

AVALIAÇÃO DA ANISOTROPIA DE RIGIDEZ DO SOLO RESIDUAL DE GRANITO DO PORTO

HENRIQUE MIGUEL VALENTE DOS SANTOS COSTA

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

Orientador: Doutora Cristiana Maria Fonseca Ferreira

Coorientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

JULHO DE 2025

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2024/2025

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil – 2024/2025 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2025*.

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

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

Para minha mãe, pai e avós

“E aqueles que foram vistos a dançar? Eram considerados malucos pelos que não conseguiam ouvir a música.”

Friedrich Nietzsche

AGRADECIMENTOS

Gostaria de deixar aqui o meu sincero agradecimento à minha família, em especial aos meus pais e ao meu avô, que tornaram não só possível a realização desta etapa, mas também pelo auxílio e apoio incondicionais ao longo de todo este percurso e que certamente que sem a vossa presença e incentivo constantes, este trabalho não teria sido concretizado.

Gostaria também de expressar o meu agradecimento à Universidade do Porto, a todos os docentes que comigo partilharam o seu conhecimento e me acompanharam durante este percurso académico. Um reconhecimento especial ao Laboratório de Geotecnia, em particular à Daniela, pela ajuda, apoio e amizade que me foram oferecidos ao longo da concretização dos ensaios.

Gostaria de expressar a minha sincera gratidão à Professora Cristiana, pela sua orientação preciosa, pelo conhecimento profundo generosamente partilhado, pela amizade constante e pelo empenho incansável demonstrado ao longo de todas as etapas deste trabalho. O seu apoio foi absolutamente determinante para a realização e qualidade deste projeto. Manifesto também um agradecimento especial ao Professor Topa, pelo seu entusiasmo, disponibilidade e constante incentivo, essenciais, também, ao desenvolvimento deste trabalho.

Finalmente, gostaria de agradecer a todos os colegas e amigos com os quais, de forma direta ou indireta, partilhei experiências ao longo dos últimos cinco anos.

RESUMO

Com o objetivo de avaliar a anisotropia da rigidez no solo residual granítico da região do Porto, foram realizados diversos ensaios triaxiais drenados em câmaras convencionais e *Stress Path*, utilizando amostras tanto remoldadas quanto naturais intactas. Estes ensaios foram complementados com a utilização de *bender elements* para a aquisição das velocidades das ondas de corte diretamente nas amostras, possibilitando a determinação do módulo de distorção em diferentes direções respeitando a anisotropia cruzada. Foi também conduzido um ensaio edométrico para a caracterização da compressibilidade do solo sob carregamento vertical uniaxial, assim como foi medida a permeabilidade das amostras naturais intactas, permitindo a avaliação integrada das propriedades hidráulicas e mecânicas do solo residual. Os resultados obtidos foram analisados visando identificar a existência e quantificar o grau de anisotropia presente nas amostras, buscando compreender a resposta dos solos residuais a distintos estados de tensões efetivas. Esta análise pretende contribuir para o avanço do conhecimento técnico sobre o comportamento anisotrópico dos solos residuais graníticos do Porto, integrando-se com dados já existentes na literatura, com o propósito final de aprimorar as previsões e o dimensionamento de estruturas geotécnicas edificadas nesses materiais.

PALAVRAS-CHAVE: Solo residual de granito do Porto, anisotropia de rigidez, ondas sísmicas, ensaio triaxial, bender elemets

ABSTRACT

With the objective of assessing the stiffness anisotropy in the granitic residual soil of the Porto region, several drained triaxial tests were conducted in conventional and Stress Path chambers, using both remolded and natural intact samples. These tests were complemented using bender elements to acquire shear wave velocities directly in the samples, enabling the determination of the shear modulus in different directions while accounting for cross-anisotropy. An oedometer test was also performed to characterize the soil compressibility under uniaxial vertical loading, and the permeability of the natural intact samples was measured, allowing for an integrated evaluation of the hydraulic and mechanical properties of the residual soil. The obtained results were analyzed to identify and quantify the degree of anisotropy present in the samples, aiming to understand the response of the residual soils under different effective stress states. This analysis intends to contribute to advancing the technical knowledge regarding the anisotropic behavior of the granitic residual soils of Porto, integrating with existing literature data, with the ultimate goal of improving predictions and the design of geotechnical structures built on these materials.

KEYWORDS: Granite residual soil from Porto, stiffness anisotropy, seismic waves, triaxial test, bender elements

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE QUADROS	XV
SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS	XVII

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.1. ÂMBITO DO TRABALHO.....	1
1.2. OBJETIVO	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
2. SOLOS RESIDUAIS E A ANISOTROPIA DE RIGIDEZ	3
2.1. SOLOS RESIDUAIS.....	3
2.1.1. PROCESSO DE FORMAÇÃO.....	3
2.1.2. CLIMA E AGENTES DE ALTERAÇÃO	4
2.1.3. MATERIAL DE ORIGEM, TOPOGRAFIA E DRENAGEM	5
2.1.4. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS RESIDUAIS	6
2.2. SOLO RESIDUAL GRANÍTICO DO PORTO	7
2.2.1. NOÇÕES GERAIS	7
2.2.2. COMPOSIÇÃO DO SOLO RESIDUAL DO PORTO.....	7
2.2.3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	9
2.3. COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO	12
2.3.1. ENQUADRAMENTO EVOLUÇÃO HISTÓRICA	12
2.3.2. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DOS SOLOS	13
2.3.3. CARACTERÍSTICAS DA NÃO LINEARIDADE DOS SOLOS	14
2.3.4. MEDIÇÃO DA DEFORMAÇÃO E RIGIDEZ EM TESTES DE LABORATÓRIO	16
2.3.5. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR	19
2.4. AS ONDAS SÍSMICAS	19
2.4.1. ONDAS VOLