exemplo.

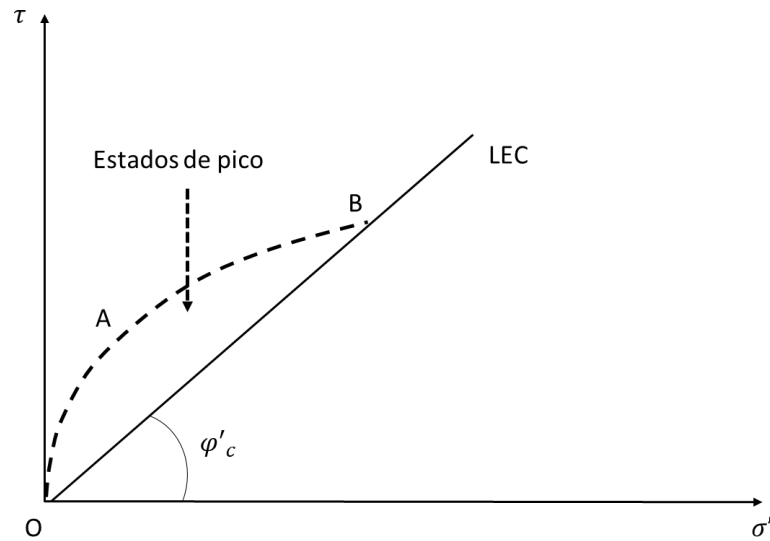


Figura 2-28 - Zona de localização dos estados de pico (adaptados de Maranhã das Neves, 2016).

A Figura 2-29 e a Figura 2-30 mostram um exemplo da relação do comportamento de pico e a sobreconsolidação de um solo em um ensaio de cisalhamento direto. No ponto N o solo está normalmente adensado e em C está ligeiramente sobreconsolidado. Os pontos D<sub>1</sub> e D<sub>2</sub> correspondem a um estado sobreconsolidado, correspondendo o ponto D<sub>2</sub> ao estado mais sobreconsolidado.

Percebe-se que o comportamento de pico é apresentado pelos materiais sobre consolidados, sendo maior tanto quanto maior for a razão de pré-adensamento ( $R_p$ ).

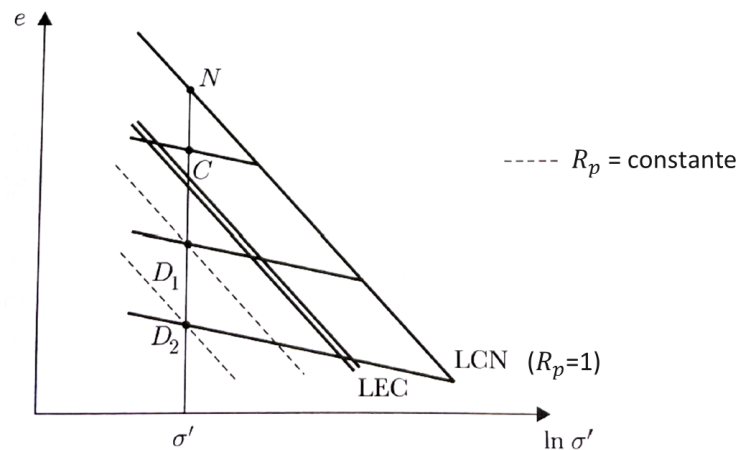


Figura 2-29 - Representação dos estados iniciais correspondentes a uma mesma tensão efetiva ( $\sigma'$ ) e diferentes índices de vazios ( $e$ ) e razões de pré-adensamento ( $R_p$ ) (adaptado de Maranhã das Neves, 2016).

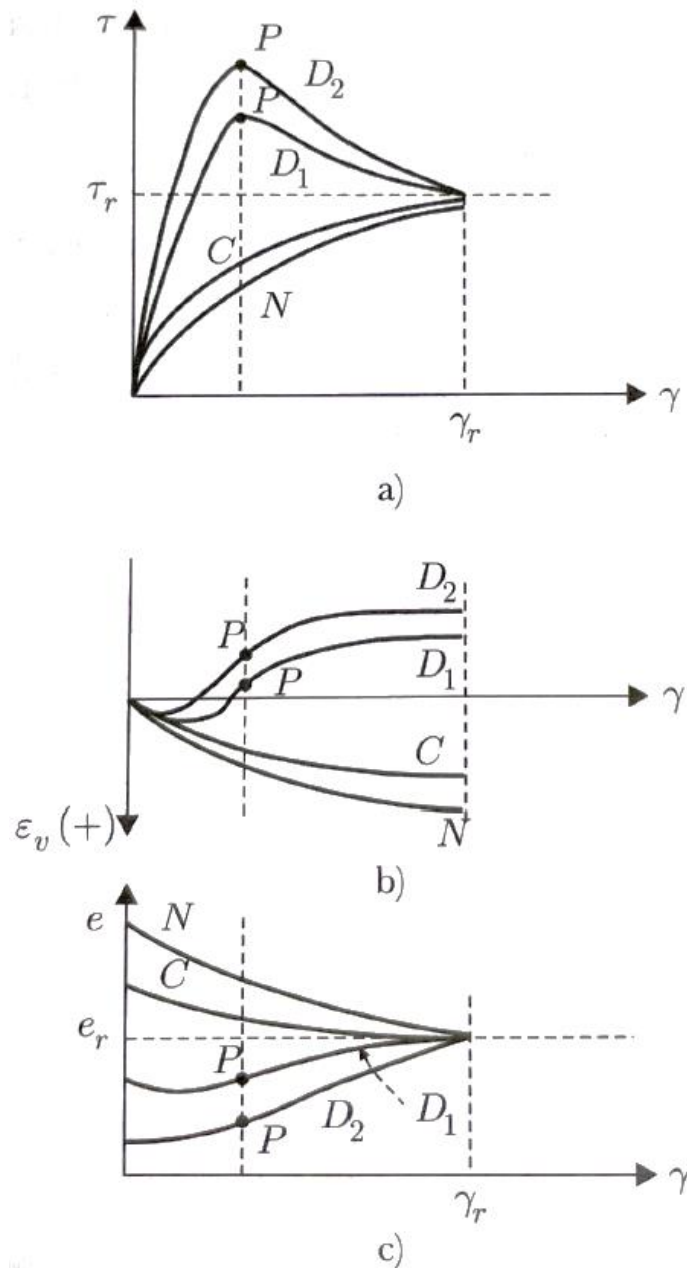


Figura 2-30 - Comportamento do solo durante um ensaio de cisalhamento direto drenado: a) no plano ( $\gamma, \tau$ ); b) no plano ( $\gamma, \epsilon_v$ ); e c) no plano ( $\gamma, e$ ) (Maranha das Neves, 2016).

Considerando então que o comportamento de pico de um solo depende, além do seu grau de sobreconsolidação, também da dilatância do material, a Figura 2-31 apresenta dois estados de um solo para diferentes volumes específicos e mesma tensão efetiva  $p'_o$ . É fácil perceber que ambos os solos apresentam comportamento dilatante para atingir o estado crítico. Os pontos  $P_1$  e  $P_2$  representam os máximos gradientes relacionados ao volume específico e  $\psi_1$  e  $\psi_2$  representam aqui as máximas taxas de dilatância de cada um dos materiais. O ângulo de dilatância de pico também aumenta com o aumento do grau de sobreconsolidação, sendo nulo no estado crítico.

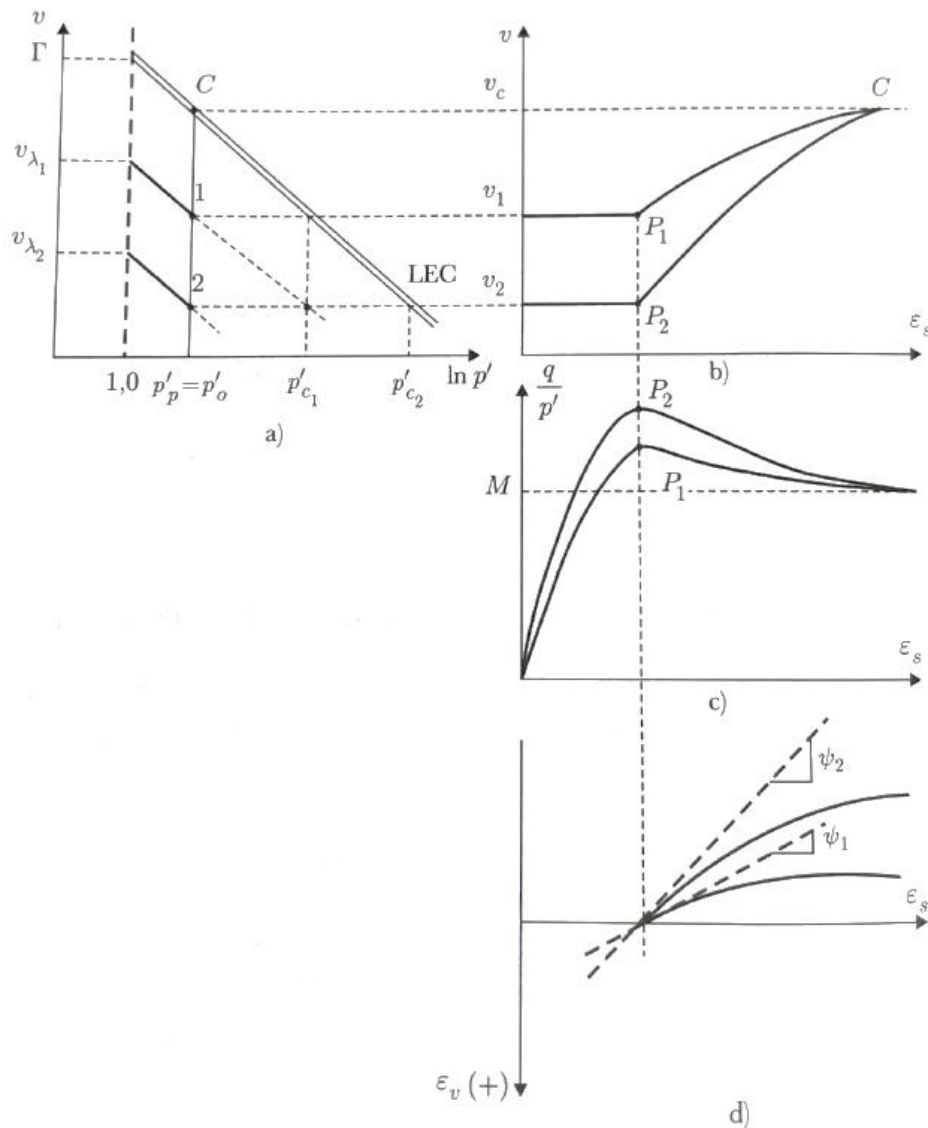


Figura 2-31 - Dilatância e relação entre os estados de pico e os estados iniciais: a) compressibilidade em função da tensão média efetiva; b) volume em função da deformação distorcional; c) razão entre a tensão desviadora e a tensão média em função da deformação distorcional; d) relação entre a deformação volumétrica e a deformação distorcional (Maranha das Neves, 2016).

Para materiais granulares, uma análise tensão-dilatância resulta numa relação de tensões  $\left(\frac{q}{p'}\right)$  procedendo de um somatório da componente friccional (M) com a componente de dilatância que, por sua vez, é resultado da variação da deformação volumétrica pela deformação axial  $\left(\frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_a}\right)$ . Assim sendo, a expressão é representada a seguir:

$$\left(\frac{q}{p'}\right) = M - \left(\frac{\delta\varepsilon_v}{\delta\varepsilon_a}\right) \tag{2-28}$$

Bolton (1986) sugere ainda uma simplificação para a relação anterior, para condições planas, considerando os ângulos de atrito de pico ( $\phi'_p$ ) e a volume constante ( $\phi'_{cv}$ ), que pode ser observada abaixo:

$$\Phi'_p = \Phi'_{cv} + 0,8 \cdot \psi \quad (2-29)$$

Sendo  $\psi$  o ângulo de dilatância.

### 3. DESENVOLVIMENTO

Neste capítulo são descritos os ensaios que foram conduzidos para caracterizar um rejeito de ouro obtido de um processo de filtragem. Foram realizados os seguintes ensaios no Laboratório de Geotecnia (LabGeo) da Universidade do Porto:

- Granulometria completa (peneiramento e sedimentação);
- Determinação da densidade das partículas sólidas;
- Determinação do índice de vazios máximo e mínimo;
- Adensamento;
- Consolidação em câmara triaxial com medida de percolação e utilização de *bender elements*.

Também foi realizado um ensaio de cisalhamento triaxial no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra que é descrito neste capítulo.

#### 3.1. Rejeito de Ouro Ensaiado

O rejeito de ouro caracterizado é proveniente do processo de produção da Mina de Cuiabá, localizada na cidade de Sabará, Estado de Minas Gerais, Brasil. A Figura 3-1 a seguir ilustra as etapas do processo de beneficiamento na referida mina. O processo hidrometalúrgico, ou seja, a produção das barras de ouro, é realizado na Planta do Queiroz, localizada na cidade de Nova Lima, Estado de Minas Gerais, Brasil, para onde o minério é transportado via teleférico. Na Mina de Cuiabá ocorrem basicamente os processos de cominuição (britagem e moagem) e os processos gravíticos e de concentração (circuitos de flotação). O rejeito filtrado produzido atualmente é o rejeito total, ou seja, tanto o *underflow*, que se trata da parcela mais grossa do rejeito, quanto o *overflow*, que é a parcela mais fina do rejeito, provenientes do processo de ciclonagem. No entanto, a filtragem de 100% dos rejeitos é uma etapa atual da empresa, sendo anteriormente este processo aplicado apenas ao material *underflow*, que se trata do material aqui caracterizado.



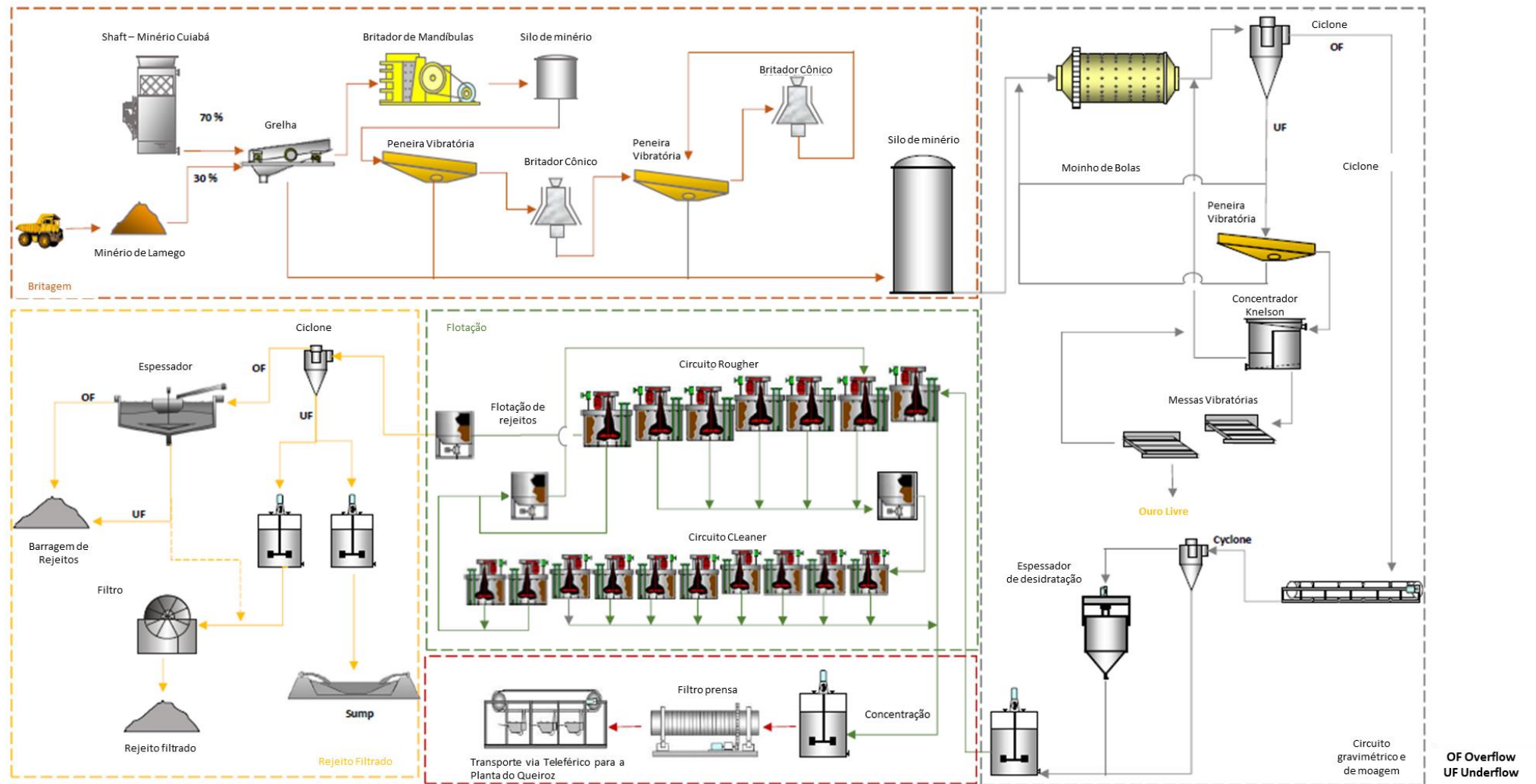


Figura 3-1 - Produção de rejeito e minério da Mina de Cuiabá (acervo AngloGold Ashanti).

### 3.2. Análise Granulométrica

A preparação inicial da amostra pode ser observada na Figura 3-2 e consistiu em sua separação para secagem em estufa (a), tendo sido destorroada após este processo (b).

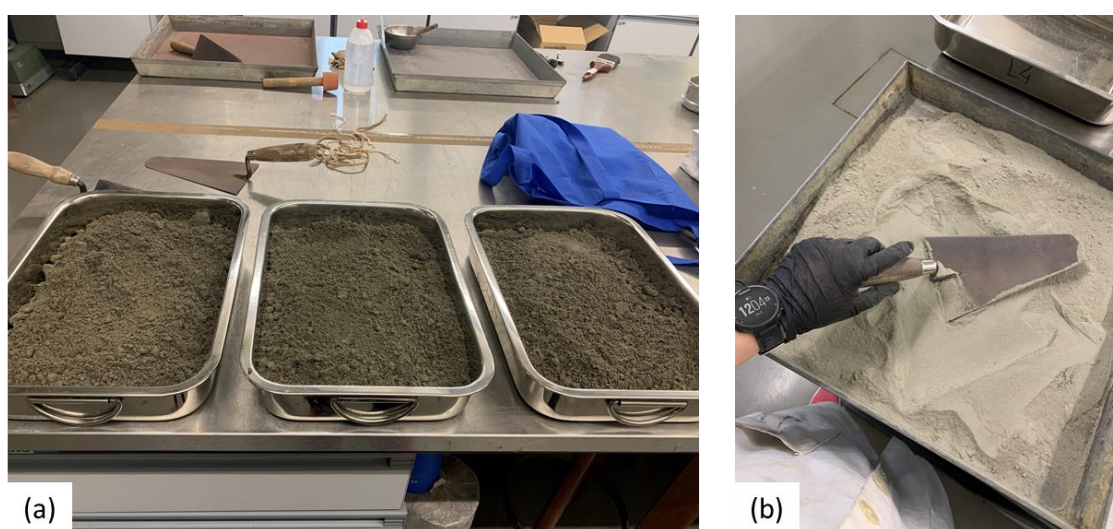


Figura 3-2 - Preparação da amostra: (a) separação para secagem; (b) destorroamento após secagem.

Após a preparação do material, foi submetido ao processo de peneiramento, não ficando retida nenhuma parcela no conjunto de peneiras grossas (3" à nº 10). Então, o material passou pelo processo de esquadramento e parte dele foi depositada em um frasco Erlenmeyer. Em seguida, foram adicionados 100 ml de defloculante e a mistura foi agitada. A especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) (1967b) recomenda deixar a mistura em repouso pelo período de 6 horas. No entanto, é prática do LabGeo o repouso por 24 horas. Após o repouso, a mistura foi levada à fervura em uma placa de aquecimento existente no laboratório. Após o início da fervura, deixou-se a mistura na placa de aquecer por mais dez minutos, com agitação periódica do recipiente, evitando que parte do material ficasse aderente ao fundo do frasco. Então, após finalizado o processo de aquecimento da mistura, as paredes do recipiente foram lavadas com água destilada, de modo a retirar partículas sólidas aderidas devido ao processo de fervura e agitação, e a mistura foi levada ao dispersor pelo tempo de 15 minutos.

Após o tempo no dispersor, a mistura foi, então, levada ao processo de lavagem, composto por uma peneira #200, um funil e uma proveta. O material do frasco Erlenmeyer foi despejado na peneira e a lavagem é feita de modo a se obter um conteúdo de 1 L na proveta. Todo o líquido e material passante na peneira foi conduzido à proveta com o auxílio do funil. Após verificado que a água passante na peneira não mais apresentava turbidez, esta etapa foi encerrada. O

conteúdo da proveta ficou em repouso por 24 h e, após este período, foi realizada agitação na horizontal da proveta por um minuto ininterrupto colocando-a em uma bancada nivelada e estável posteriormente. Então, aguardou-se cerca de 1 minuto para repouso e foi realizada a primeira leitura com o densímetro e de temperatura, tendo sido as demais leituras realizadas com 2 minutos, 5 minutos, 15 minutos, 30 minutos, 1 hora, 4 horas e 10 min, 24 horas e 48 horas.

O material retido na peneira #200 foi encaminhado para secagem em estufa. Então, com o material já seco, procedeu-se com o peneiramento utilizando-se o conjunto de peneiras finas (#20 a #200). Assim, o material foi inserido no conjunto de peneiras e levado para um agitador por 20 minutos. Após esta etapa, também foi realizado o peneiramento manual de cada uma das peneiras, com medição dos pesos retidos em cada uma delas. Como a porcentagem de finos deste material é maior do que 5%, o material passante na peneira #200 foi incorporado na proveta para realização do ensaio de sedimentação.

Na Figura 3-3 é possível observar os processos descritos anteriormente.

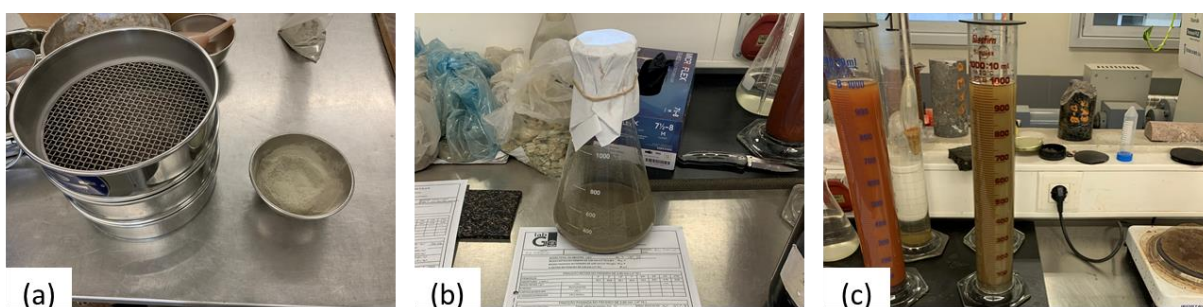


Figura 3-3 – Realização de ensaio de granulometria: (a) peneiramento grosso; (b) preparação para ensaio da parte fina e (c) sedimentação.

Ressalta-se que o material analisado se encontra majoritariamente no ramo de granulometria fina. Portanto, só houve material retido no jogo de peneiras finas a partir da peneira nº40 (apenas 0,02 g). A Figura 3-4 mostra as quantidades retidas no processo de peneiramento.



Figura 3-4 - Material separado no peneiramento.

A curva granulométrica obtida do ensaio será apresentada no capítulo 4.

### 3.3. Densidade das Partículas Sólidas

Foram utilizados dois picnômetro para a execução do ensaio, contendo em cada um deles 30 g com tolerância de mais ou menos 2 g. A amostra foi previamente preparada e passou pelo processo de esquartelamento, conforme ASTM C702/C702M (2011), que visa reduzir a quantidade de solo para se obter uma amostra mais representativa do todo.

O solo foi inserido em cada picnômetro com o auxílio de um funil sendo, em seguida, inserida água destilada em quantidade suficiente para preencher o recipiente até a marcada de sua curvatura. Então, a amostra foi agitada de modo a homogeneizar a mistura e as paredes do tubo foram lavadas com água destilada, permitindo com que todo o rejeito ficasse no fundo do picnômetro. Em seguida, ambos os picnômetros foram tampados, evitando a evaporação de água, e deixados em repouso para garantir que todas as partículas ficassem saturadas. Então, os picnômetros foram levados à fervura, permanecendo neste estado por 20 minutos, por meio de uma placa de aquecimento. A fim de se evitar que o rejeito que durante a fervura atingiu às paredes do recipiente, os picnômetros foram constantemente agitados.

Após todo este processo, ambos recipientes foram deixados em repouso, conforme mostra a Figura 3-5. Quando visivelmente notou-se que todo o conteúdo sedimentou e que a água estava límpida, procedeu-se com a limpeza do tubo, de modo a retirar as partículas que não estivessem



influenciando na medida da densidade das partículas sólidas ( $G_s$ ) e fez-se o preenchimento dos picnômetros com água destilada até o menisco com o auxílio de uma pipeta. Então foram aferidos os pesos e temperatura das amostras para posteriormente transferir todo o material dos recipientes para um copo de vidro e levá-lo à estufa. Após este processo, o copo, agora apenas com solo, teve seu peso aferido. De posse de todas as medidas necessárias, calculou-se a densidade das partículas sólidas, que será apresentada no capítulo 4.

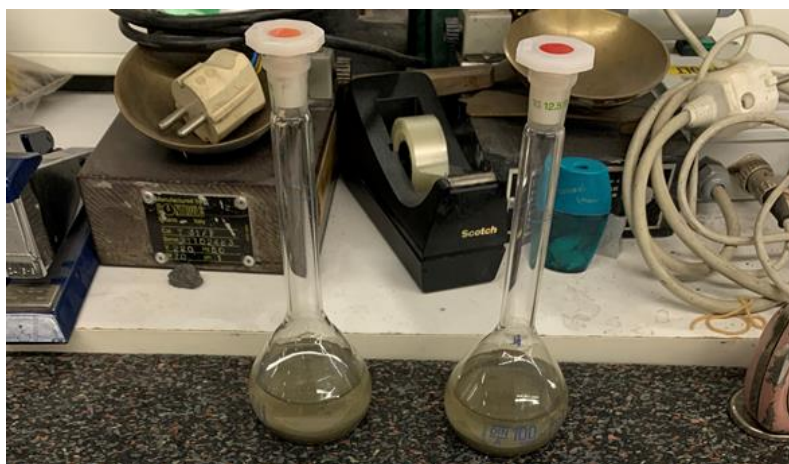


Figura 3-5 - Ensaio para determinação da densidade das partículas sólidas.

### 3.4. Índice de Vazios Máximo e Mínimo

O índice de vazios máximos foi obtido por meio de uma adaptação da técnica de *moist tamping*, por se tratar de um material majoritariamente fino e, portanto, a técnica de pluviação não ser adequada, uma vez que é gerada certa eletricidade entre as partículas causando obstruções do funil de pluviação. Nesta adaptação, o material completamente seco foi disposto cuidadosamente em um molde de volume e peso conhecidos. Foram realizados um total de 11 ensaios, descartando as medidas com variações acima de 1% da medida mínima encontrada. Então, dentre o espaço amostral, foram selecionados os ensaios com o menor resultado em peso e calculado o índice de vazios máximo.

Já o índice de vazios mínimo foi obtido de uma técnica utilizada no LabGeo que consiste em depositar camadas do material num molde de peso e volume conhecidos e, para cada camada, um determinado número de golpes com um martelo de madeira é aplicado no molde, de modo a compactar a amostra por vibração. Foram realizados 5 ensaios e foram utilizados os resultados com maior valor em peso para o cálculo do índice de vazios mínimo. A Figura 3-6 mostra o material padrão utilizado para a realização do ensaio de índice de vazios mínimo (a) e evidencia um exemplo de ensaio realizado (b).



Figura 3-6 – (a) Material utilizado para ensaio do índice de vazios mínimo; (b) ensaio de índice de vazios mínimo.

Os resultados serão apresentados no capítulo 4.

### 3.5. Adensamento

O ensaio de adensamento foi realizado no rejeito para obtenção da linha de compressão isotópica do material. Foram seguidos as normas e procedimentos adotados pelo LabGeo, podendo-se citar a *International Standard Test, 2017 (ISO 17892-5)*.

Basicamente, o ensaio de adensamento consiste em submeter a amostra a aplicação de cargas verticais variáveis em determinados intervalos de tempo e por meio de transferência de forças por um braço de alavanca. A Figura 3-7 ilustra um dos oedômetros utilizados no LabGeo para a realização de ensaios de adensamento.

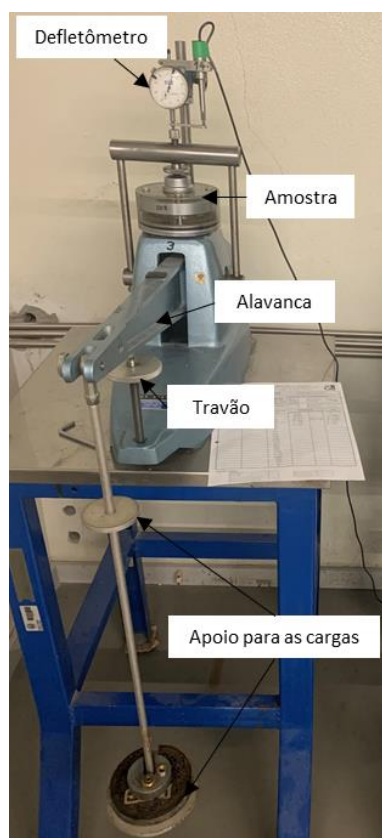


Figura 3-7 - Oedômetro para realização de ensaios de adensamento.

Previamente à realização do ensaio, o aparelho foi padronizado colocando a alavanca na posição horizontal e subindo o travão para manter esta posição. O ajuste prosseguiu com a utilização de uma placa padrão, que simula a altura da amostra.

Em seguida, o anel metálico utilizado para preparação da amostra foi pesado e teve suas dimensões aferidas. Assim, foi realizada uma média com os valores medidos e determinados a altura e diâmetro médios. Estes valores foram utilizados no cálculo do peso equivalente de cada escalão de carga bem como para obtenção do peso de cada camada de material para a preparação da amostra. A pedra porosa, parte integrante do conjunto do ensaio foi deixada imersa em água destilada por 24 h para garantir sua saturação.

O corpo de prova foi montado com 11,43 % de teor de umidade, diâmetros de 50,06 mm, altura de 20,10 mm e índice de vazios de 1,31, ou seja, procurou-se montar uma amostra solta. O molde teve sua altura dividida em três camadas e o peso de cada camada foi calculado pelo método de *moist tamping*. O Quadro 3-1 mostra um resumo do peso de cada camada do corpo de prova e a Figura 3-8 apresenta a ordenação das camadas.

Quadro 3-1 - Peso das camadas – ensaio de adensamento.

Camada	Peso (g)
1ª	18,58
2ª	18,21
3ª	17,85
Total	54,64

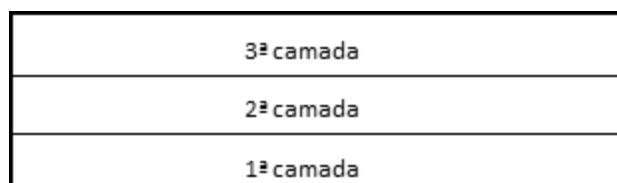


Figura 3-8 - Esquema de ordenação das camadas - ensaio de adensamento.

A amostra foi então montada dentro do anel metálico com o auxílio de uma placa de acrílico que serviu como base da montagem, acompanhada do papel de filtro da base. Foi utilizada uma colher para auxiliar na inserção da amostra dentro do anel metálico e um pilão de madeira para a compactação de cada camada em sua devida altura, devidamente marcadas neste último. A Figura 3-9 mostra o corpo de prova já montado, antes de ir para o oedômetro.



Figura 3-9 - Corpo de prova preparado para o ensaio.

Após o posicionamento da amostra e fixação do suporte no oedômetro, a placa de topo é então encaixada no conjunto, a alavanca foi posicionada conforme altura da amostra e travada quando atingida a altura adequada. Neste momento foi realizada a leitura do defletômetro e iniciou-se



o *software* de aquisição de dados do ensaio. A amostra, então, foi inundada até o topo do molde metálico, o travão foi retirado e foi observada a estabilização das leituras adquiridas pelo *software* após 24 horas, indicando, deste modo, a conclusão do processo de saturação do corpo do prova. Então deu-se início ao ensaio com as condições resumidas do Quadro 3-2 e com o plano de cargas definido no Quadro 3-3.

Quadro 3-2 - Resumo do ensaio.

Diâmetro do anel (mm)	50,06
Área do anel (mm <sup>2</sup> )	1.968,2106
Peso da placa de topo (g)	214,43
Razão da alavanca	11,04

Quadro 3-3 - Plano de cargas do ensaio.

Escalão (kPa)	Força (N)	Peso (g)
3	5,905	35,097
6	11,809	89,617
12	23,619	198,656
25	49,205	434,909
50	98,411	889,241
100	196,821	1.797,906
200	393,642	3.615,234
400	787,284	7.249,892
800	1.574,568	14.519,207
1.600	3.149,137	29.057,837
3.200	6.298,274	58.135,096
6.400	12.596,548	116.289,615
3.200	6.298,274	58.135,096
800	1.574,568	14.519,207
200	393,642	3.615,234
400	787,284	7.249,892
12	23,619	198,656
3	5,905	35,097

A Figura 3-10 permite observar o ensaio em andamento.



Figura 3-10 - Ensaio de adensamento em avanço.

Após o encerramento do ensaio, procedeu-se com o esvaziamento da célula e desmontagem da amostra, retirando-se o topo e colocando o anel com a amostra dentro de um recipiente para pesagem e posterior secagem em estufa do material. Ressalta-se que também foi levado em consideração nos cálculos o material proveniente de lavagem dos papéis filtro e demais itens que continham algum resquício do material.

O resultado deste ensaio será apresentado no capítulo 4.

### 3.6. Ensaio Triaxial

O ensaio triaxial foi realizada no rejeito de ouro em duas situações. A primeira foi no LabGeo e com a utilização de *bender elements* para medição de velocidade das ondas cisalhantes em diferentes tensões confinantes. Já a segunda, foi no laboratório de geotecnia da Universidade de Coimbra. O procedimento de montagem da amostra foi o mesmo em ambos os locais e será descrito a seguir, com a ressalva das dimensões diferentes de cada um deles, 140 x 70 mm o corpo de prova moldado no LabGeo e 90 x 40 mm o corpo de prova moldado em Coimbra. Ambos os ensaios foram realizados com o mesmo alvo de índice de vazios  $e = 1,20$ . O ensaio em ambas as instituições é regido pelo Comitê Europeu de Normalização (ISO/TS 17892-9:2004)

A preparação das amostras foi iniciada pela preparação do rejeito, onde foi realizado o processo de destorroamento e adição de água destilada na quantidade do teor de umidade desejado com

posterior homogeneização da mistura. O teor de umidade inicial desejado foi de 11,5% sendo, então, 1 kg de rejeito misturado a 115 ml de água destilada. O peso total da amostra necessária para o ensaio no LabGeo foi de 777,72 g. Já para a amostra necessária para o ensaio no laboratório da Universidade de Coimbra foi de 149,55 g. Em ambas as situações a quantidade de material por camada foi calculada com base no método de *moist tamping*, podendo as quantidades serem visualizadas no Quadro 3-4 (FEUP – LabGeo) e no Quadro 3-5 (Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra).

Quadro 3-4 - Peso das camadas – ensaio triaxial LabGeo-FEUP.

Camada	Peso (g)
1 <sup>a</sup>	127,03
2 <sup>a</sup>	128,06
3 <sup>a</sup>	129,10
4 <sup>a</sup>	130,14
5 <sup>a</sup>	131,18
6 <sup>a</sup>	132,21
Total	777,72

Quadro 3-5 - Peso das camadas – ensaio triaxial Coimbra.

Camada	Peso (g)
1 <sup>a</sup>	24,43
2 <sup>a</sup>	24,63
3 <sup>a</sup>	24,83
4 <sup>a</sup>	25,02
5 <sup>a</sup>	25,22
6 <sup>a</sup>	25,42
Total	149,55

A montagem das amostras contou com o auxílio de um molde bipartido, onde a membrana foi fixada às suas paredes com o emprego de sucção. O topo e a base de ambas as amostras contaram com o emprego de pedras porosas e papéis filtros. A membrana é marcada previamente para as seis camadas a serem inseridas e fixada à base e ao topo com o auxílio de o-rings. A compactação de cada camada foi realizada com o auxílio de um martelo compactador, semelhante ao ilustrado na Figura 2-6, onde foi realizada a marcação relativa a cada camada. Antes do início e após a conclusão da montagem da amostra, foi depositada uma pequena quantidade de material em cápsulas que, por sua vez, foram pesadas e direcionadas à estufa de modo a aferir a variação de umidade resultante da montagem. A compactação seguiu o método de *moist tamping*, de modo que as camadas tiveram pesos diferentes, sendo crescente este valor da base para o topo. É importante observar a utilização da metodologia nos ensaios, uma vez que à medida em que as camadas vão sendo depositadas, as primeiras camadas depositadas sofrem uma compactação induzida das camadas superiores. Entre as camadas

foram realizadas ranhuras, de modo a garantir aderência entre elas. Ao fim da montagem da amostra, o papel filtro, a pedra porosa e a placa de topo foram colocados na parte superior e o corpo de prova foi devidamente vedado com os o-rings.

É importante observar que devido ao fato de as amostras terem sido montadas com índice de vazios mais elevado, antes da retirada do molde bipartido foi necessário a aplicação de uma tensão de sucção de -10 kPa pelo topo das amostras, de modo a evitar a compactação precoce dos corpos de prova.

Também é válido destacar que as membranas passaram por testes antes e após a montagem das amostras para verificação de sua integridade física e capacidade impermeabilizante. Antes de iniciar as montagens, foi realizado um simples teste com o preenchimento com água da membrana e bloqueio de saída das duas extremidades, verificando se havia algum vazamento. Após as montagens o teste foi feito retirando a aplicação da tensão de sucção e verificando se as tensões registradas nos transdutores de topo e base se mantinham constantes. Caso elas comessem a diminuir, isso indicaria a ocorrência de alguma fuga possivelmente devido a um dano na membrana.

Com a amostra devidamente posicionada no pedestal, realizou-se medidas de altura e diâmetro em diferentes posições, uma vez que a confecção das amostras neste tipo de ensaio não permite a formação de um cilindro perfeitamente simétrico. As alturas foram retiradas em quatro pontos diferentes e os diâmetros foram medidos em quatro pontos com direções coincidentes, mas em alturas diferentes e em outros quatro pontos com direção rotacionada a aproximadamente 45° das quatro primeiras medições e em alturas também distintas das primeiras, tomando o cuidado de se evitar medir na região limítrofe entre camadas. As médias destas medidas foram então calculadas e utilizadas como os valores representativos, conforme mostra o Quadro 3-6.

Quadro 3-6 - Dimensões representativas dos corpos de prova.

Ensaio	Altura média (mm)	Diâmetro médio (mm)
LabGeo - FEUP	140,07	69,46
Coimbra	87,69	38,41

A câmara triaxial, conforme já descrito no item 2.5, possui um êmbolo, ou pistão, que carrega a amostra axialmente. Este pistão, ao posicionar a câmara sobre o pedestal, deve ter seu eixo o mais distante da amostra possível, de modo a evitar que ele toque a amostra e venha a danificá-la. Após a câmara devidamente colocada, o conjunto foi levado para a prensa onde ocorreria o ensaio, para o caso da amostra ensaiada no LabGeo - FEUP. O corpo de prova ensaiado em Coimbra foi montado sobre uma base de ensaio do tipo *stress-path*, que basicamente faz a aplicação de carga elevando a amostra e pressionando-a contra o pistão posicionado no topo. Para a amostra ensaiada na LabGeo - FEUP, após todo o conjunto ser devidamente posicionado

na prensa, o pistão foi cuidadosamente movimentado de modo a quase tocar a placa de topo. O mesmo processo foi providenciado para a amostra ensaiada em Coimbra com a ressalva de que a movimentação foi feita de baixo para cima, ou seja, da amostra em direção ao pistão, também sem tocá-lo. Então, o processo de enchimento da câmara com água destilada foi iniciado, mantendo as purgas do topo abertas para expulsão de eventuais bolhas de ar até o completo enchimento. Após este processo, aplicou-se uma pressão na câmara de 10 kPa, de modo a possibilitar a retirada a pressão de sucção.

Todo o processo descrito pode ser observado na Figura 3-11, para o corpo de prova confeccionado no LabGeo - FEUP, e na Figura 3-12 para a amostra montada na Universidade de Coimbra.

Findado todo este processo, foi iniciada a etapa de saturação da amostra. No LabGeo - FEUP é prática a utilização de CO<sub>2</sub> para garantia de uma melhor saturação, tendo em vista que este gás expulsa facilmente o oxigênio presente na amostra devido ao fato de ser mais denso que este último e por ser mais facilmente solúvel em água. O CO<sub>2</sub> é aplicado por uma das torneiras da base sob pressão controlada de 3 a 5 kPa, tendo saída pelo topo da amostra. É padrão para garantir a saturação da amostra que sejam percolados 1,5 L de CO<sub>2</sub>, e este controle de volume é feito utilizando um balde com água e garrafa cheia de ar com o tubo de saída do CO<sub>2</sub> inserido em sua abertura. Deste modo, o CO<sub>2</sub> liberado pelo tubo vai ocupar espaço dentro da garrafa e expulsando a água de seu interior. Quando o volume mínimo para garantia de saturação, e medido pela garrafa sem água, conclui-se que a amostra está saturada. Após a percolação de CO<sub>2</sub> faz-se necessária a percolação de água pela base para expulsão das bolhas do referido gás da amostra. Quando não há mais presença de CO<sub>2</sub> na base, esta é considerada saturada e, então, inicia-se o processo de percolação da amostra.

A percolação em amostras com índice de vazios no estado solto deve ser feita com cautela extra e aplicação de pressão adicional para garantir a integridade do corpo de prova. Para tal, é recomendada uma tensão efetiva de 10 kPa e, para tal, foi aplicada tensão adicional de 10 kPa na câmara, 20 kPa no total, mas tendo o valor subtraído da pressão interna da amostra de 10 kPa a tensão efetiva foi, deste modo, de 10 kPa. O processo de percolação foi similar nos dois locais, com a diferenciação do medidor de volume utilizado. Em Coimbra, adota-se o blader como medição do volume percolado. Já no LabGeo - FEUP, ao invés de conectar o blader diretamente à válvula da câmara, é conectado o medidor de volume entre eles, de modo que a saturação seja garantida, mas com a utilização do blader apenas como passagem. Para uma boa saturação é recomendada a passagem de um volume de água igual a duas vezes o volume de índice de vazios. Assim sendo, o volume percolado no ensaio realizado na FEUP foi de 340 ml e o volume de água percolado na amostra de Coimbra foi de 220 ml.

A fim de garantir a saturação das amostras, procedeu-se com a elevação das tensões, mantendo-se sempre a tensão efetiva de 10 kPa, de modo a dissolver bolhas de ar e/ou CO<sub>2</sub>. O incremento das tensões foi feito em uma velocidade de 50 kPa/h até que fosse atingida uma tensão de 300 kPa nas amostras de 300 kPa na câmara. Após este processo, foi feito o cálculo do parâmetro B de Skempton, dado pela equação a seguir:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3-1)$$

Onde  $\Delta u$  é a variação de poropressão e  $\Delta \sigma_3$  é a tensão aplicada na amostra. Recomenda-se que o valor de B seja sempre superior a 0,95 para estar numa condição de saturação adequada para o ensaio. A amostra ensaiada no LabGeo - FEUP teve um parâmetro B de Skempton de 0,98. Já a amostra ensaiada na Universidade de Coimbra teve um parâmetro B de Skempton de 0,96. Esta diferença se deu devido ao fato de utilização do CO<sub>2</sub> no processo de saturação da amostra ser bastante eficiente, sendo prática do LabGeo - FEUP.

Após a conclusão da saturação das amostras, deu-se início ao processo de consolidação. Na FEUP, esta etapa foi feita com medida da percolação e da velocidade de ondas cisalhantes por *bender elements*. Em Coimbra, a consolidação foi inicialmente realizada anisotropicamente com  $k = 0,5$ , sendo  $k$  a razão entre a tensão horizontal e a tensão vertical. No entanto, houve problemas nesta etapa do ensaio, onde foi identificada um início de liquefação da amostra pelo topo, além de uma excentricidade de aplicação de carga, como pode ser observado na Figura 3-13. A falha foi devido ao fato de a saída de drenagem do topo estar fechada durante esta fase do ensaio. Como não havia transdutores de pressão no topo nesta câmara específica, não foi notada a falha a tempo de corrigir. Então, na ocasião o ensaio foi parado e a base foi descida manualmente a uma velocidade bem reduzida e com muito cuidado. Optou-se por continuar o ensaio, apenas para sensibilidade, mas adotando a consolidação isotrópica.

A consolidação do ensaio realizado em Coimbra foi até 400 kPa de tensão efetiva. A amostra ensaiada no LabGeo – FEUP foi submetida a uma tensão efetiva de 600 kPa ao fim da fase de consolidação. As permeabilidades do corpo de prova ensaiado no LabGeo - FEUP foram medidas nos escalões de 50, 200, 400 e 800 kPa. As velocidades das ondas cisalhantes foram medidas em todos os escalões de carga e descarga na fase de consolidação do ensaio realizado no LabGeo - FEUP.

Após a fase de consolidação, procedeu-se com a fase de corte das amostras, sendo o corte drenado em Coimbra e o corte cíclico no LabGeo - FEUP. No entanto, os resultados desta fase não serão apresentados uma vez que ou houve falha, no caso do corte cíclico, ou ocorreu rompimento do corpo de prova ainda na consolidação, como ocorrido em Coimbra. Ainda assim, os dados de consolidação serão comparados com alguns ensaios triaxiais realizados no rejeito em um laboratório brasileiro, o que será apresentado no capítulo 0.

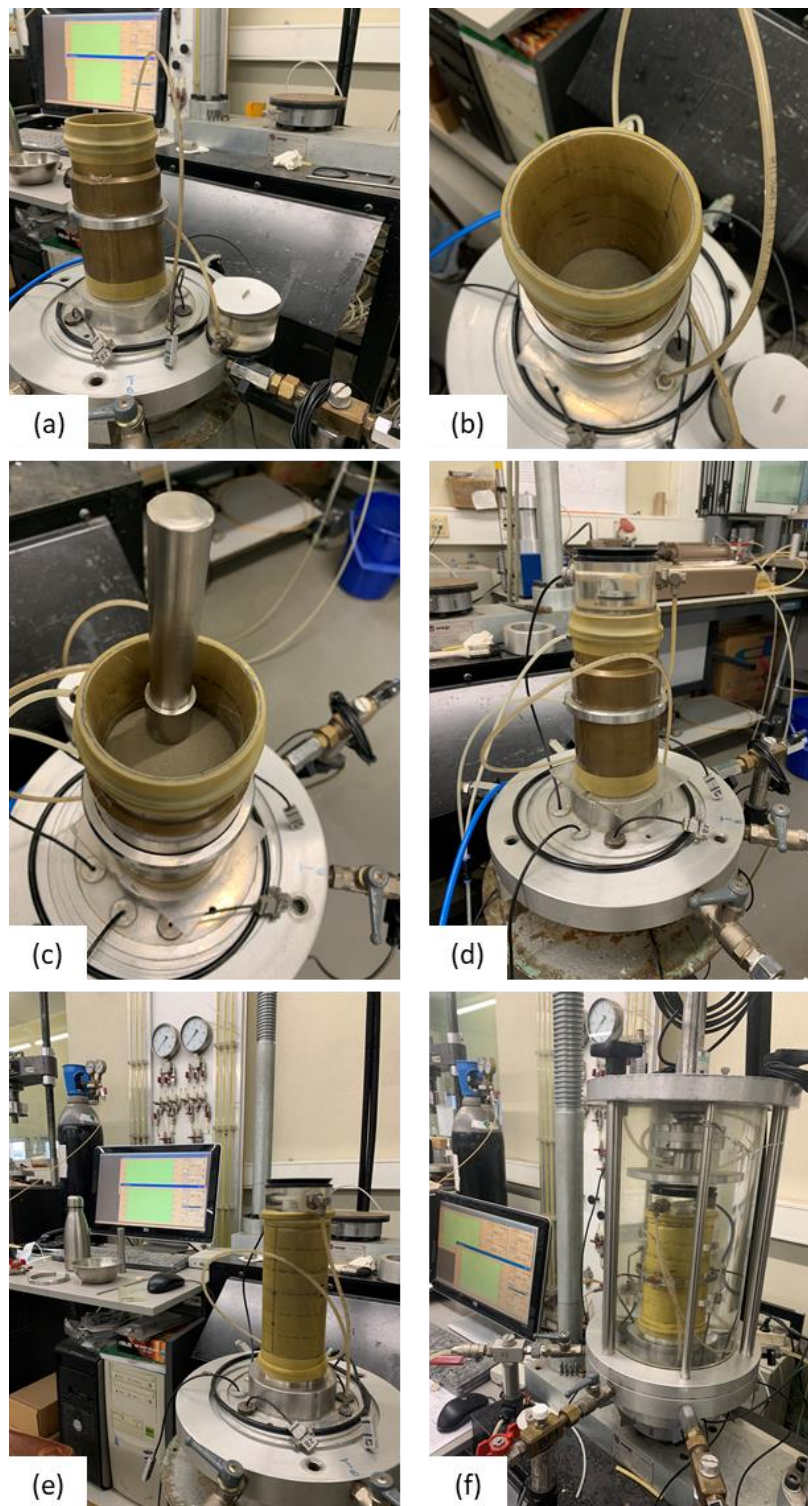


Figura 3-11 - Montagem do corpo de prova ensaio triaxial – FEUP: (a) utilização de molde cilíndrico bipartido; (b) confecção das camadas conforme marcação na membrana; (c) compactação e nivelamento de camada; (d) posicionamento da placa de topo; (e) retirada do molde bipartido; (f) posicionamento de amostra na câmara com seu posterior enchimento com água destilada.



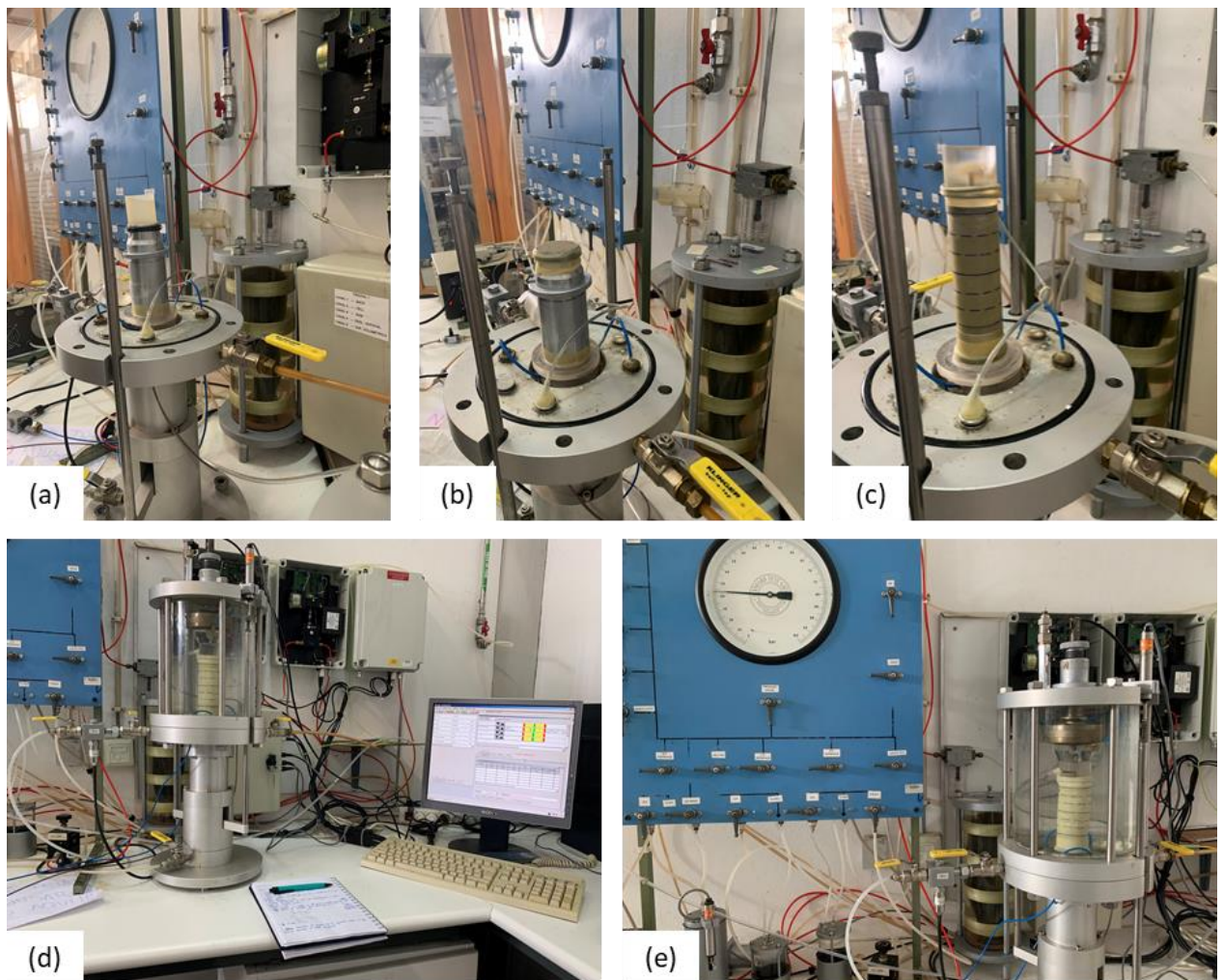


Figura 3-12 - Montagem do corpo de prova ensaio triaxial – Coimbra: (a) montagem do corpo de prova já na base da câmara triaxial com auxílio de molde cilíndrico bipartido; (b) finalização de moldagem do corpo de prova; (c) retirada de molde bipartido com posicionamento de placa de topo; (d) fechamento da câmara com seu posterior enchimento com água destilada; (e) andamento do ensaio com o blader ao fundo.





Figura 3-13 - Amostra do ensaio realizado na Universidade de Coimbra com o topo liquefeito e excentricidade de aplicação de carga.

A Figura 3-14 mostra os corpos de prova ensaiados na FEUP (a) e em Coimbra (b) após a fase de corte e finalização do ensaio. Já a Figura 3-15 a seguir mostra os corpos de prova desmontados no LabGeo (a) e em Coimbra (b) para secagem de modo a se obter o teor de umidade do final do ensaio.

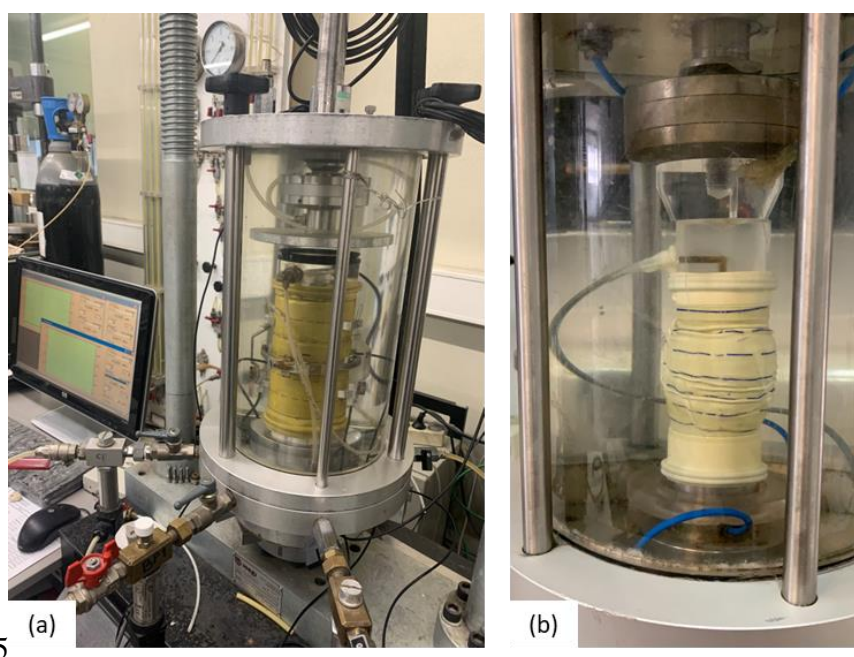


Figura 3-14 - Corpos de prova rompidos: (a) amostra ensaiada na FEUP; (b) amostra ensaiada em Coimbra.



Figura 3-15 - Desmontagem das amostras após finalização do ensaio: (a) amostra ensaiada na FEUP; (b) amostra ensaiada em Coimbra.

## 4. RESULTADOS

Este capítulo é dedicado a apresentar os resultados dos ensaios realizados, com algumas discussões a respeito deles. A caracterização do material foi realizada no laboratório de geotecnia da FEUP e embasou os demais ensaios da 2ª e 3ª campanha. O ensaio oedométrico, bem como a compressão triaxial realizada no LabGeo - FEUP, foram utilizados de modo a estimar a LNC do material. Ainda no LabGeo, foram realizadas na compressão triaxial as medições de permeabilidade e de ondas cisalhantes com a utilização de *bender elements*. No laboratório de Coimbra foi realizado um ensaio triaxial que foi utilizado para compor a estimativa da linha de estado crítico juntamente com os resultados de ensaios triaxiais realizados no mesmo material por laboratórios privados brasileiros. Os ensaios foram divididos em 3 campanhas. A 1ª campanha foi realizada por laboratório privado brasileiro, em 2020, com a caracterização do material e execução de 8 ensaios de compressão triaxial, sendo 4 do tipo CID e 4 do tipo CIU. A 2ª campanha foi executada em 2021 nos laboratórios FEUP e Coimbra e consistiu na caracterização do rejeito, na execução de ensaio oedométrico e no ensaio de compressão triaxial, sendo um deles realizado com medição de permeabilidade e de ondas cisalhantes. A 3ª campanha foi realizada em laboratório privado brasileiro e consistiu na execução de 6 ensaios triaxiais, todos do tipo CID, sendo 3 realizados em corpos de prova no estado fofo e os outros 3 realizados em corpos de prova no estado denso.

Comparou-se a caracterização do rejeito estudo com o rejeito *underflow* analisado por Bedin (2010). Os resultados das medições de ondas cisalhantes por *bender elements* também foram comparados com os resultados obtidos por Bedin (2010).

### 4.1. Granulometria e Índices De Vazios

A Figura 4-1 mostra a curva granulométrica obtida do ensaio realizado no LabGeo - FEUP onde é possível observar que o rejeito caracterizado é composto de 5% de argila, 64% silte e 31% de areia. Desta forma, o rejeito de ouro trabalhado pode ser caracterizado como silte arenoso com argila.

Comparou-se também os resultados com a análise granulométrica do rejeito de ouro proveniente do *underflow* da ciclonagem, que é o mesmo processo de origem do rejeito filtrado ensaiado, realizada por Bedin (2010). A Figura 4-2 mostra a análise granulométrica realizada por Bedin (2010). É possível observar semelhança do rejeito ensaiado no LabGeo com o resultado do ensaio no *underflow* feito por Bedin (2010), sendo que o material ensaiado na FEUP apresenta um pouco menos de finos se comparado com o material ensaiado por Bedin (2010). O Quadro 4-1 apresenta a síntese das análises granulométricas feitas por Bedin (2010), por laboratório privado brasileiro na 1ª campanha e pelo LabGeo – FEUP. Observa-se que os

valores encontrados no LabGeo se assemelham aos valores encontrados por Bedin (2010) e se distanciam um pouco mais dos valores encontrados na 1ª campanha por laboratório brasileiro, embora se trate do mesmo material. A explicação para esta divergência pode ser devido ao rigor das práticas laboratoriais do LabGeo, conferindo resultados mais confiáveis.

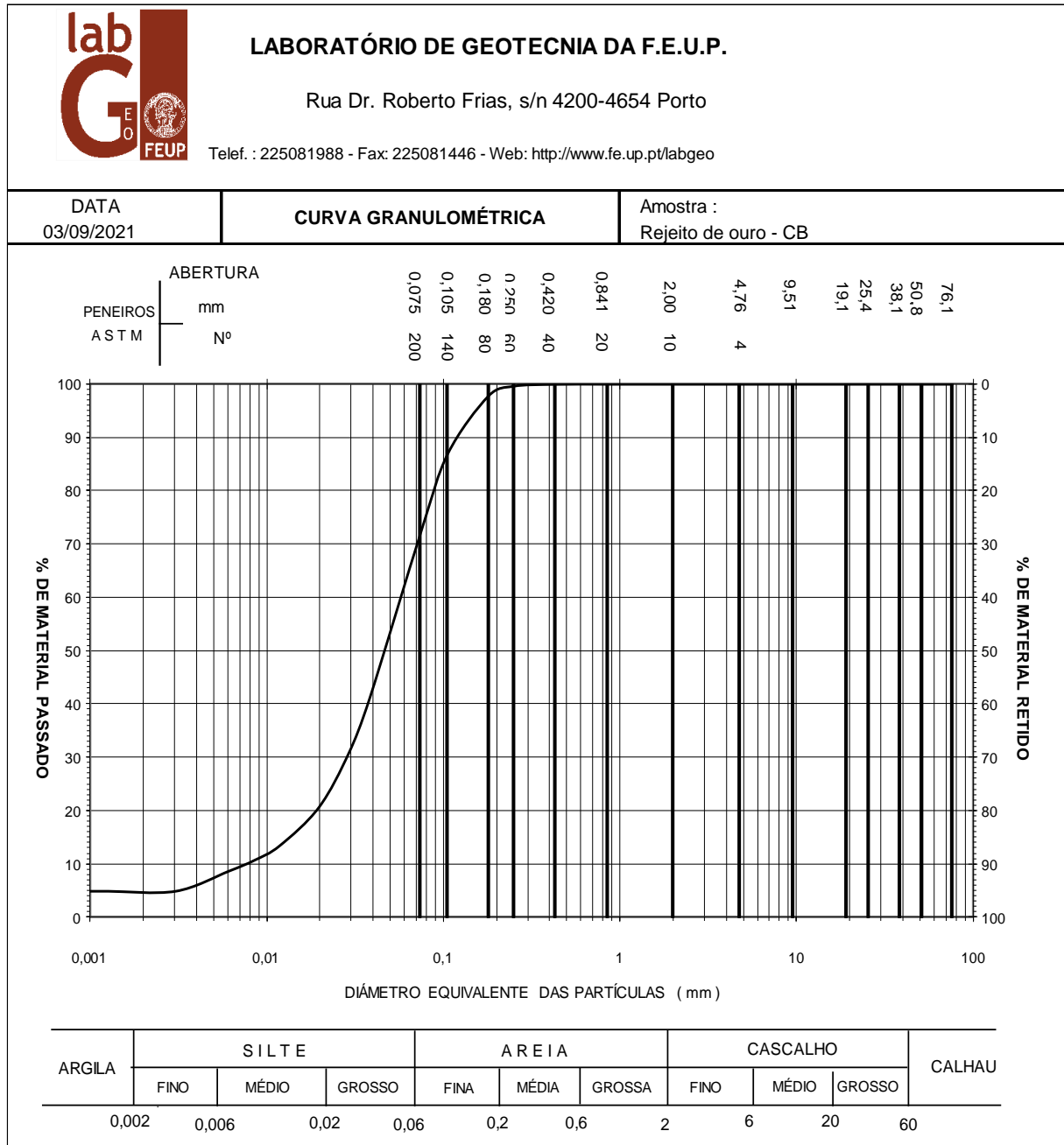


Figura 4-1 - Curva granulométrica do rejeito de ouro ensaiado no LabGeo.



O Quadro 4-3 aponta os valores de emáx. e emín. realizados no LabGeo - FEUP e apresenta também os resultados do laboratório privado da 1ª campanha e dos ensaios apresentados por Bedin (2010). É importante frisar que os ensaios realizados por Bedin (2010) foram *in situ*, em superfície e profundidade, com amostragem. Portanto, os valores apontados por Bedin (2010) são os valores máximos e mínimos de campo, não correspondendo aos valores de índice de vazios máximo e mínimo do material. No entanto, optou-se por comparar aqui os resultados, de modo a observar que os valores encontrados por Bedin (2010) estão dentro da faixa de valores encontrados nos ensaios LabGeo - FEUP. Os resultados do laboratório privado da 1ª campanha também diferem dos resultados encontrados no laboratório FEUP, o que pode ser devido a diferenças executivas laboratoriais, uma vez que o laboratório brasileiro utilizou as normas brasileiras (NBR 16840/2020 e NBR 16843/2020) enquanto o LabGeo se baseia no método da sociedade geotécnica japonesa (JGS 0161/2009). Reitera-se que o LabGeo - FEUP segue as melhores práticas laboratoriais e que, deste modo, apresenta resultados mais confiáveis.

Quadro 4-3 - Resumo índice de vazios máximo e mínimo.

Material	e máx.	e mín.
<i>Underflow</i> - Bedin (2010) *	1,23	1,10
Laboratório privado (1ª campanha) (NBR)	1,34	0,65
Rejeito filtrado - LabGeo – FEUP (2ª campanha) (JGS)	1,47	0,43

\*Os ensaios de Bedin (2010) foram realizados *in situ* em superfície (e máx) e em profundidade (e mín), não sendo simuladas condições máximas e mínimas de laboratório. Portanto, aqui representados estão o índice de vazios superficial como e máx. e o índice de vazios em profundidade como o e mín.

Os resultados da caracterização do rejeito obtidos dos ensaios realizados no LabGeo embasaram os demais ensaios da 2ª e da 3ª campanha.

## 4.2. Análise Mineralógica

Foi realizada análise mineralógica por espectrometria de fluorescência de raios X (FRX) e por difração de raios X (DRX) no material, dentro da 1ª campanha de ensaios.

No Quadro 4-4 é possível observar que a análise química aponta a presença majoritária de óxido sílico (59,3%) e de óxido de ferro (13,2 %).

Quadro 4-4 – Análise química por FRX.

Determinações	Resultados (%)
Perda ao fogo (PF)	9,3
Anidrido silícico (SiO <sub>2</sub> )	59,3
Óxido férrico (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	13,2
Óxido de cálcio (CaO)	7,8
Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	4,4
Anidrido sulfúrico (SO <sub>3</sub> )	3,0
Óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	0,9
Óxido de magnésio (MgO)	0,9
Óxido de titânio (TiO <sub>2</sub> )	0,5
Óxido de manganês (MnO)	0,3

O Quadro 4-5 apresenta os compostos mineralógicos por ordem de predominância. Observa-se que o quartzo é o composto mineralógico mais predominante e que a muscovita está em menor quantidade.

Quadro 4-5 – Análise por DRX.

Fórmula molecular	Compostos ou fases mineralógicas <sup>(a)</sup>
SiO <sub>2</sub>	Quartzo
FeCO <sub>3</sub>	Siderita
Ca <sub>3,02</sub> Fe <sub>1,63</sub> Mg <sub>1,35</sub> (CO <sub>3</sub> ) <sub>6</sub>	Ankerita
Si <sub>2,2</sub> Al <sub>3,3</sub> Fe <sub>1,65</sub> Mg <sub>2,5</sub> O <sub>18</sub> H <sub>8</sub>	Clinocloro
CaMg(CO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	Dolomita
Fe <sub>0,15</sub> Mg <sub>1,82</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>6</sub>	Ortopiroxênio
K <sub>4,00</sub> Al <sub>11,48</sub> Fe <sub>0,52</sub> Si <sub>12,00</sub> H <sub>8,00</sub> O <sub>48,00</sub>	Muscovita

A Figura 4-3 corrobora a presença majoritária de quartzo, onde é possível observar a maioria dos picos apresentados no difratograma relacionados a este composto mineralógico.

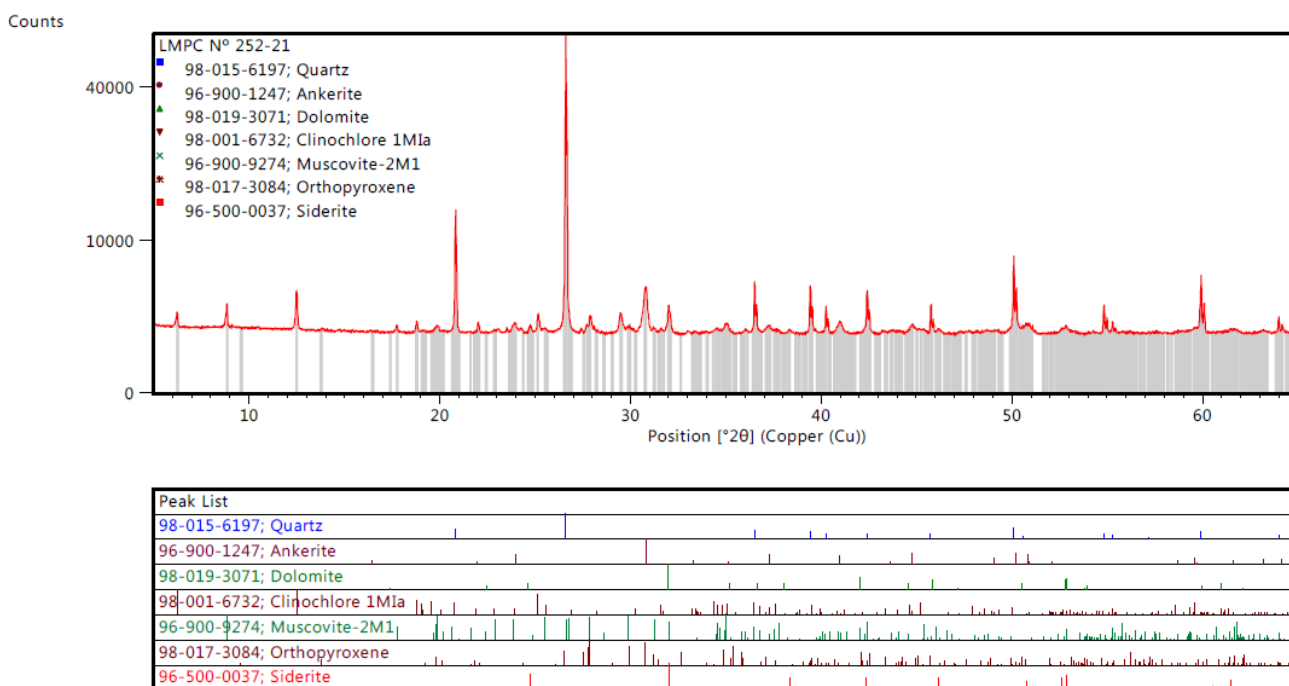


Figura 4-3 - Difratoograma de raios X do material.

Bedin (2010) realizou ensaios de varredura por espectrometria de energia dispersiva de raios X (EDX). Os resultados encontrados (Quadro 4-6) mostram que o material também possui valores significativos de sílica (33,47%) e ferro (26,46%), mas com porcentagem representativa de alumínio (23%).

Quadro 4-6 – Percentagem de elementos presentes na amostra *underflow* (adaptado de Bedin, 2010)

Elemento	% peso ( <i>Underflow</i> )
Si	33,47
Fe	26,46
Al	23,00
Mg	13,50
K	2,73
Ca	0,80

Esta diferença mineralógica entre os materiais pode conferir ao material as diferenças encontradas na caracterização da densidade das partículas e nos valores dos índices de vazios apontados no item anterior.



### 4.3. Ensaio Oedométrico e Compressão Triaxial

Como o intuito dos ensaios foi a caracterização do rejeito de ouro com base na teoria do estado crítico, neste item será apresentada a consolidação do ensaio oedométrico com os ensaios de compressão triaxial realizados no LabGeo - FEUP e em Coimbra. Também são apresentados os ensaios de compressão triaxial realizados por dois laboratórios privados do Brasil no mesmo material. Destaca-se que o material ensaiado nas três campanhas é proveniente do mesmo lote de amostra.

A organização da apresentação dos ensaios será caracterizada por campanhas, a saber:

- 1ª campanha: realizada por laboratório brasileiro e privado, em 2020, com total de 8 corpos de prova, sendo 4 ensaiados de forma drenada e os outros 4 ensaiados de forma não drenada. Os corpos de prova foram moldados com índice de vazios de 0,70;
- 2ª campanha: realizada nos laboratórios da FEUP e de Coimbra no ano de 2021. No laboratório FEUP foi realizado o ensaio oedométrico, com corpo de prova com índice de vazios inicial de 1,30. Adicionalmente, neste laboratório foi conduzida a parte de compressão triaxial com medições de permeabilidade, não tendo sido possível realizar o corte. Também foram realizadas medições de ondas cisalhantes com a utilização de *bender elements* na compressão triaxial. Em Coimbra foi possível realizar ensaio triaxial em um corpo de prova, tendo sido conduzido tanto a compressão quanto o corte, este último de forma drenada. Os corpos de prova de ambos os laboratórios foram moldados com índice de vazios de 1,20;
- 3ª campanha: realizada em 2022 por laboratório brasileiro e privado com total de 6 corpos de prova todos ensaiados de forma drenada. 3 corpos de prova foram moldados com índice de vazios de 0,50 e os outros 3 foram moldados com índice de vazios de 1,20.

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios de cada campanha.

#### 1ª CAMPANHA DE ENSAIOS

Os ensaios da 1ª campanha foram executados com  $\gamma_s$  de 2,79 g/cm<sup>3</sup> e umidade inicial de 15,5%. Da Figura 4-4 à Figura 4-7 é possível observar os resultados dos ensaios drenados realizados na primeira campanha.

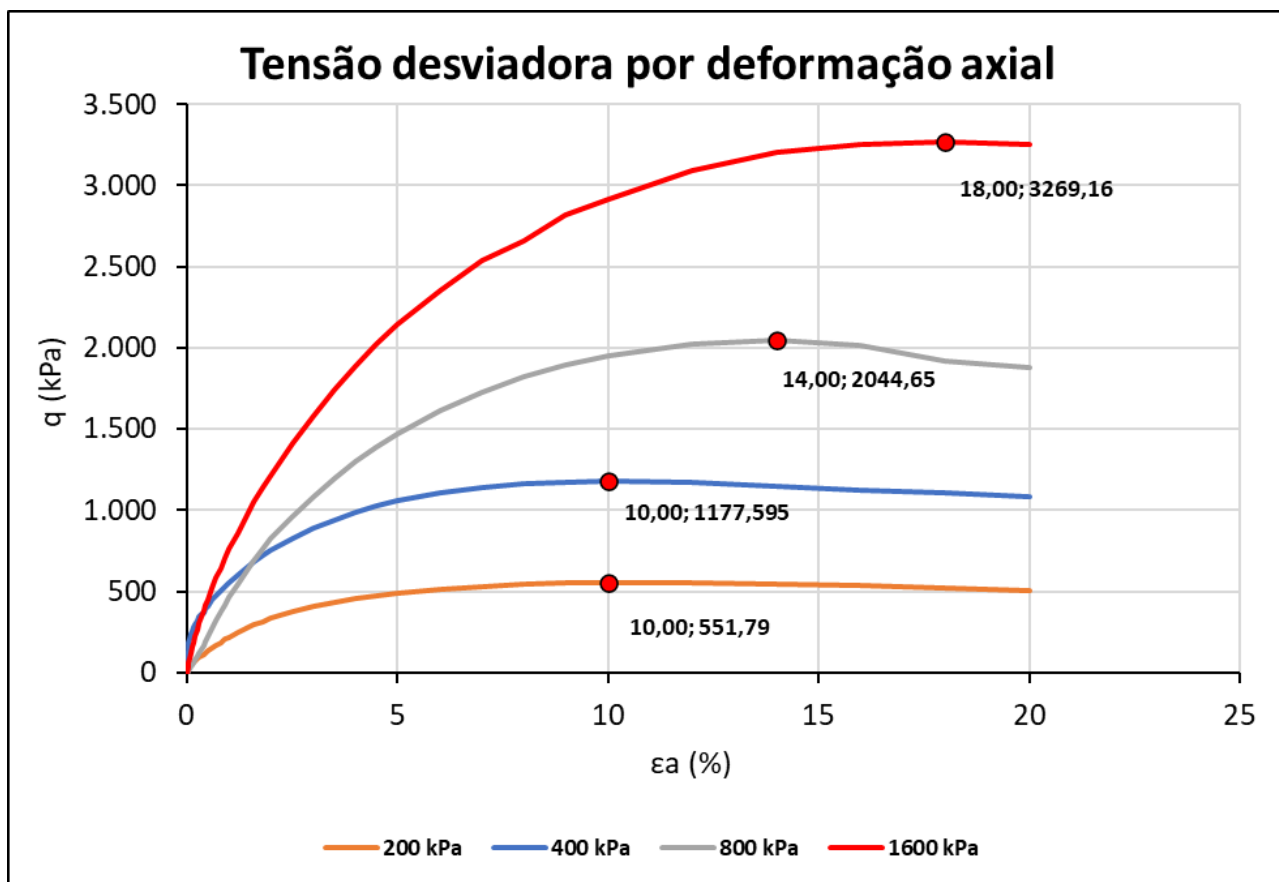


Figura 4-4 – Tensão desviadora x deformação axial - Ensaios drenados (1ª campanha).

Nota-se na Figura 4-4 que o material ensaiado apresenta comportamento dúctil para os 4 níveis de tensão confinante. Observa-se um pequeno pico na curva do corpo de prova ensaiado a 800 kPa, que não tem expressão na variação volumétrica, que é contrátil sustentadamente. Ou seja, o pequeno pico observado não é realista, mas sim devido a algum problema nos procedimentos de ensaio. Já no que se refere aos ensaios realizados sob menores níveis de tensões, isto é, a 200 e 400 kPa, verifica-se um comportamento dilatante, o que se traduz num ângulo de atrito com componente friccional acrescido de componente de dilatância, o que pode ser observado na Figura 4-5.

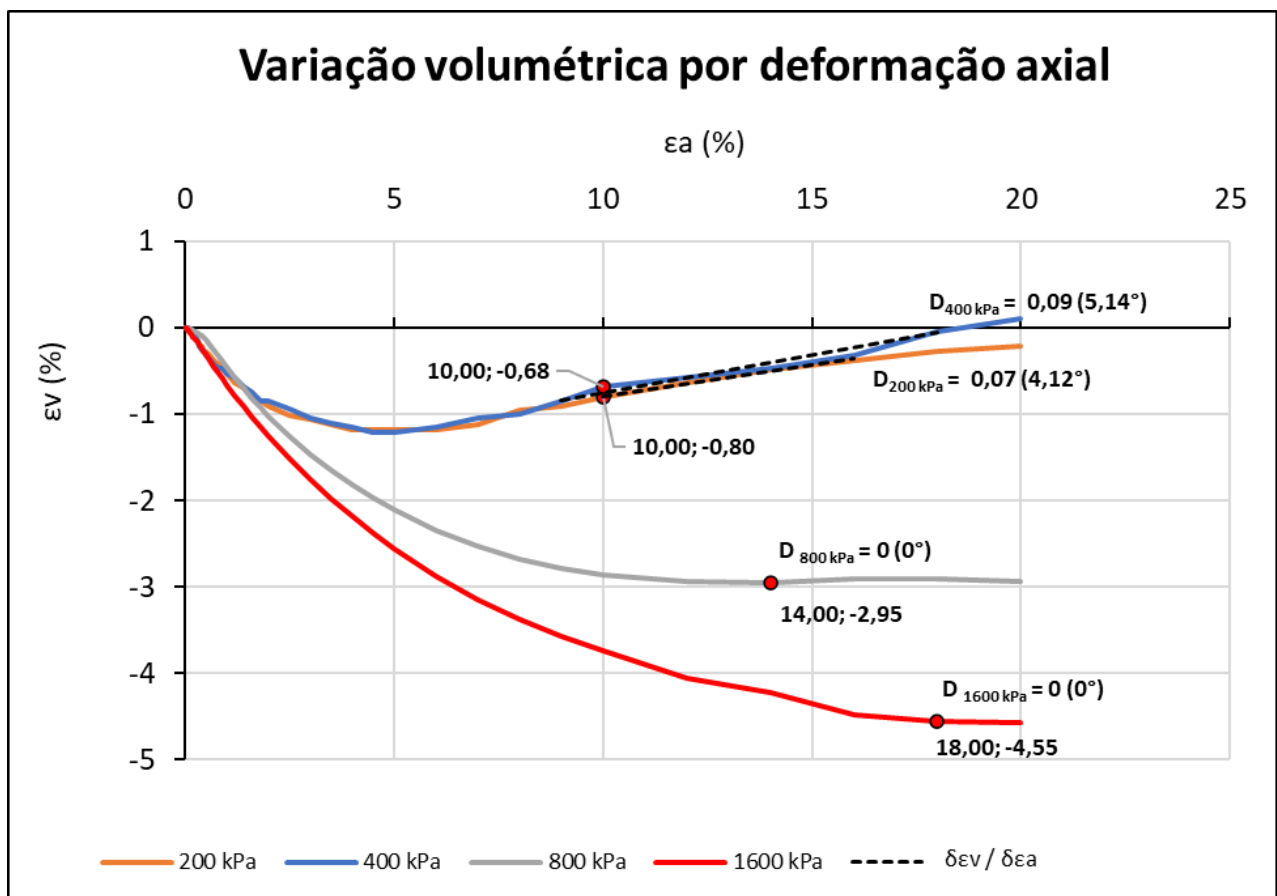


Figura 4-5 – Variação volumétrica x deformação axial - Ensaios drenados (1ª campanha).

Observa-se na Figura 4-5 que os gráficos de variação volumétrica por deformação axial sob os níveis de tensões mais baixos (200 e 400 kPa) são muito próximos, o que pode ser devido a alguma inconsistência do ensaio. Ainda no referido gráfico, é possível observar as dilatâncias obtidas para os diferentes níveis de tensões.

Nota-se na Figura 4-6 as trajetórias de tensões encontradas nos ensaios drenados da 1ª campanha, indicando um gradiente de atrito a volume constante  $M_{cv} = 1,16$  ( $29^\circ$ ). Já Figura 4-7 mostra o resultado do ensaio drenado da primeira campanha, com a representação do círculo de Mohr. Observa-se que o ângulo de atrito a volume constante encontrado foi de  $29^\circ$ . Nota-se a envoltória de ruptura que melhor se ajustou a este conjunto de ensaios sendo a parcialmente curvilínea.

O Quadro 4-7 apresenta o resumo dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios drenados da 1ª campanha.

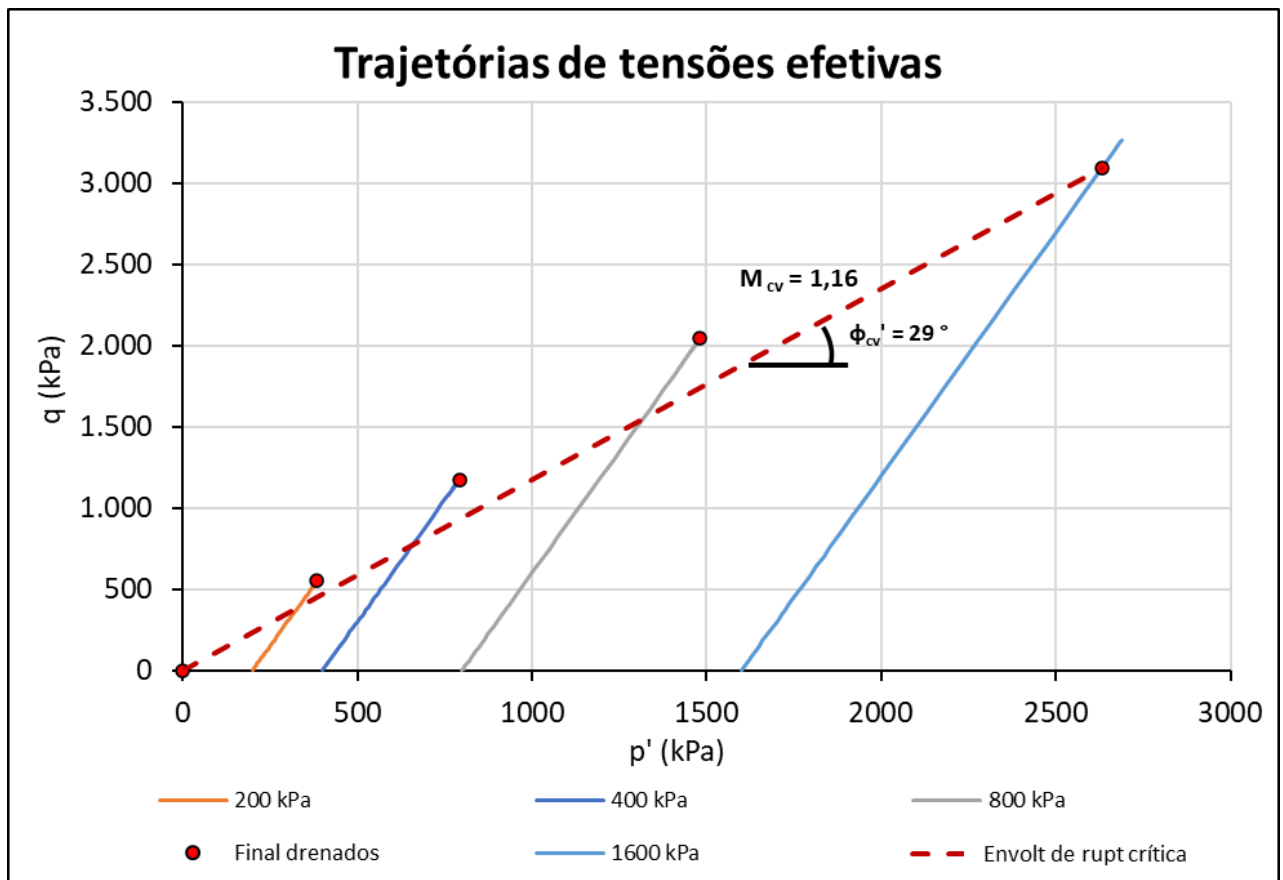


Figura 4-6 - Trajetórias de tensões - Ensaios drenados (1ª campanha).

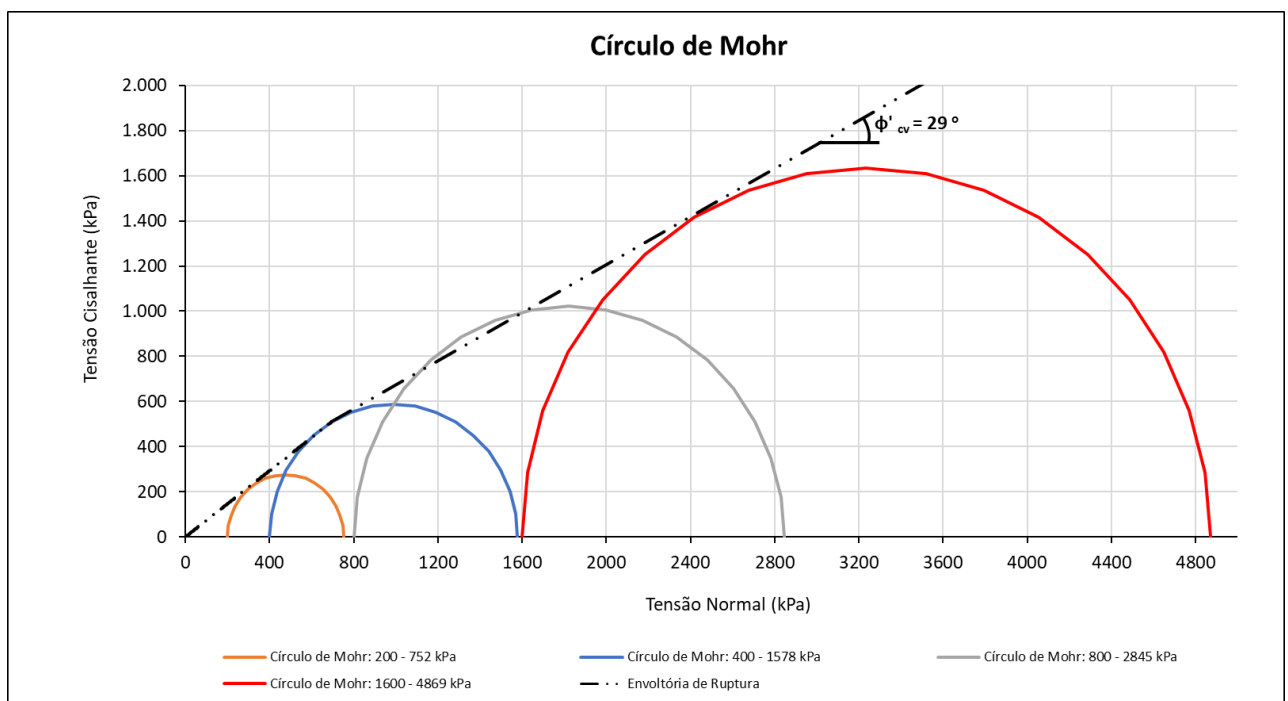


Figura 4-7 – Representação do círculo de Mohr - Ensaios drenados (1ª campanha).

Quadro 4-7 – Resumo dos parâmetros de resistência dos ensaios CID – 1ª campanha.

Ângulo de atrito $\Phi$ (°)	Gradiente de atrito M
29	1,16

Da Figura 4-8 à Figura 4-10 são apresentados os resultados dos ensaios não drenados da 1ª campanha. Já a Figura 4-11 apresenta a compilação das trajetórias de tensões de todos os ensaios triaxiais da 1ª campanha.

Nota-se na Figura 4-8 que os ensaios foram conduzidos até a deformação de 20%, não sendo observado estabilização das tensões desviadoras. O limite de 20% de deformação é condicionado pela prensa triaxial utilizada pelo laboratório na execução do ensaio, não sendo possível avaliar o comportamento do material a grandes deformações neste ensaio. Ainda na Figura 4-8 é possível observar os pontos de transformação de fases, que são os pontos onde a poropressão deixa de crescer e passa a diminuir. Neste ponto, o material passa do comportamento não drenado para um comportamento parcialmente drenado.

A Figura 4-9 mostra os excessos de poropressão gerados no material para cada nível de tensão ensaiado, também com a limitação do equipamento de 20% de deformação axial. Todos os excessos de poropressão são inicialmente positivos, mas infletem nos pontos de transformação de fase, sendo isto mais evidente nos ensaios realizados a 200 e a 400 kPa. A partir dos pontos de transformação de fase, os incrementos passam a ser negativos.

Observa-se na Figura 4-10 a representação das trajetórias de tensões dos ensaios não drenados da 1ª campanha com a envoltória de ruptura interceptando os pontos de transformação de fase. O gradiente de atrito (M) obtido neste ensaio é igual a 1,25, o que corresponde a um ângulo de atrito de 31,2°.

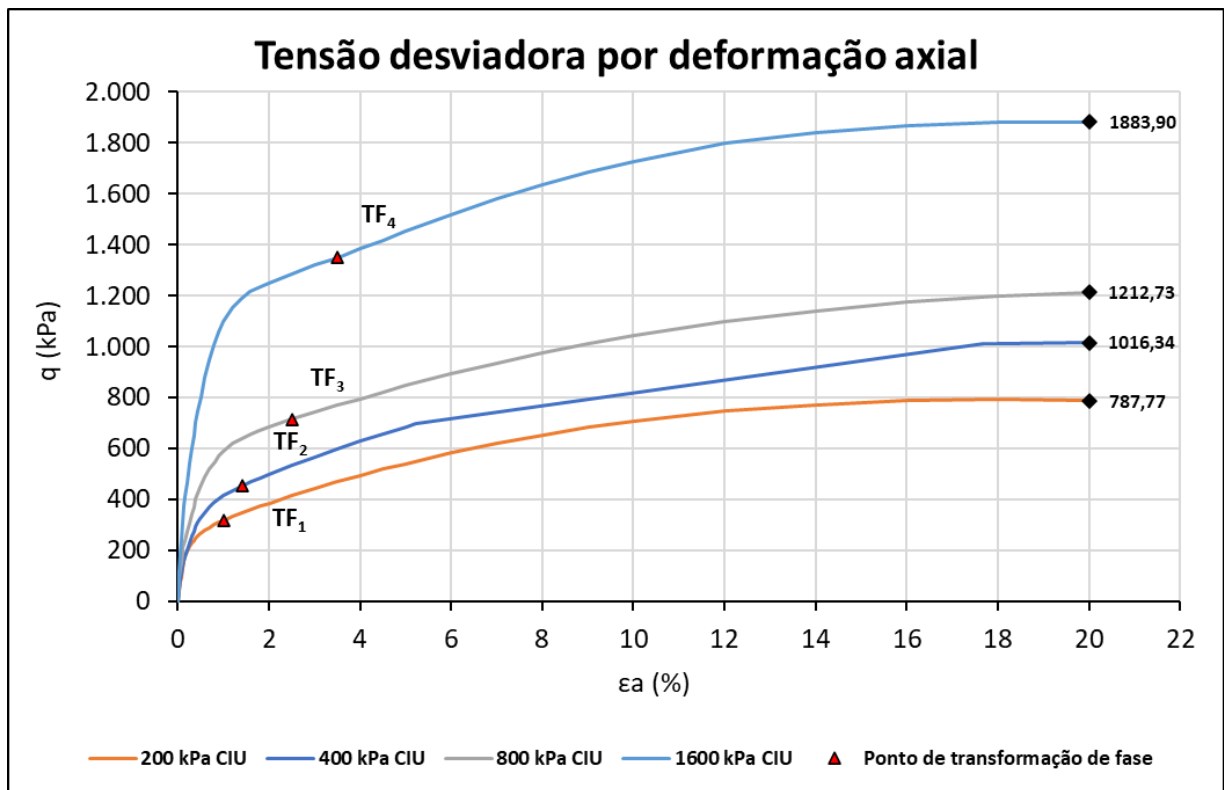


Figura 4-8 - Tensão desviadora x deformação axial - Ensaios não drenados (1ª campanha).

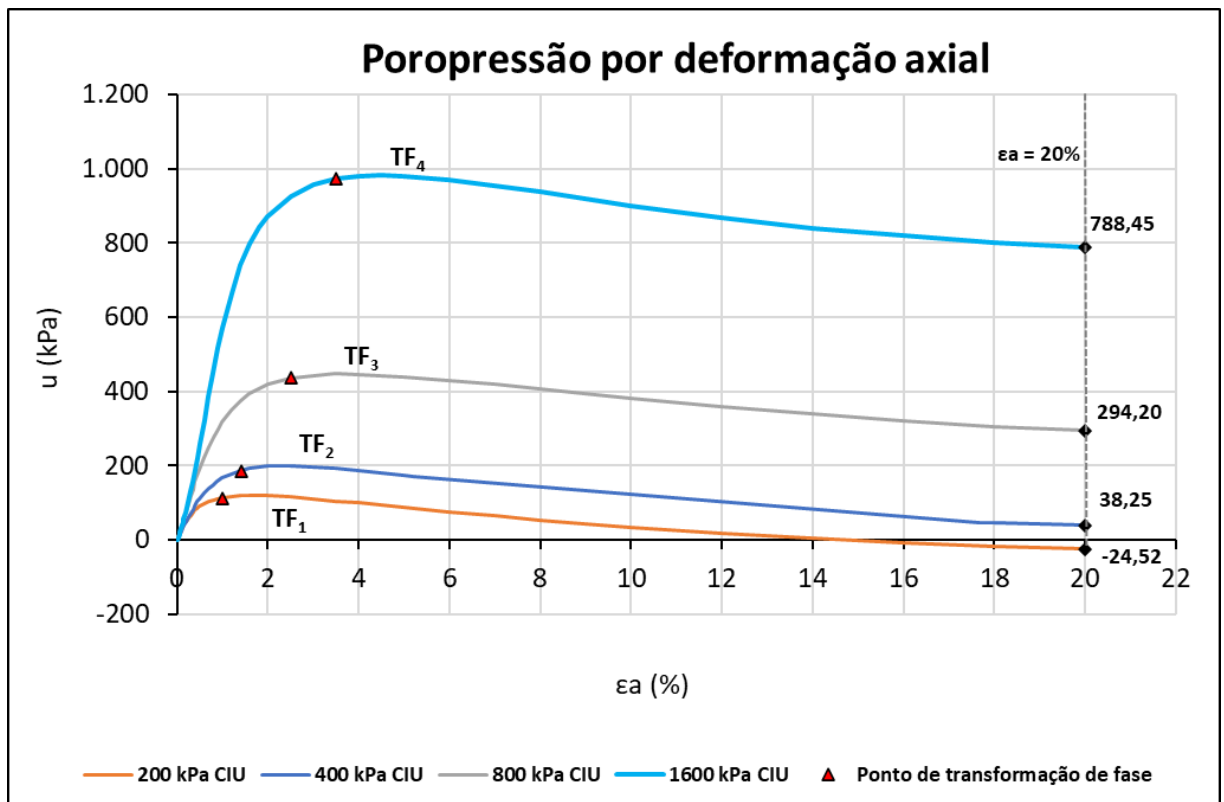


Figura 4-9 – Poropressão x deformação axial - Ensaios não drenados (1ª campanha).

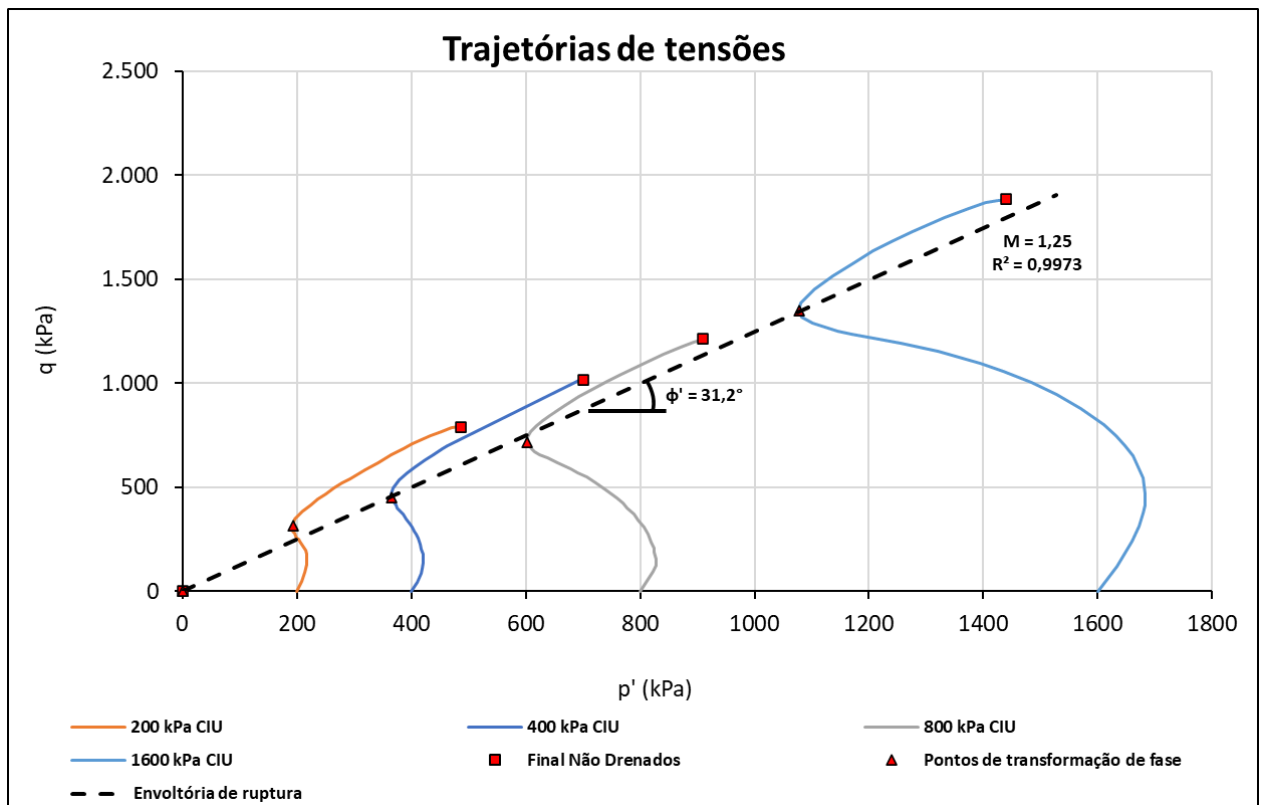


Figura 4-10 – Trajetórias de tensões - Ensaios não drenados (1ª campanha).

A Figura 4-11 compila todas as trajetórias de tensões dos ensaios drenados e não drenados da primeira campanha. A partir destas trajetórias, traçou-se as envoltórias de ruptura passando pela origem, sendo possível observar que as inclinações de ambas as retas convergem a valores próximos.

Ainda do gráfico apresentado na Figura 4-11, é possível notar que os ângulos de atritos a volume constante dos ensaios CID e CIU convergem para valores próximos, variando entre  $29^\circ$  e  $31,2^\circ$ .

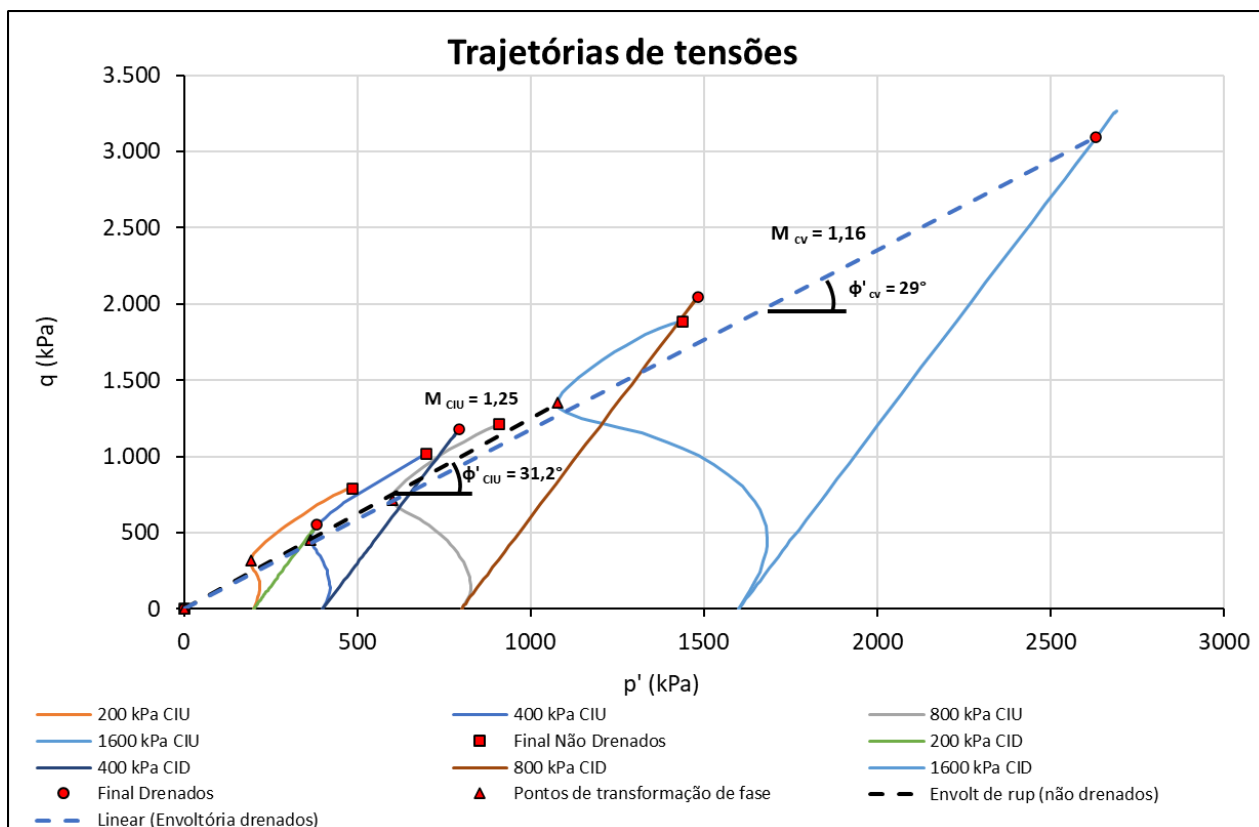


Figura 4-11 - Trajetórias de tensões - Ensaios drenados e não drenados (1ª campanha).

Observa-se que, apesar dos corpos de prova utilizados nesta primeira campanha terem sido moldados com índice de vazios de 0,70, estando próximos ao índice de vazios mínimo de 0,43 obtido na caracterização realizada no LabGeo, nenhum dos resultados apresentou comportamento dilatante, embora denotem uma inflexão que indica que se tivessem sido executados em técnicas específicas (bases lubrificadas e guiamento de topo), este comportamento poderia ter sido mais evidente.

O Quadro 4-8 abaixo apresenta os valores de  $M$  e de  $\Phi'_{cv}$  obtidos na 1ª campanha de ensaios.

Quadro 4-8 – Resumo dos parâmetros de resistência dos ensaios – 1ª campanha.

Tipo do ensaio	CID	CIU
Gradiente de atrito ( $M$ )	1,16	1,25
Ângulo de atrito a volume constante $\Phi'_{cv}$ (°)	29	31,2



## 2ª CAMPANHA DE ENSAIOS

Os ensaios da 2ª campanha foram executados com  $\gamma_s$  de 2,85 g/cm<sup>3</sup> e umidade inicial de 11,5%. Esta campanha foi realizada nos laboratórios de geotecnia das Universidades do Porto e de Coimbra e serão apresentados a seguir.

### Universidade do Porto

- Ensaio oedométrico

Inicialmente, foi realizado ensaio oedométrico no rejeito de ouro, no LabGeo. O objetivo deste ensaio foi obter a curva de compressibilidade (Figura 4-12) e obter uma sensibilidade inicial da inclinação da linha de compressão normal (LCN) para o material e comparar com os resultados dados pela compressão triaxial. Destaca-se que a sensibilidade inicial se tratava apenas de estimativa, uma vez que é sabido que o ensaio oedométrico não ocorre usualmente em condições isotrópicas.

Utilizando a relação de Jaky, que se expressa por  $K_0 = 1 - \text{sen}(\Phi)$ , e adotando  $\Phi_{cv}$  médio de 31°, o coeficiente de empuxo ( $K_0$ ) adotado para o cálculo de  $p'$  foi de 0,5.

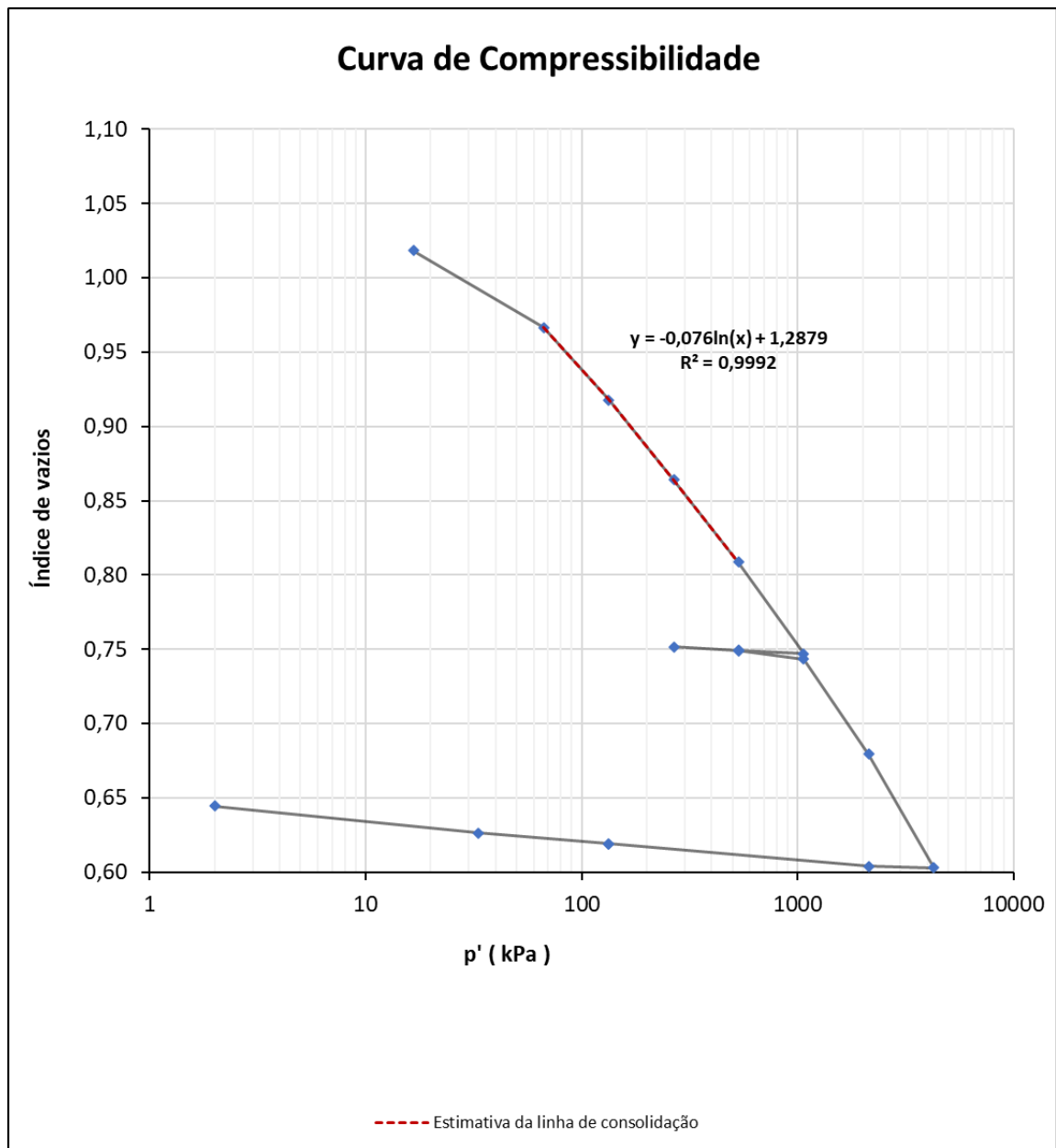


Figura 4-12 - Curva de compressibilidade - Ensaio oedométrico (2ª campanha - FEUP).

Assim, com base na curva de compressibilidade obtida do ensaio oedométrico, fez-se uma análise de sensibilidade inicial da LCN e de seus parâmetros, que são apresentados no Quadro 4-9.

Quadro 4-9 – Estimativa inicial dos parâmetros LCN – Ensaio oedométrico (2ª campanha - FEUP).

N	2,29
$\lambda$	0,076

Ao final deste capítulo os valores anteriormente estimados para a LCN serão comparados com os valores obtidos do ensaio de compressão triaxial.

- Ensaio de permeabilidade em câmara triaxial

O Quadro 4-10 apresenta o resultado do ensaio de permeabilidade realizado durante a compressão triaxial no LabGeo - FEUP que, de acordo com Matos Fernandes (2017), está dentro da faixa de valores de silte ( $10^{-6}$  a  $10^{-8}$  m/s).

Quadro 4-10 - Resultado permeabilidade - ensaio realizado no LabGeo – 2ª campanha (FEUP).

Escalão (kPa)	Coefficiente de Permeabilidade k (m/s)
50	$6,28 \cdot 10^{-6}$
200	$4,35 \cdot 10^{-6}$
400	$3,19 \cdot 10^{-6}$
800	$2,14 \cdot 10^{-6}$

De posse dos valores das permeabilidades calculados em laboratório, foi realizada também uma estimativa da superfície específica ( $S_p$ ) do material por meio da relação de Kozeny-Carman expressa na equação abaixo.

$$\log \frac{k}{1\text{m/s}} = 1,46 \cdot \left[ 0,5 + \frac{e^3}{G_s^2 S_p^2 (1+e)} \right] + 1,99 \quad (4-1)$$

Onde k é dado em m/s e  $G_s$  é o peso específico das partículas.

Assim, adotando-se  $G_s = 2,85$ , obteve-se uma superfície específica da ordem de  $S_p = 132$  kg/m.

Os resultados obtidos em laboratório são plotados na Figura 4-13 e na Figura 4-14 a seguir.

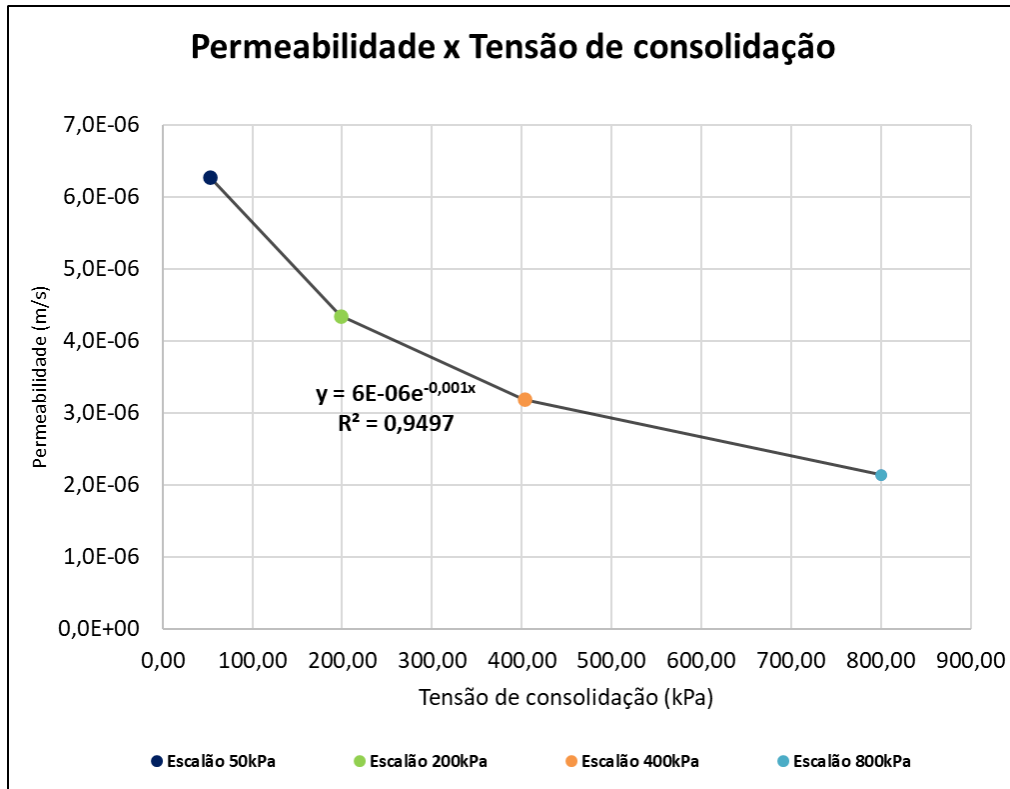


Figura 4-13 - Permeabilidade x tensão de consolidação - Ensaio de permeabilidade em câmara triaxial (2ª campanha - FEUP).

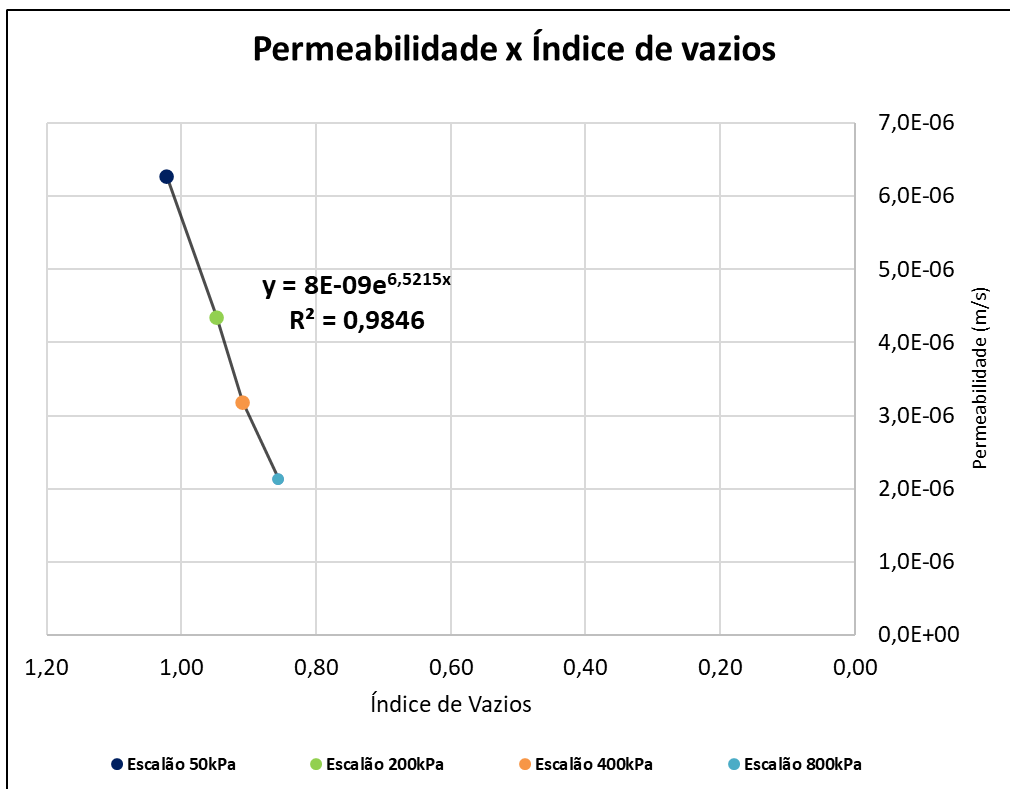


Figura 4-14 - Permeabilidade x índice de vazios - Ensaio de permeabilidade em câmara triaxial (2ª campanha - FEUP).

- Ondas Cisalhantes

Os resultados do ensaio de medição de ondas cisalhantes com *bender elements* foram calculados tendo como base os parâmetros de calibração destes (Quadro 4-11). O Quadro 4-12 apresenta os resultados obtidos do ensaio. A Figura 4-15 (a) mostra a correlação encontrada entre a velocidade das ondas S ( $V_s$ ) e a tensão confinante efetiva e (b) também aponta a correlação observada entre o módulo cisalhante inicial ( $G_0$ ) e a tensão confinante efetiva.

Quadro 4-11 - Dados dos *bender elements* (2ª campanha - FEUP).

Altura Base (mm)	6,07
Altura topo (mm)	6,13
Calibração $V_s$ ( $\mu$ s)	4,47

Quadro 4-12 - Síntese de resultados das ondas cisalhantes (2ª campanha - FEUP).

Estágio	Escalão	e	$p'$	$V_s$	$G_0$
		(-)	kPa	m/s	MPa
Montagem	CP=10 kPa	1,15	10,00	119,89	21,06
Percolação	CP=20 kPa; BP=10 kPa	1,06	10,00	139,24	36,73
Saturação	CP=310 kPa; BP=300 kPa	1,06	18,64	83,31	13,15
Consolidação	$p'= 20$ kPa	0,99	18,64	99,72	18,86
	$p'= 50$ kPa	0,95	52,27	124,95	29,88
	$p'= 100$ kPa	0,95	100,72	166,63	53,59
	$p'= 200$ kPa	0,95	197,94	226,12	99,63
	$p'= 400$ kPa	0,91	402,73	274,92	148,73
	$p'= 600$ kPa	0,86	597,74	343,16	234,91

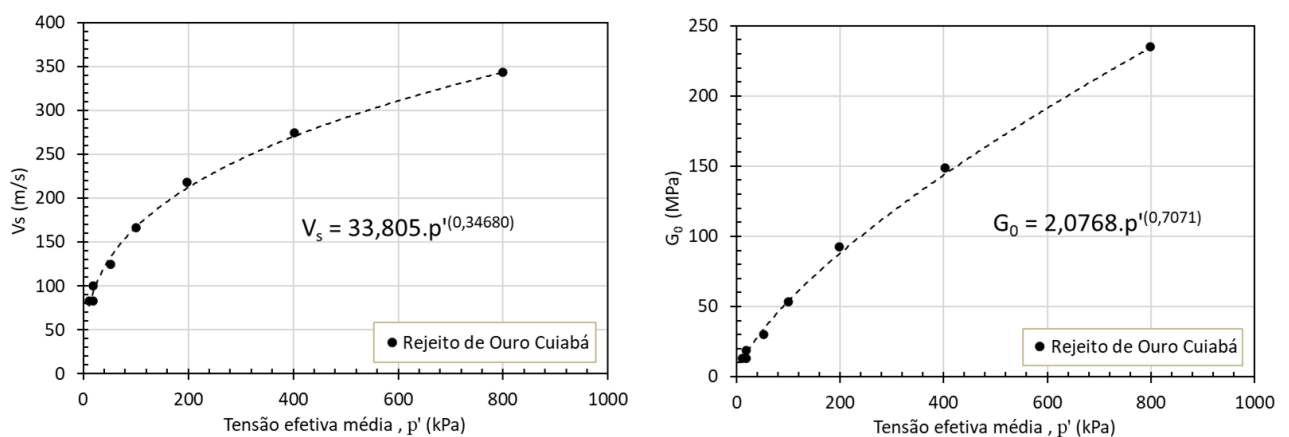


Figura 4-15 – (a) Variação de velocidade de ondas cisalhantes com a tensão confinante (2ª campanha - FEUP); (b) variação módulo cisalhante inicial com a tensão confinante (2ª campanha - FEUP).

A seguir, da Figura 4-16 à Figura 4-21 são apresentadas as leituras das ondas S realizadas nos diferentes estágios de consolidação e com gama de frequências de 2 a 8 kHz. Os resultados destes ensaios de medição de ondas cisalhantes com bender elements foram calculados a partir de uma análise criteriosa dos tempos de chegada da onda propagada ao longo da altura útil do corpo de prova, com ondas senoidais emitidas com distintas frequências e ajuste concomitante para avaliar o tempo mais provável, de acordo com o método publicado por Viana da Fonseca et al. (2009).

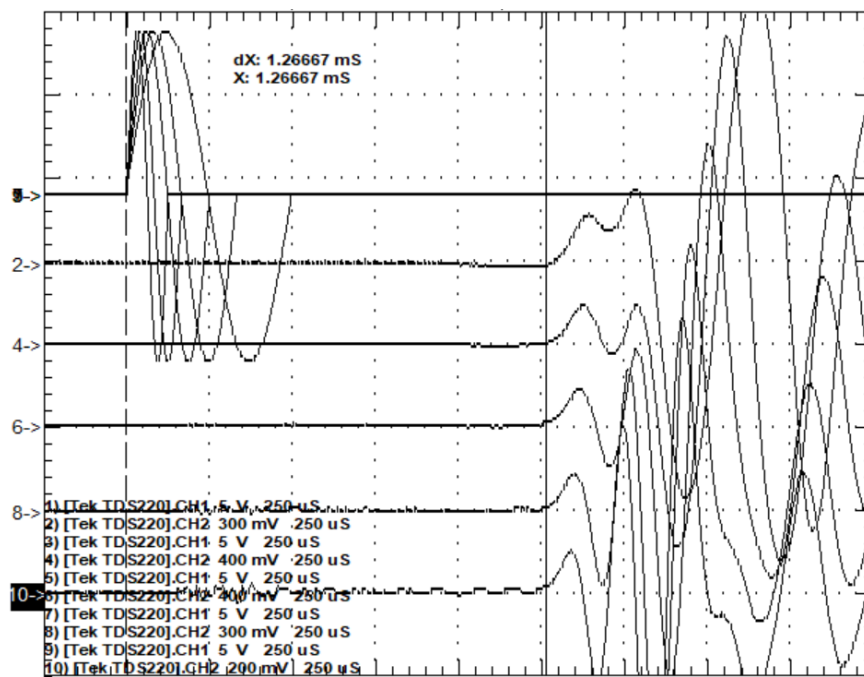


Figura 4-16 – Registros de ondas S – Consolidação ( $p'$  20 kPa).

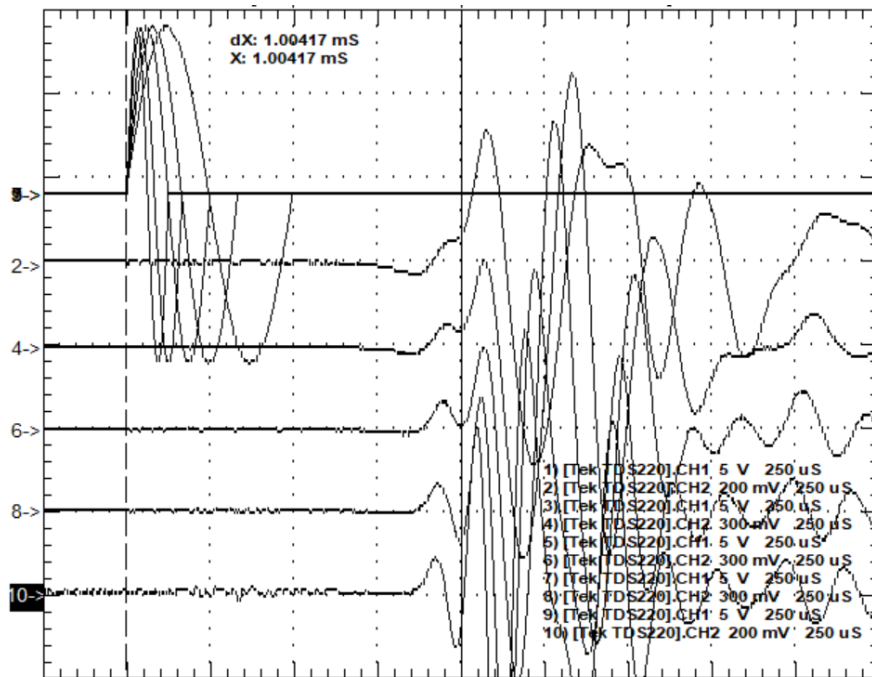


Figura 4-17 - Registros de ondas S – Consolidação ( $p'$  50 kPa).

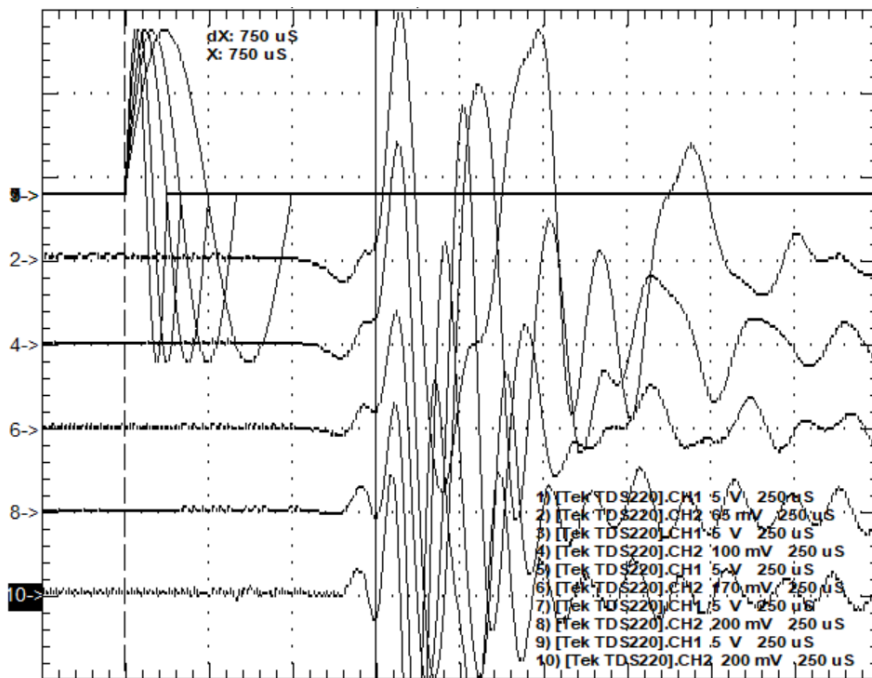


Figura 4-18 - Registros de ondas S – Consolidação ( $p'$  100 kPa).

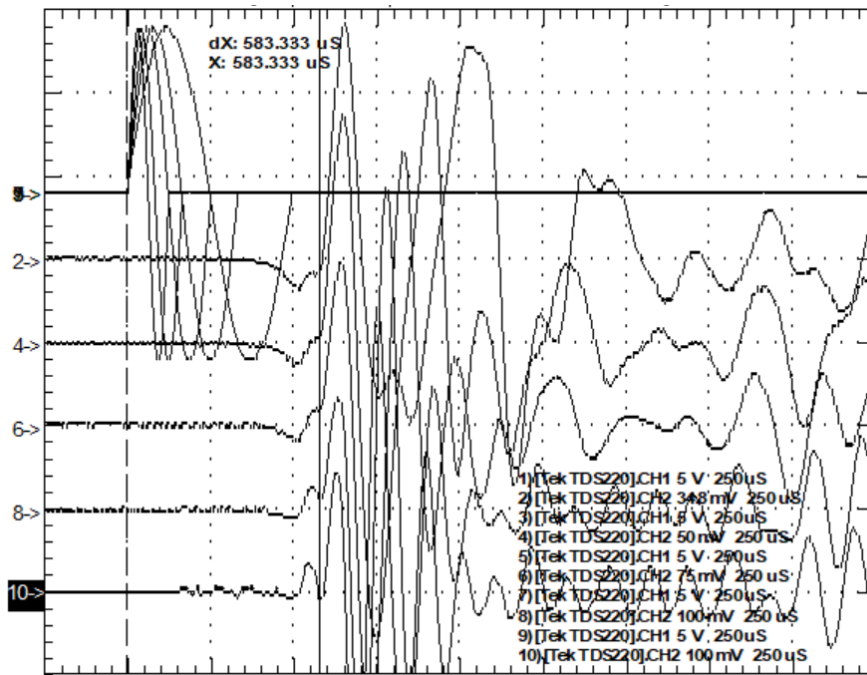


Figura 4-19 - Registros de ondas S – Consolidação ( $p'$  200 kPa).

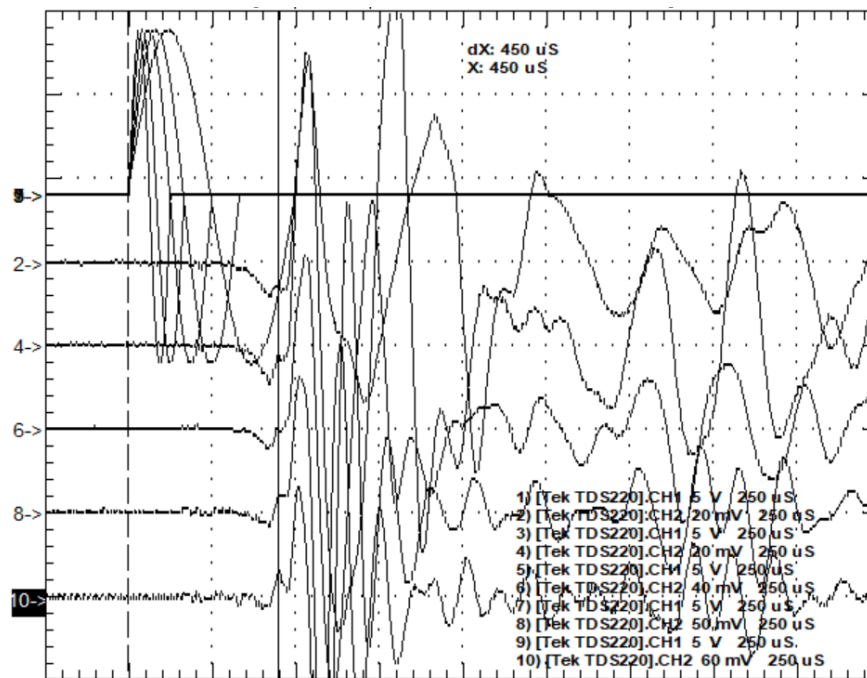


Figura 4-20 - Registros de ondas S – Consolidação ( $p'$  400 kPa).



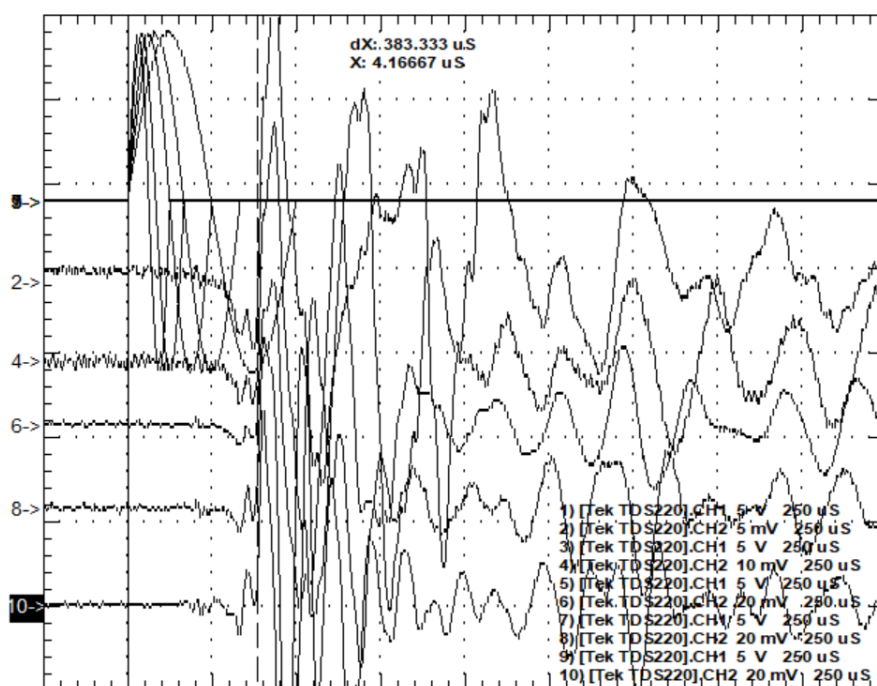


Figura 4-21 - Registros de ondas S – Consolidação ( $p'$  600 kPa).

A Figura 4-22 mostra os resultados por Bedin (2010) ao realizar o ensaio triaxial com a utilização dos *bender elements*, conduzidos, neste caso, também na FEUP. Os corpos de prova foram moldados para as dimensões iniciais de 140 x 70 mm com índice de vazios de 1,2.

No Quadro 4-13 é possível comparar os valores encontrados com aqueles apresentados por Bedin (2010). Nota-se que, mesmo tendo os corpos de prova características similares quanto à geometria e ao índice de vazios (Bedin, 2010, utiliza índice de vazios inicial de 1,2 e os ensaios realizados no LabGeo – FEUP foram iniciados com índice de vazios de 1,15), os valores apresentam significativa diferença. Como ambos os ensaios foram conduzidos no LabGeo – FEUP, com todo o critério e melhores práticas laboratoriais, as diferenças poderiam ser explicadas pelo fato de, apesar de serem ambos rejeitos de ouro, a composição mineralógica certamente é diferente devido a rocha matriz da frente de lavra de cada uma das minas que, por sua vez, estão localizadas em regiões bastante distintas. O material pesquisado por Bedin (2010) é oriundo da região nordeste do estado da Bahia. Já o rejeito de ouro aqui caracterizado é proveniente da cidade de Sabará, localizada nas proximidades da capital do Estado de Minas Gerais, Belo Horizonte, na região do quadrilátero ferrífero. Além disto, mesmo a pequena diferença entre os índices de vazios das amostras pode ter impacto significativo nos resultados, tendo em vista a influência deste parâmetro na velocidade de propagação das ondas cisalhantes.

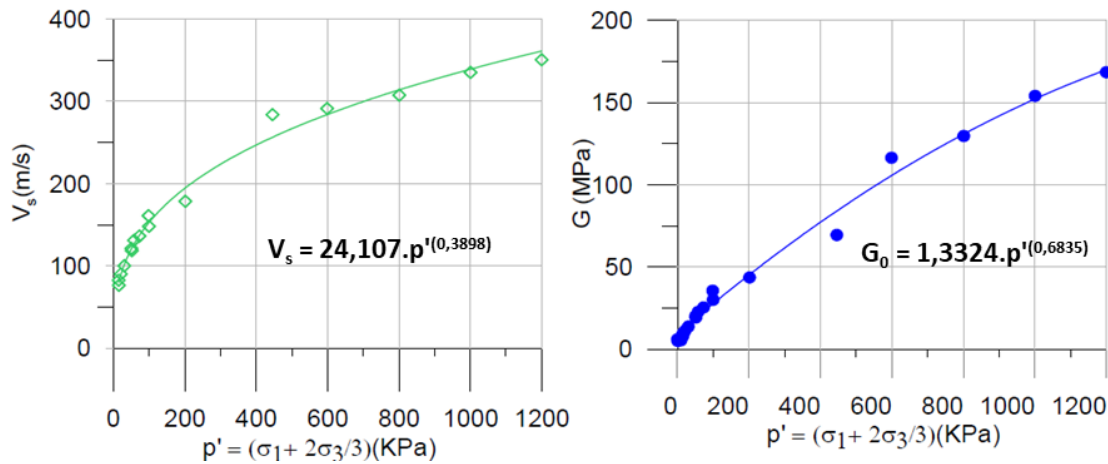


Figura 4-22 - Correlação entre Vs e G com a tensão confinante inicial da amostra (adaptado de Bedin, 2010).

Quadro 4-13 - Comparativo ensaio com *bender elements* Bedin (2010) e LabGeo - (2ª campanha - FEUP).

Tensão confinante (kPa)	Vs (m/s) Bedin (2010)	Vs (m/s) FEUP	G <sub>0</sub> (MPa) Bedin (2010)	G <sub>0</sub> (MPa) FEUP
50	118,65	124,95	19,28	29,88
100	161,23	166,63	35,61	53,59
200	178,55	226,12	43,67	99,63
400	293,97	274,92	69,46	148,73
600	291,42	343,16	116,35	234,91

Ainda comparando a equação de G<sub>0</sub> obtida na campanha realizada no LabGeo e a equação obtida por Bedin (2010), observa-se certa similaridade com relação às constantes. Traduzindo a expressão de forma genérica, tem-se:

$$G_0 = A \times p'^{(B)} \quad (4-2)$$

Nota-se proximidade entre o parâmetro B das duas equações, não se observando a mesma relação quanto ao parâmetro A, conforme indica o Quadro 4-14.

Quadro 4-14 - Comparativo entre equações de G<sub>0</sub> obtidas por Bedin (2010) e LabGeo - (2ª campanha - FEUP).

Equações	A	B
Bedin (2010)	1,3324	0,6835
LabGeo 2ª campanha	2,0768	0,7071

- Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial isotrópico foi conduzido no material com escalões de carga e descarga. Para estimativa dos parâmetros da LNC, foram utilizados os valores de carregamento, de modo a se obter os valores para o material normalmente consolidado. A partir dos valores de  $p'$  e  $e$  obtidos nesta etapa do ensaio, traçou-se então a linha normal de consolidação do material observada na Figura 4-23. A LNC obtida neste ensaio é apresentada novamente ao final deste capítulo, em conjunto com a consolidação dos ensaios e estimativa da linha de estado crítico. Os parâmetros obtidos a partir da LNC são resumidos no Quadro 4-15 e comparados com os valores obtidos na estimativa feita a partir do ensaio oedométrico da 1ª campanha.

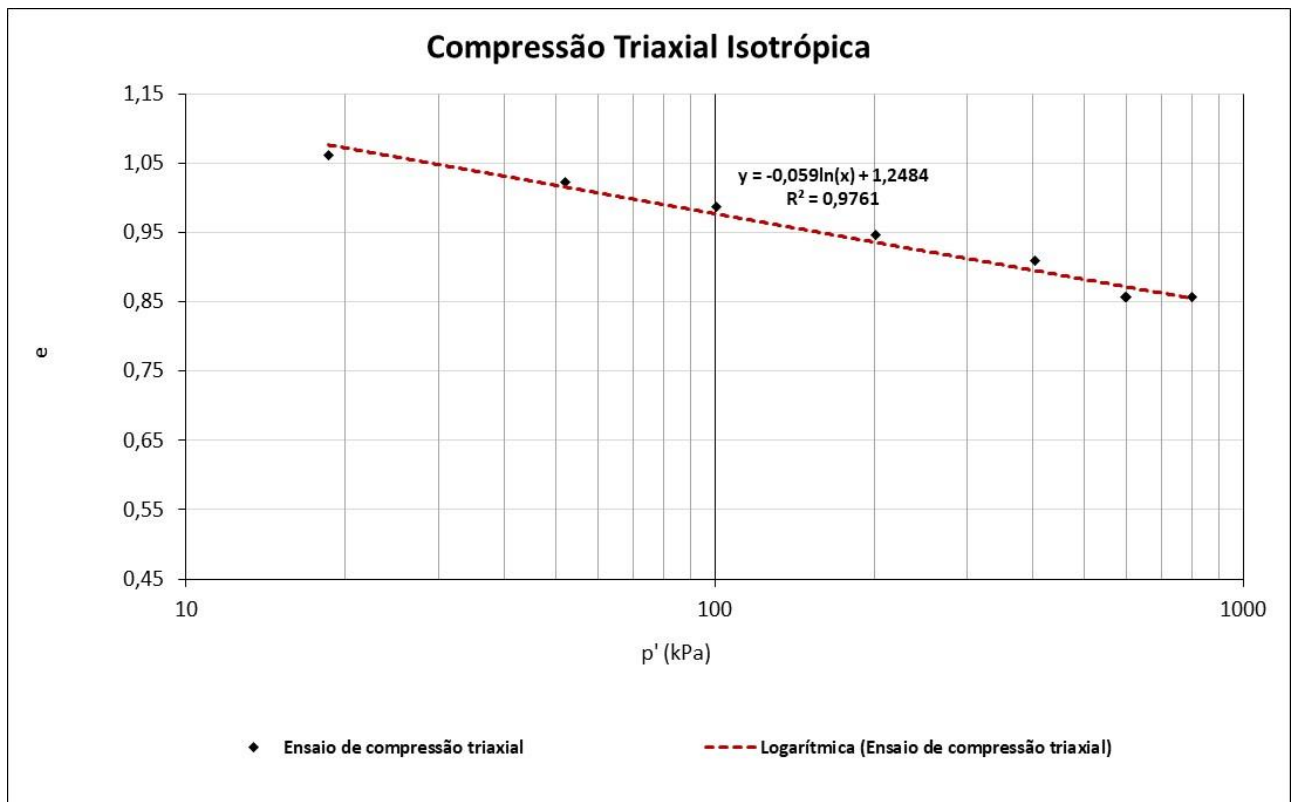


Figura 4-23 - Ensaio de compressão isotrópica triaxial (2ª campanha).

Quadro 4-15 – Comparação dos parâmetros da LNC – Ensaio oedométrico e ensaio de compressão triaxial isotrópica (2ª campanha).

Parâmetro	Oedométrico	Compressão triaxial
N	2,29	2,25
$\lambda$	0,076	0,059

Observa-se que os parâmetros da LNC obtidos no ensaio oedométrico e na compressão isotrópica divergem entre si, sendo a diferença maior entre os valores de  $\lambda$ . Esta divergência não era esperada e pode ter ocorrido devido a alguma inconsistência do ensaio oedométrico, uma vez que para as cargas iniciais não houve completa estabilização das leituras, indicando maior efeito de compressibilidade. Logo, e considerando que há uma quase perfeita consistência entre a LNC obtida da compressão isotrópica em câmara triaxial e a LEC estimada, como será

visto mais adiante, a estimativa da LNC a ser considerada neste trabalho é a obtida por meio de ensaio isotrópico em câmara triaxial.

#### Universidade de Coimbra

- Ensaio de compressão triaxial

Foi realizado um ensaio de compressão e corte triaxial na universidade de Coimbra. O ensaio foi executado de forma drenada com tensão confinante de 400 kPa e a Figura 4-24 e Figura 4-25 mostram os resultados obtidos.

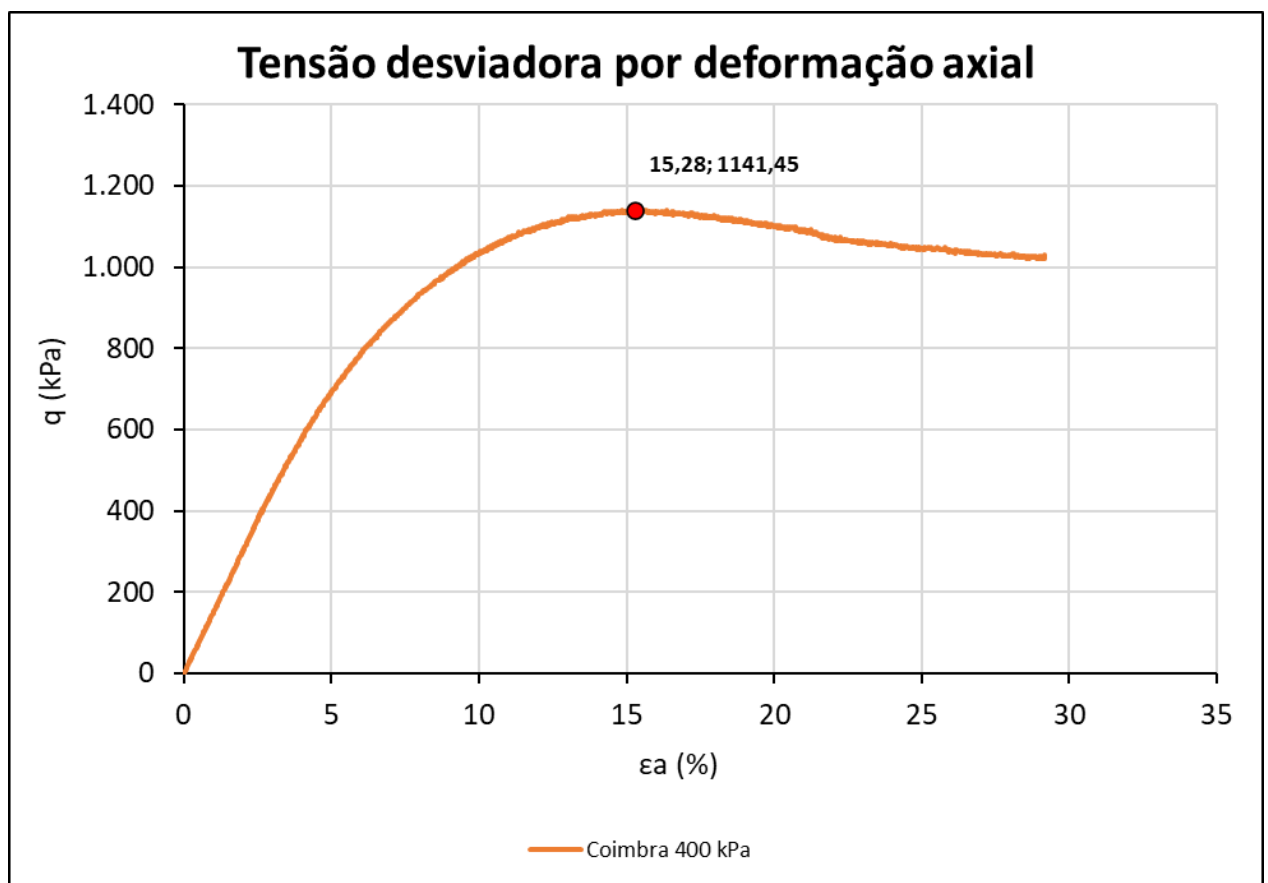


Figura 4-24 - Tensão desviadora x deformação axial - Triaxial drenado (2ª campanha - Coimbra).

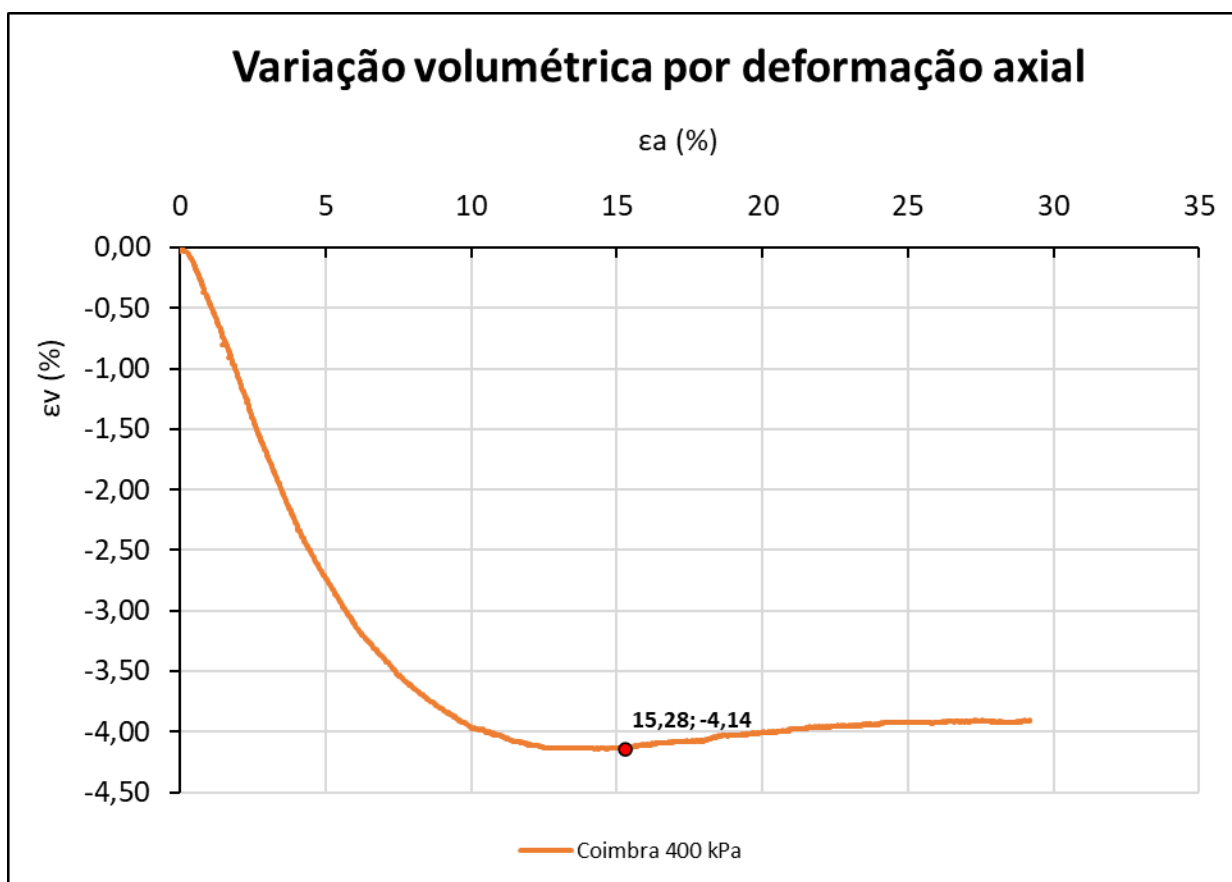


Figura 4-25 – Variação volumétrica x deformação axial – Triaxial drenado (2ª campanha - Coimbra).

Devido ao fato de ter sido realizado um único ensaio com um único nível de tensão confinante, não foi possível traçar as trajetórias de tensões e representar os círculos de Mohr de forma representativa.

### 3ª CAMPANHA DE ENSAIOS

Os ensaios da 3ª campanha foram executados com  $\gamma_s$  de 2,85 g/cm<sup>3</sup> e umidade inicial de 11,5%. Toda esta campanha consistiu em ensaios de compressão triaxial drenados.

- Rejeito fofo

Da Figura 4-26 à Figura 4-29 é possível observar os resultados obtidos nos ensaios realizados com o rejeito fofo.

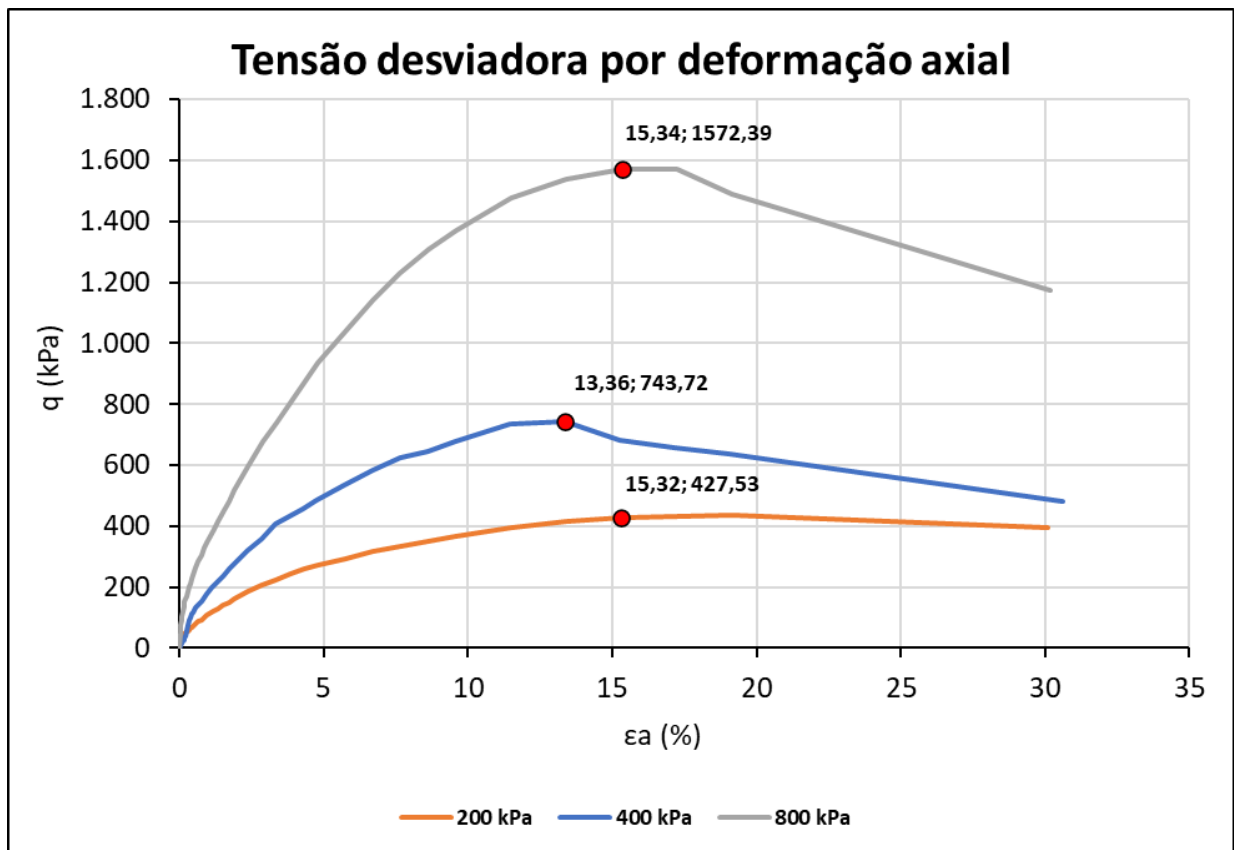


Figura 4-26 - Tensão desviadora x deformação axial ensaios drenados – Rejeito fofo (3ª campanha).

Na Figura 4-26 é possível notar uma leve formação de pico nos gráficos para os três níveis de tensões confinantes o que indica algum problema de equipamento e/ou ensaio (falta de base lubrificada e topo guiado), tendo em vista a condição do material.

A Figura 4-27 evidencia o comportamento de compressão esperado para o rejeito, tendo em vista as amostras moldadas com índice de vazios maiores (cerca de 1,20).

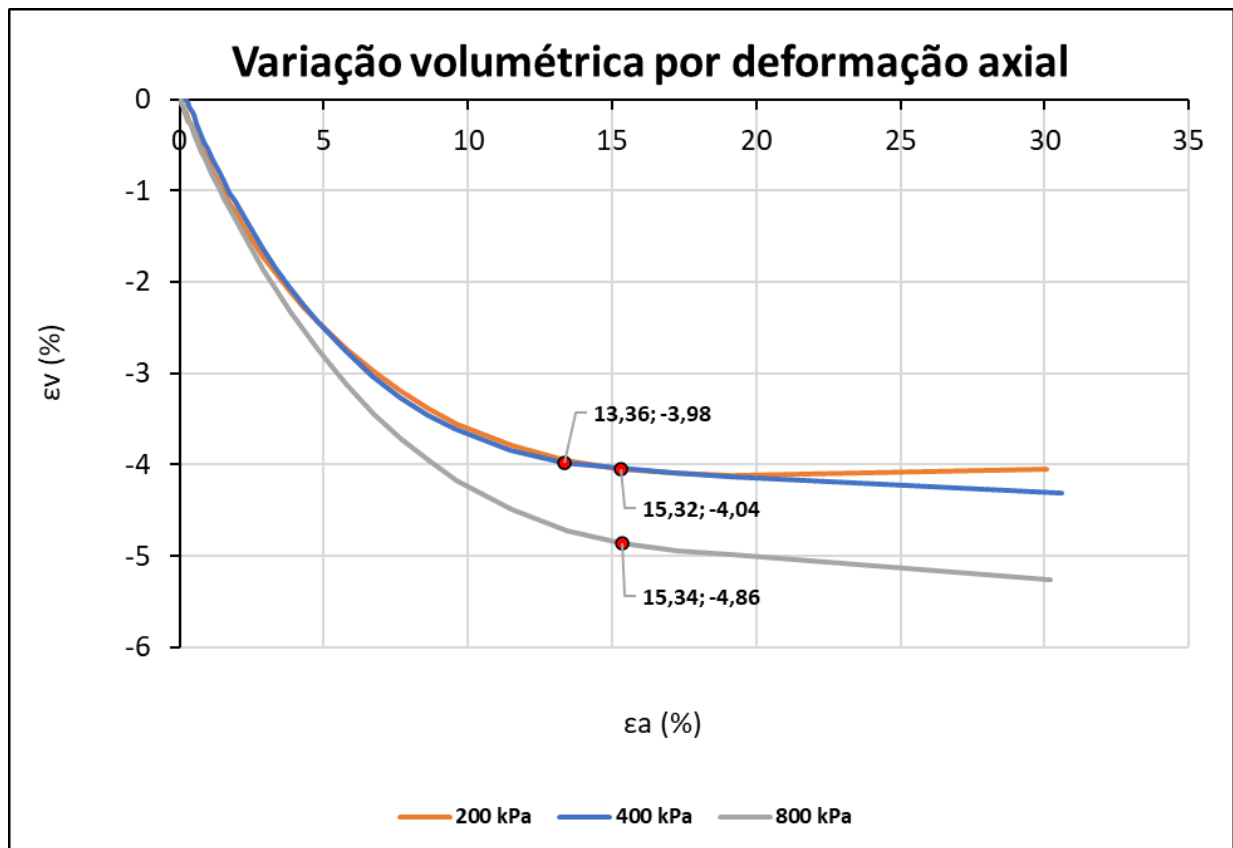


Figura 4-27 - Variação volumétrica x deformação axial ensaios drenados – Rejeito fofo (3ª campanha).

Já a Figura 4-28 apresenta as trajetórias de tensões do rejeito obtidas nos ensaios, onde é possível obter o parâmetro  $M$  de 1,18, correspondendo a um  $\Phi_{cv}$  de  $29,5^\circ$ .

A representação das envoltórias de ruptura a partir do critério de Mohr-Coulomb pode ser observada na Figura 4-29.

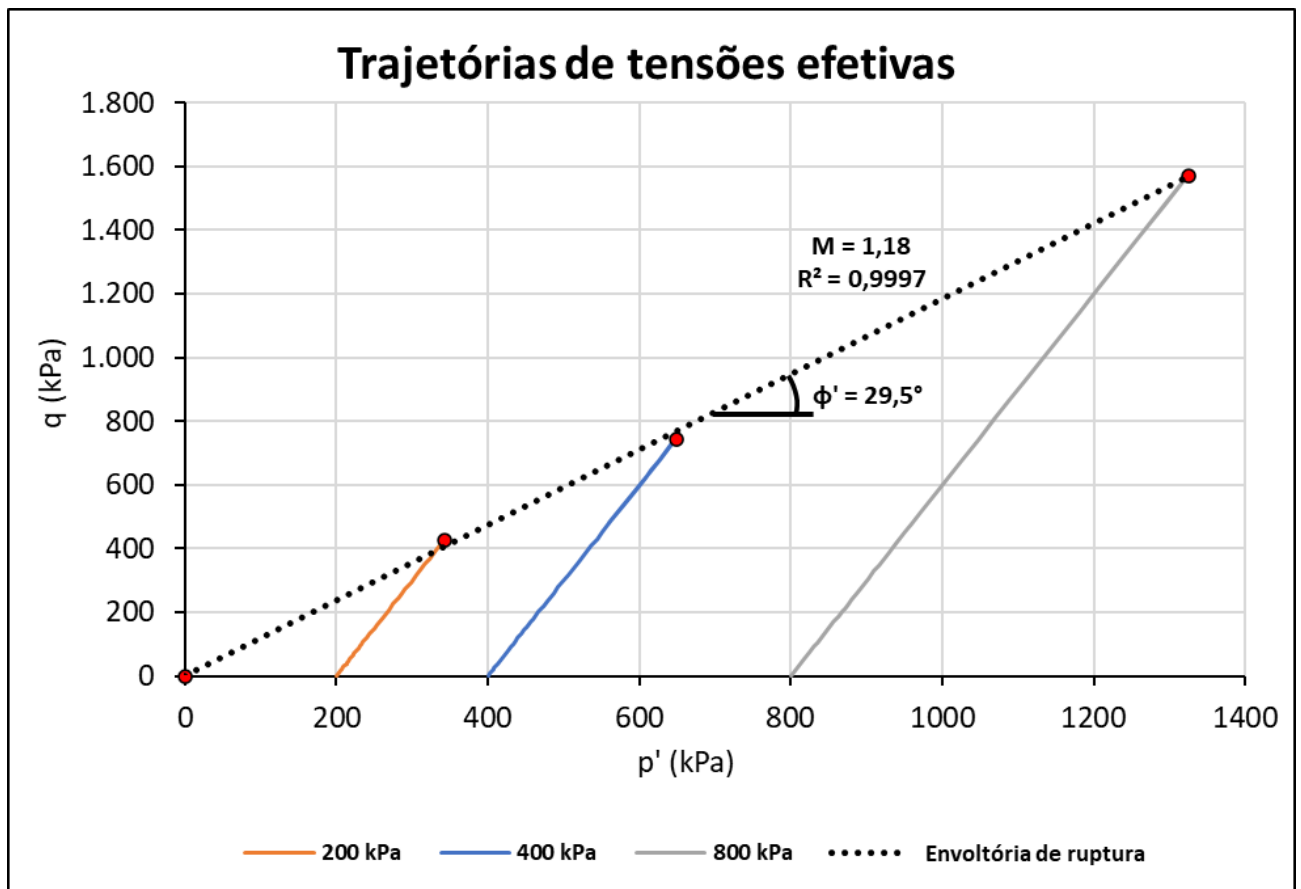


Figura 4-28 – Trajetórias de tensões ensaios drenados – Rejeito fofo (3ª campanha).

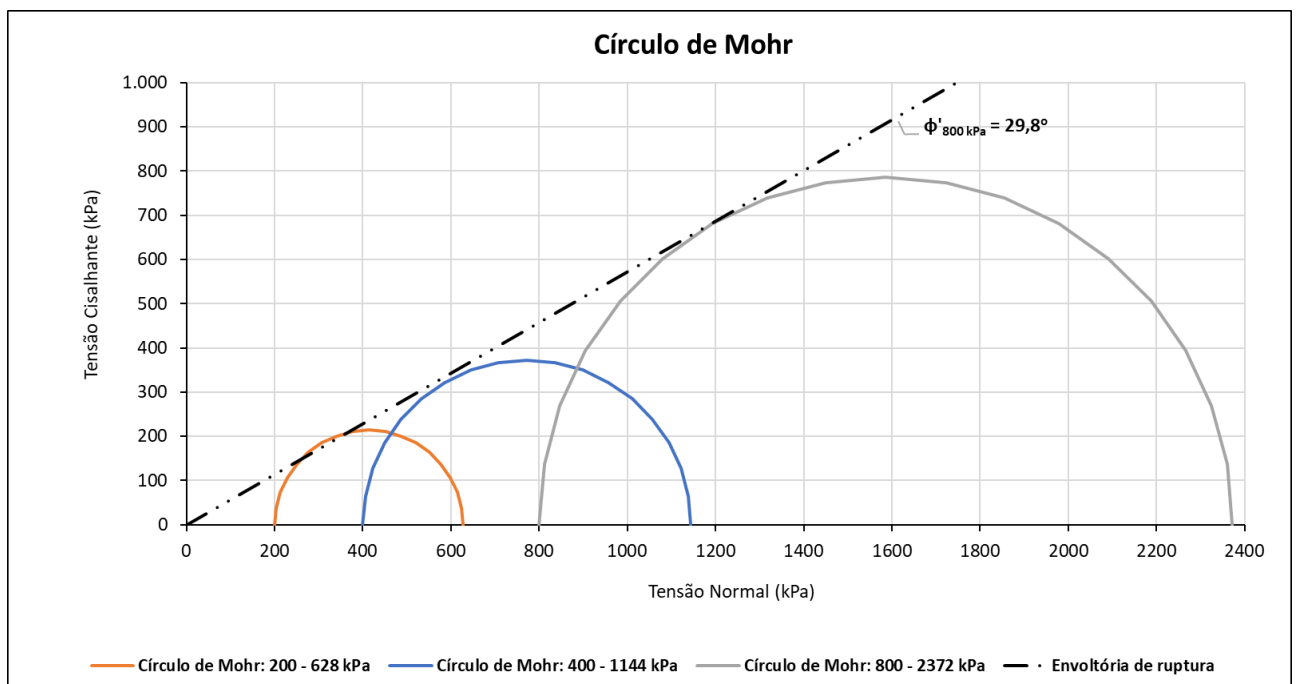


Figura 4-29 - Representação do círculo de Mohr ensaios drenados – Rejeito fofo (3ª campanha).



O Quadro 4-16 a seguir apresenta o resumo dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios da 3ª campanha no rejeito fofo.

Quadro 4-16 – Resumo dos parâmetros de resistência dos ensaios drenados no rejeito fofo – 3ª campanha.

Ângulo de atrito $\Phi$ (°)	Gradiente de atrito M
29,8	1,18

- Rejeito denso

Da Figura 4-30 até a Figura 4-33 é possível observar os resultados obtidos nos ensaios triaxiais drenados realizados no rejeito denso. Ressalta-se que os corpos de prova utilizados nos ensaios densos foram moldados com índice de vazios de cerca de 0,50, ou seja, bem próximo ao valor mínimo de 0,43 obtido na caracterização realizada no LabGeo.

Na Figura 4-30 observa-se de forma mais evidente a formação de pico nas curvas tensão x deformação para os três níveis ensaiados, o que já era esperado para o material mais denso.

Já a Figura 4-31 é possível observar claramente o comportamento típico de um material mais dilatante, com uma ligeira compressão inicial seguida de maior dilatância. Observa-se na mesma figura os ângulos de dilatância para cada tensão confinante representada.

As trajetórias de tensões são apresentadas na Figura 4-32, onde é possível estimar o gradiente de atrito M em 1,68 para este conjunto de ensaios, o que corresponde a um ângulo de atrito a volume constante de 41°.

Os círculos de Mohr bem como a representação das envoltórias de ruptura pelo critério de Mohr-Coulomb para as diferentes tensões confinantes são representados na Figura 4-33.

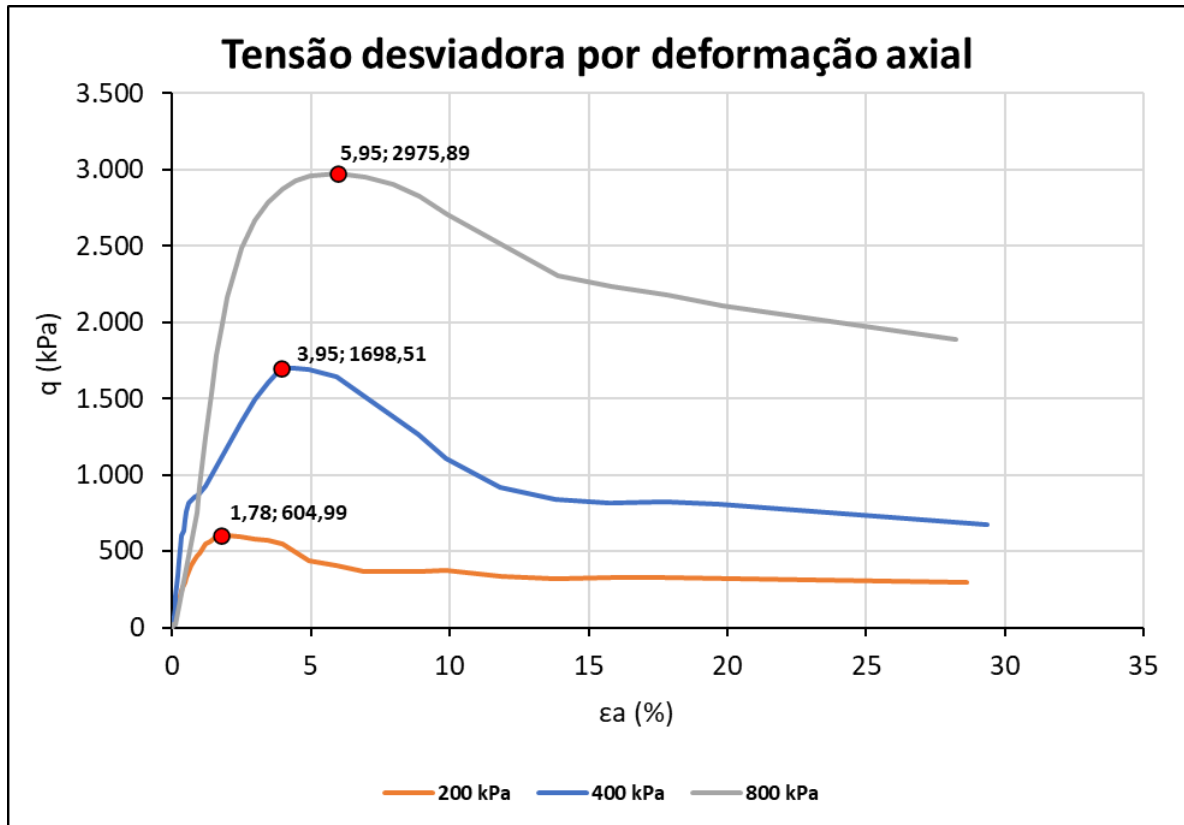


Figura 4-30 - Tensão desviadora x deformação axial – Rejeito denso (3ª campanha).

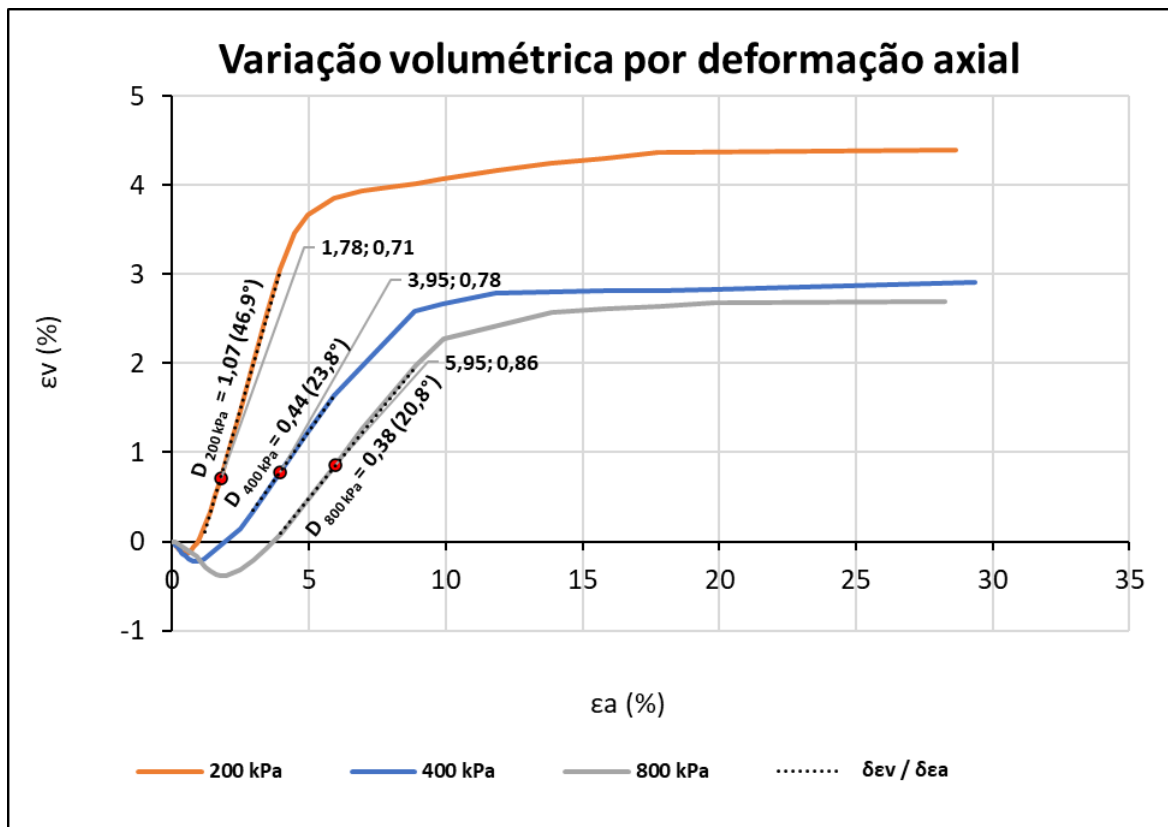


Figura 4-31 - Variação volumétrica x deformação axial – Rejeito denso (3ª campanha).

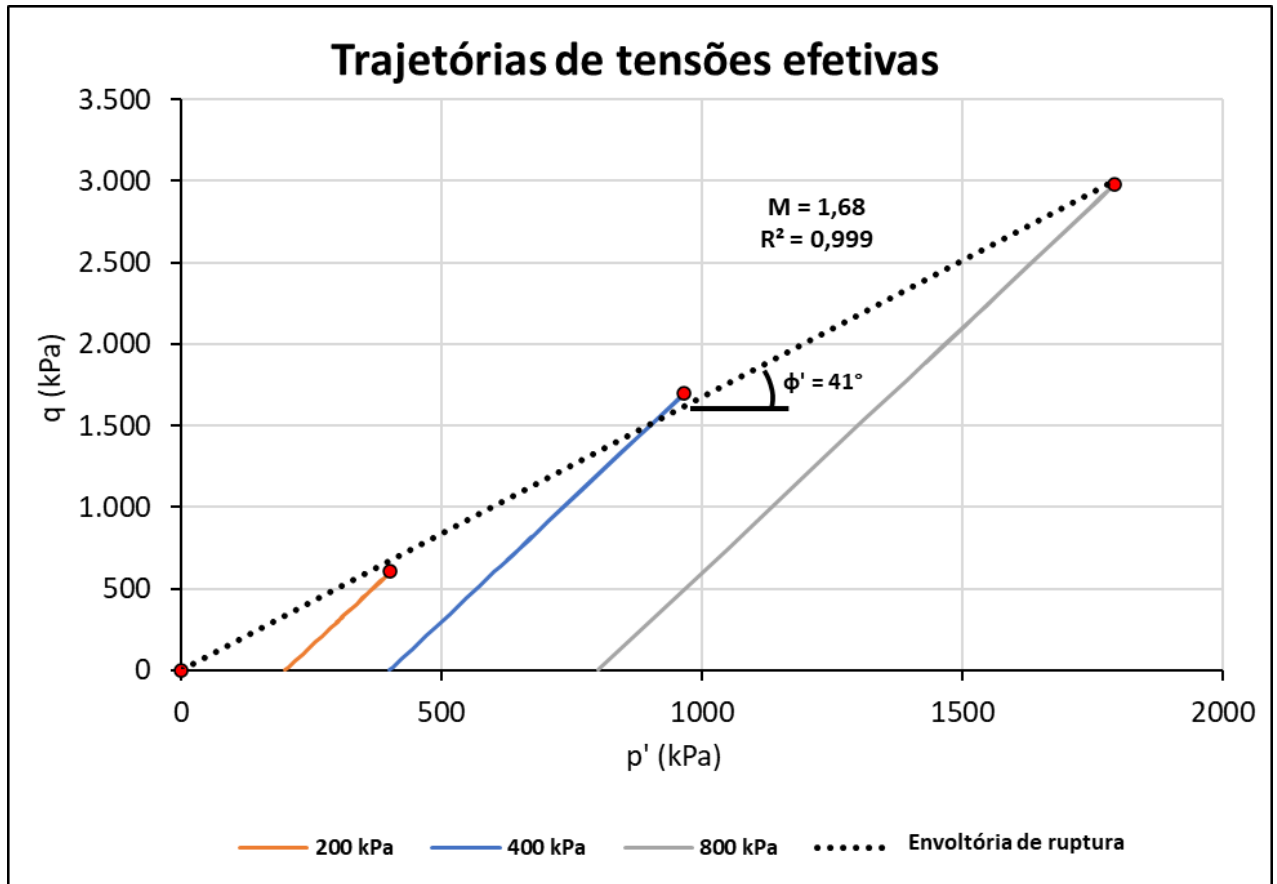


Figura 4-32 - Trajetórias de tensões - Rejeito denso (3ª campanha).

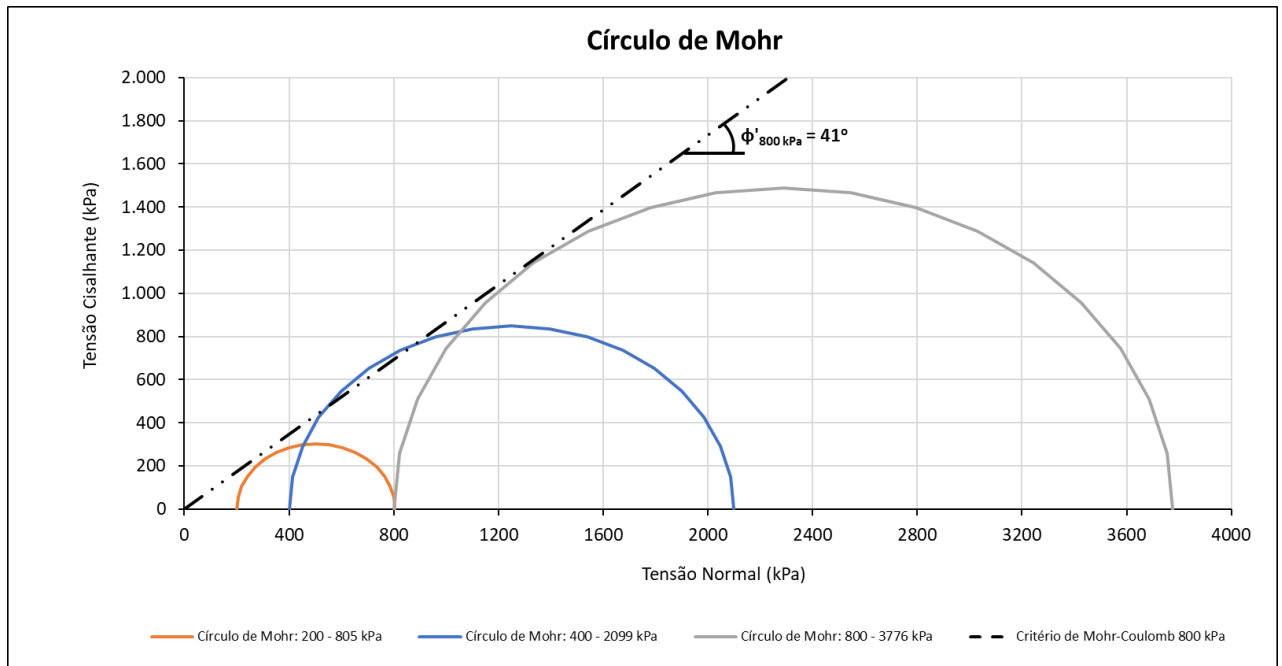


Figura 4-33 - Representação do círculo de Mohr ensaios drenados – Rejeito denso (3ª campanha).

O Quadro 4-17 a seguir sintetiza os parâmetros obtidos dos ensaios densos drenados da 3ª campanha.

Quadro 4-17 – Resumo de parâmetros obtidos - Ensaios densos drenados (3ª campanha).

Tensão confinante (kPa)	$q_{\text{pico}}$	$p'_{\text{pico}}$	D	D (°)
200	604,99	401,66	1,07	46,9
400	1698,51	966,17	0,44	23,8
800	2975,89	1791,96	0,38	20,8

De posse dos valores de dilatância e das tensões de pico, é possível fazer uma estimativa dos valores de M e compará-los com o valor obtido por meio da inclinação da linha de ruptura dada pelas trajetórias de tensões. Pela Figura 4-32 é possível observar que o valor de M obtido nos ensaios densos da 3ª campanha foi de 1,68. Logo, aplicando a equação 2-28 obtém-se os valores estimados de M apontados no Quadro 4-18.

Quadro 4-18 – Valores estimados de M - Ensaios densos drenados (3ª campanha).

Tensão confinante (kPa)	M estimados
200	2,58
400	2,20
800	2,04

Nota-se que os valores estão bem distantes do M obtido para esta campanha (1,68), o que pode ser devido a alguma inconsistência dos ensaios. Assim sendo, serão considerados os valores de M e das dilatâncias obtidos nos gráficos dos resultados dos ensaios.

#### 4.4. Linha de Estado Crítico

Considerando o arcabouço de ensaios analisados, realizou-se estimativa de uma linha de estado crítico bem como de uma linha de compressão normal para o rejeito objeto deste estudo, sendo o resultado apresentado na Figura 4-34.

É possível observar que a LEC e a LCN estimadas possuem inclinações similares, de -0,069 e de -0,059 respectivamente, o que converge para a teoria do estado crítico que aponta estes dois espaços físicos como sendo paralelos.

Observa-se ainda na Figura 4-34 que o resultado apresentado para o CP-04 CIU 1600 kPa (1ª campanha) evolui com o aumento das tensões, cruza a LEC estimada e retorna finalizado nela. Tal comportamento não é estranho, tendo em vista que o índice de vazios do início do corte para este nível de tensão se encontra próximo à LEC estimada.

Já os resultados dos ensaios da 3ª campanha conduzidos no material fofo mostram que o rejeito não atingiu o estado crítico, de acordo com a LEC estimada, devido a questões executivas dos ensaios (falta de base lubrificada e topo guiado).

Nota-se que os ensaios da 3ª campanha conduzidos no rejeito fofo indicam que o material não atingiu o estado crítico. Ainda em relação à 3ª campanha, não foram considerados os resultados dos ensaios no rejeito denso para estimativa da LEC, tendo em vista que eles não atingiram o estado crítico, o que pode ser observado na Figura 4-35. No entanto, os resultados foram considerados a fim de se estimar os valores do parâmetro de estado, que podem ser observados na referida figura.

Já na Figura 4-36, é possível observar a estimativa do coeficiente de dilatação obtida a partir dos valores do parâmetro de estado e da dilatação de cada ensaio denso.

De posse dos resultados analisados, faz-se estimativa dos parâmetros do rejeito ensaiado à luz do estado crítico, sendo eles resumidos no Quadro 4-19.

Quadro 4-19 – Síntese dos parâmetros físicos de um rejeito de ouro do quadrilátero ferrífero, Minas Gerais.

Campanha/Parâmetro	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_i$	$w_i$ (%)	$\lambda$ (LEC)	N (LCN)	$\Gamma$ (LEC)	$\psi$	D (°)	M	$\chi$
1ª campanha	2,79	0,70	22	0,069	2,25	2,11	-	-	1,16 – 1,25	-
2ª campanha (triaxial)	2,85	1,20	11,5				-	-	-	-
3ª campanha	2,85	0,50 – 1,20	11,5				-0,05 a -0,10	20,8 – 46,9	1,18 – 1,68*	9,01**

\*O valor mais elevado de gradiente de atrito se refere ao ensaio de maior nível de tensão, caracterizando não só a resistência pelo atrito como também pela componente da dilatância. Portanto, a fim de caracterizar o material quanto ao estado crítico, deve-se adotar o menor valor encontrado, ou seja, de 1,18.

\*\*Este valor é muito elevado à luz da gama mais corrente em rejeitos siltsos ou arenosos (segundo Reid et al., 2020, os valores de  $\chi$  devem oscilar entre 2 e 5, a 6-7 excepcionalmente), o que se dever-se-á a procedimentos não ajustados para estes ensaios exigentes, onde o controle da localização precoce/extemporânea só se poderia fazer com técnicas desconhecidas nos laboratórios brasileiros que procederam aos ensaios sobre amostras densas.

O Quadro 4-20 abaixo apresenta os parâmetros quanto ao estado crítico encontrados por Bedin (2010) no resíduo de ouro *underflow*. Observa-se certa diferença entre os parâmetros do estado crítico, o que pode ser devido tanto às diferenças mineralógicas entre os rejeitos quanto pelo maior espaço amostral analisado por Bedin (2010).

Quadro 4-20 - Parâmetros físicos de *underflow* (adaptado de Bedin, 2010).

Amostra/Parâmetro	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_i$	$w_i$ (%)	$\lambda$ (LEC)	N (LCN)	$\Gamma$ (LEC)	$\psi$	M
<i>Underflow</i>	3,00	1,20	10,5	0,048	2,39	2,34	0,045	1,33

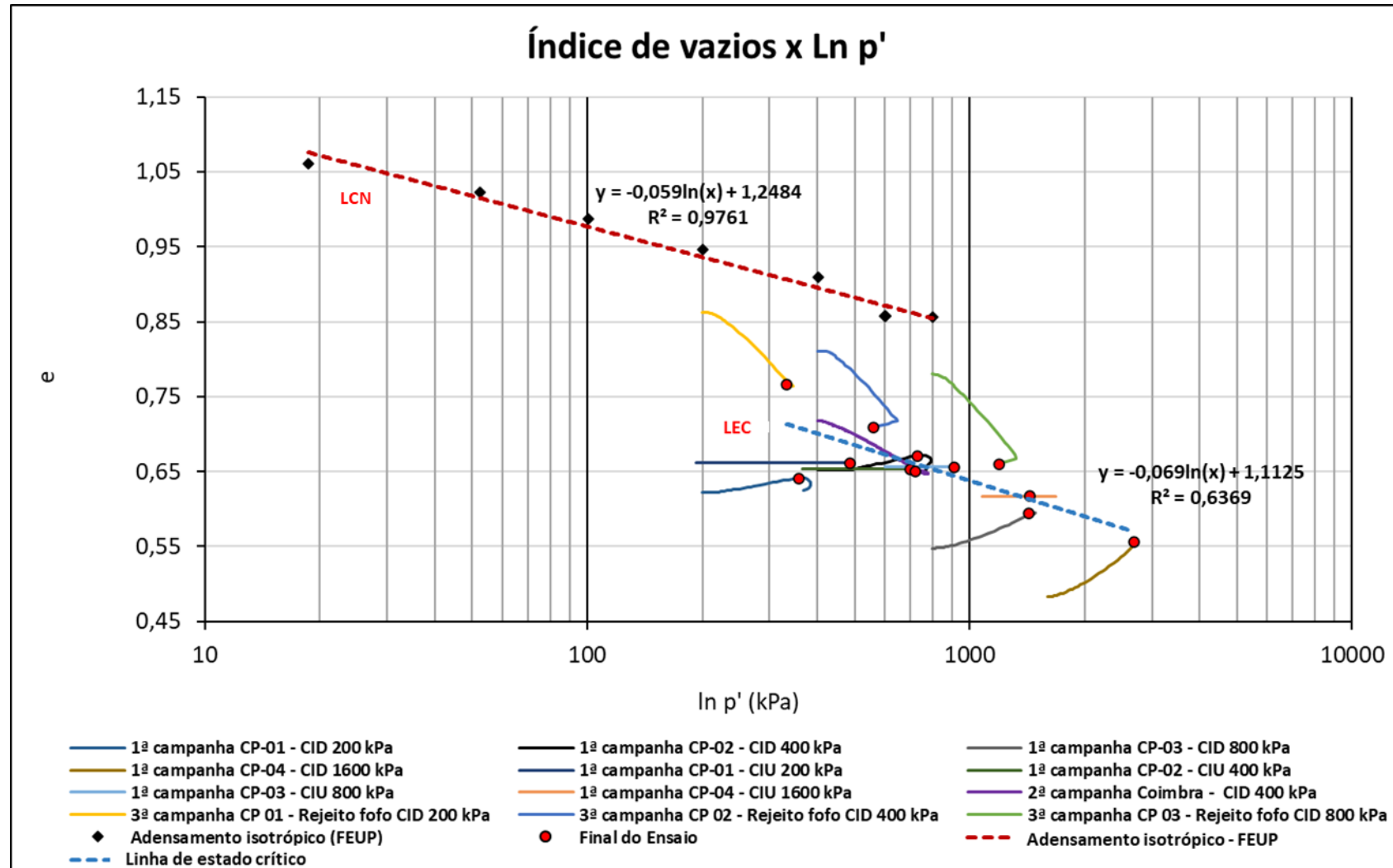


Figura 4-34 – Índice de vazios x Ln p' - Estimativa da LCN e LEC.

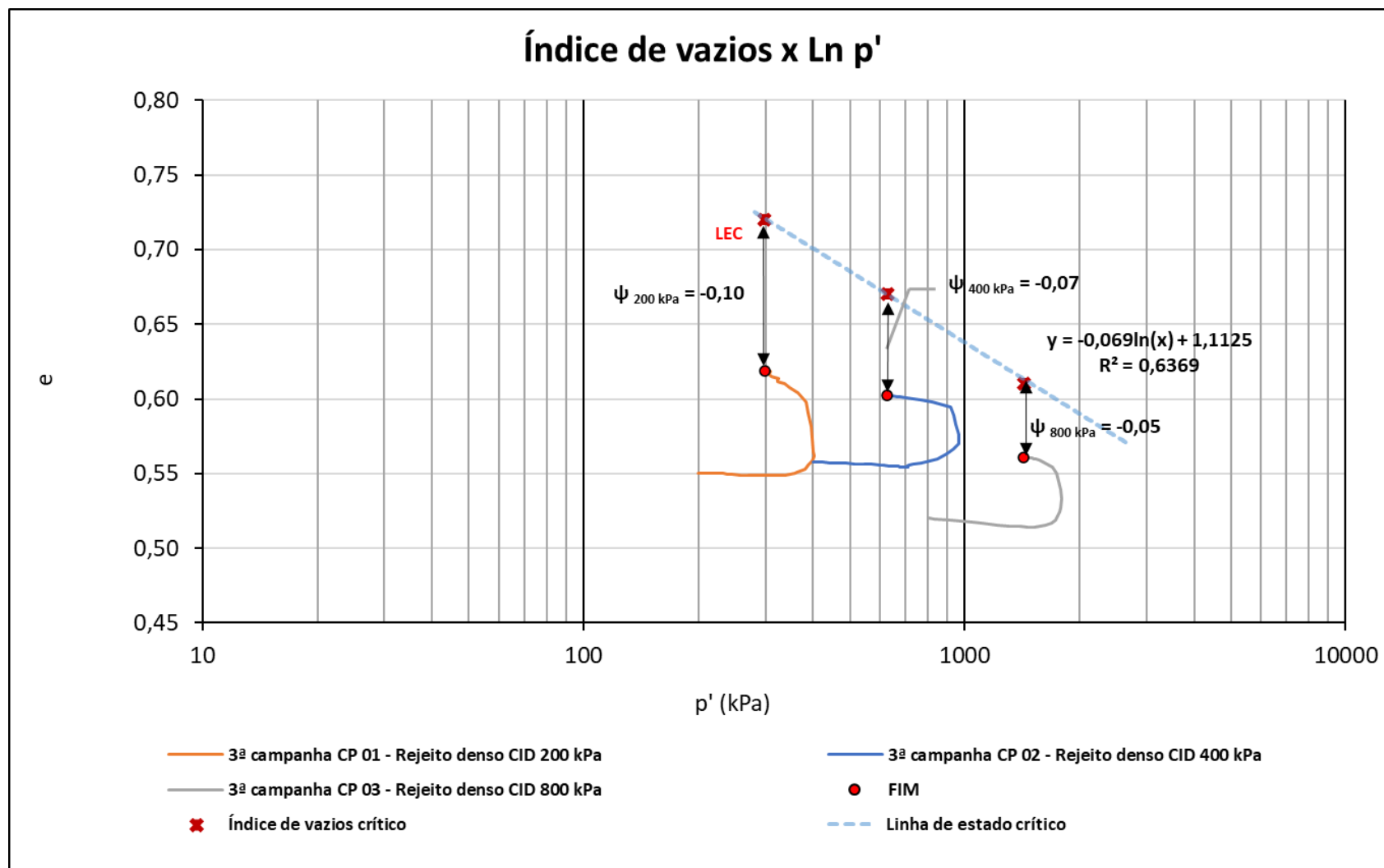


Figura 4-35 - Índice de vazios x Ln p' – Ensaios descartados (rejeito denso 3ª campanha).



Quadro 4-21 - Resumo índices de vazios e parâmetros de estado – Rejeito denso.

Tensão confinante (kPa)	$e_i$	$e_{cr}$	$\psi$
200	0,62	0,72	-0,10
400	0,60	0,67	-0,07
800	0,56	0,61	-0,05

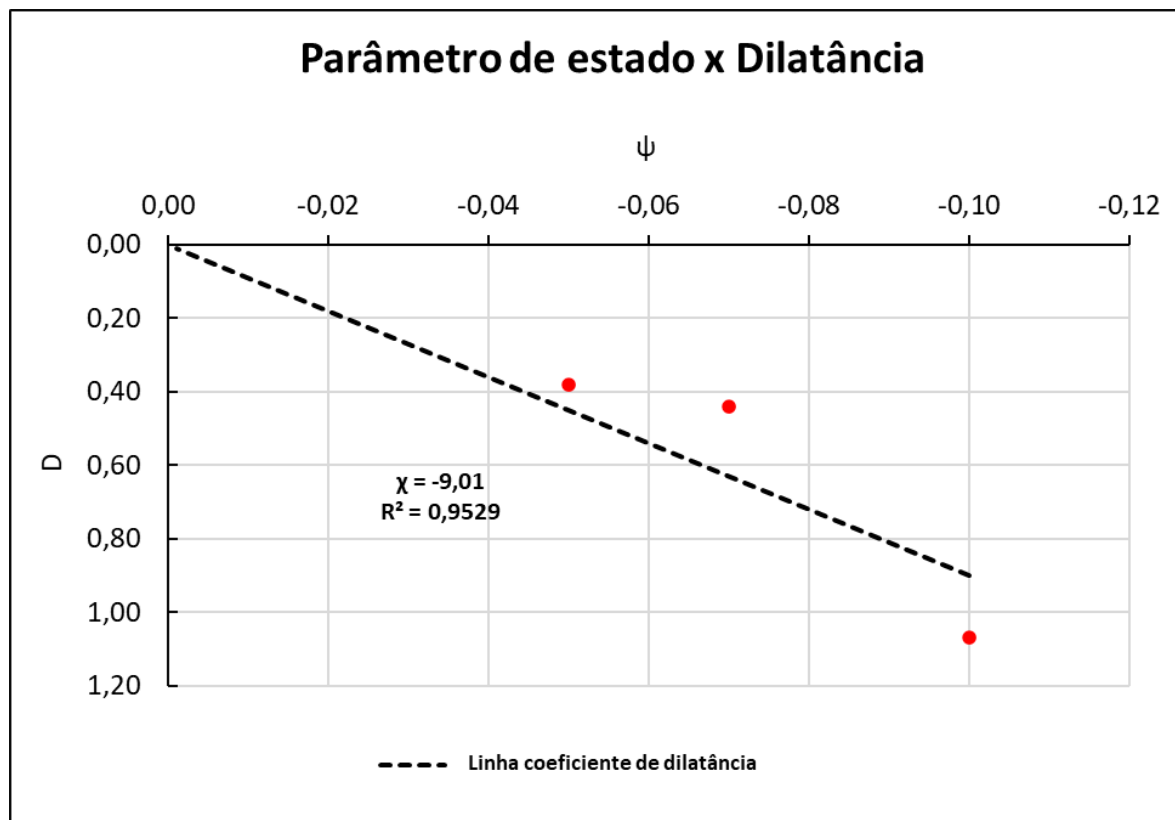


Figura 4-36 - Estimativa do coeficiente de dilatação - Ensaio triaxiais densos (3ª campanha).

## 5. CONCLUSÃO E INDICAÇÃO DE TRABALHOS FUTUROS

Tendo em vista o que foi apresentado neste trabalho, foi possível realizar uma estimativa de parâmetros físicos de um rejeito de ouro com base na teoria do estado crítico, bem como estimar as posições de suas linhas de consolidação normal e do estado crítico, a partir das três campanhas conduzidas no mesmo material, mas em três laboratórios distintos

De posse dos dados fornecidos pelos ensaios, conclui-se que o material se trata de um silte areno-argiloso, com características físicas próximas às do resíduo de ouro (*underflow*) ensaiado por Bedin (2010). Os ensaios realizados nas três campanhas permitiram estimar a posição da LCN e da LEC do material. O comportamento contrátil do material é notório em condições soltas, mas também em condições medianamente compactas, se sujeitas a tensões de confinamento elevadas, onde os parâmetros de estado assumem valores positivos também a maiores tensões. Estas condições devem ser estudadas mais detalhadamente para que definam as condições em que carregamentos não drenados sejam geradores de instabilizações. Quanto ao ensaio de medição de ondas cisalhantes, foi possível obter estimativa inicial do módulo cisalhante para diferentes níveis de tensão de confinamento

Para uma caracterização mais assertiva do material à luz do estado crítico é necessário executar maior número de ensaios em condições específicas (equipamentos e procedimentos), conforme alguns trabalhos de referência (Viana da Fonseca et al., 2021). Assim, ter-se-ão menos incertezas quanto às posições da LCN e da LEC. No entanto, os resultados obtidos neste trabalho servem como uma estimativa inicial quanto ao estado crítico do rejeito estudado, devendo ser tido como uma previsão inicial de seu comportamento.

A utilização de rejeitos filtrados para a construção de pilhas tem sido a solução mais difundida no Brasil, devido aos últimos acidentes de Fundão, em Mariana – Minas Gerais no ano de 2015, e de Feijão, em Brumadinho – Minas Gerais em 2019. Consequentemente, a legislação brasileira está se tornando cada vez mais restritiva quanto à construção e operação de barragens, fazendo com que as mineradoras do país busquem novas soluções de disposição de rejeitos.

Contudo, antes de iniciar novas metodologias de disposição, até então não usuais, faz-se necessário o conhecimento pleno dos materiais empregados e de seu comportamento mecânico.

À luz do exposto, indica-se para a continuidade deste trabalho:

- Caracterizar o material quanto ao estado crítico com maior número de ensaios;

- Realizar maior número de ensaios para determinação do módulo cisalhante a diferentes níveis de tensão, dado que o índice de rigidez – como foi definido nesta dissertação, é um dado importante para a avaliação do índice de sensibilidade ou fragilidade (relações entre as resistências máximas e as residuais);
- Realizar modelagem numérica empregando modelo constitutivo com base na teoria dos estados críticos para avaliar o comportamento do material em sua condição de uso futuro.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRÃO, P, C. (1987). Sobre a deposição de rejeitos de mineração no Brasil - In SIMP. Barragens Rejeito e Resíduos Industriais e de Mineração, Anais..., V1, p. 2 – 9.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO. (2021). Relatório de segurança de barragens 2020 / Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico. -- Brasília: ANA.

ANUÁRIO MINERAL BRASILEIRO. (2020). Principais substâncias metálicas / Agência Nacional de Mineração; coordenação técnica de Marina Dalla Costa. – Brasília: ANM, 2020. 30 p. ; il. Ano Base 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2020). NBR 16840: Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2020). NBR 16843: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro.

ATKINSON, J. H. (1993). An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations. London: McGraw-Hill, p. 337.

BEDIN, JUCÉLIA. (2010). Estudo do Comportamento Geomecânico de Resíduos de Mineração. Tese de doutorado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BOLTON, MALCOLM. (1986). Strength and dilatancy of sands. Geotechnique. 36. 65-78. 10.1680/geot.1986.36.1.65.

CARNEIRO, JESSÉ JOABE VIEIRA, M.Sc. (2021). Universidade Federal de Viçosa. Characterization and behaviour of iron ore tailings: the effect of compaction and stresses. Adviser: Eduardo Antônio Gomes Marques. Co-advisers: António Joaquim Pereira Viana Da Fonseca and Roberto Lopes Ferraz.

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. (2004). “CEN ISO/TS 17892-9: Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water saturated soil (ISO/TS 17892-9:2004)”. Brussels.

CRYSTAL, C., Hore, C., & Ezama, I. (2018). Filter-Pressed Dry Stacking: Design Considerations Based on Practical Experience. *Tailings and Mine Waste*, 209-219.

FERREIRA, C.M. F. (2003). Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação de mestrado. FEUP- Universidade do Porto, Portugal.

FERREIRA, C.F. (2008). The use of seismic wave velocities in the measurement of stiffness of a residual soil. Tese de Doutorado. FEUP - Universidade do Porto, Portugal.

FESTUGATO, L. (2011). Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

INFOGRÁFICO MINERAÇÃO EM NÚMEROS – IBRAM. (2020).

Disponível em: <https://ibram.org.br/wp-content/uploads/2021/06/Infografico-Mineracao-em-Numeros-2020-NOVO.pdf>.

INTERNATIONAL STANDARD TEST. (2017). “ISO 17892-5: Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 5: Incremental loading oedometer test”. Vol. 2017. Geneva, Switzerland.

IPEA – INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA. (2012). Diagnostico dos Resíduos Sólidos da Atividade de Mineração de Substâncias Não Energéticas. Brasília: IPEA.

Disponível em:

[http://repositorio.ipea.gov.br/bitstream/11058/7702/1/RP\\_Diagn%C3%B3stico\\_2012.pdf](http://repositorio.ipea.gov.br/bitstream/11058/7702/1/RP_Diagn%C3%B3stico_2012.pdf)

JEFFERIES, M., & BEEN, K. (2015). *Soil Liquefaction: a critical state approach* (2nd ed.). CRC Press..

JGS (2009). 0161: Test method for minimum and maximum densities of sands. Pub. L.nºJGS 0161-2009,3. Japanese Geotechnical Society.

LUZ, A. B., SAMPAIO, J. A. & FRANÇA, S. C. A. (2010). *Tratamento de Minérios*. CETEM/MCT, Rio de Janeiro, RJ, 1 vol., 896p.

MARQUES, S. F. V. (2016). Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada até Altas Tensões de Confinamento. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

MASSAD, F. (2016). Mecânica dos solos experimental. São Paulo: Oficina de Textos.

MATOS FERNANDES, M. (2017). Mecânica dos solos. Conceitos e Princípios fundamentais, volume 1.

MORGENSTERN, N.R. et al. (2016). Relatório sobre as Causas Imediatas da Ruptura da Barragem de Fundão. Disponível em: <http://fundaoinvestigation.com/>

WOOD, D. (1990). Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge: Cambridge University Press.

REID, D., FOURIE, A., AYALA, J. L. DICKINSON, S., OCHOA-CORNEJO, F., FANNI, R., GARFIAS, J., VIANA DA FONSECA, A., GHAFGHAZI, M., OVALLE, C., RIEMER, M., RISMANCHIAN, A., OLIVERA, R. AND SUAZO, G. (2021). "Results of a critical state line testing round robin programme". Géotechnique 71(7) 616-630, <https://doi.org/10.1680/jgeot.19.P.373>.

ROBERTSON, P.K. et al. (2019). Relatório do Painel de Especialistas Sobre as Causas Técnicas do Rompimento da Barragem I do Córrego do Feijão, 2019. Disponível em: <http://www.b1technicalinvestigation.com/report.html>

ROSCOE, K.H. Roscoe, A.N. Schofield, C.P. (1958). Wroth On the yielding of soils Géotechnique, 8 (1), pp. 22-53.

SCHOFIELD, A.W., WROTH, C.P. (1968). Critical State Soil Mechanics. London, McGraw-Hill.

SOUZA PINTO, C. (2011). Curso básico de mecânica dos solos. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos.

STOKOE, K.H.; SANTAMARINA, J. C. (2000). Seismic-Wave-Based Testing in Geotechnical Engineering, GeoEng 2000, Melbourne, Australia, November, pp. 1490-1536.

TAPIA MORALES, M. S.; EURÍPEDES DO AMARAL VARGAS JÚNIOR; LUIZ ELOY VAZ. (2013). Análise de Confiabilidade de taludes em condições saturadas-não saturadas via análise limite no espaço cônico quadrático. Rio de Janeiro. 141p. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

VIANA DA FONSECA, A. (1996). Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.

VIANA DA FONSECA, A.; Cordeiro, D.; Molina-Gómez, F. (2021). Recommended Procedures to Assess Critical State Locus from Triaxial Tests in Cohesionless Remoulded Samples. *Geotechnics*, 2021. *Geotechnics*, 1(1), 95-127 (<https://doi.org/10.3390/geotechnics1010006>)

VIANA DA FONSECA A, Ferreira C, Fahey M. (2009). A Framework Interpreting Bender Element Tests, Combining Time-Domain and Frequency-Domain Methods. *Geotechnical Testing Journal* Vol. 32, No. 2, pp. 91-107; <https://doi.org/10.1520/GTJ100974>.

VICK, S.G. Planning, design, and analysis of tailings dams. Vancouver, BiTech. ISBN: 0921095120. 2nd Edition. xi, 369, 1990.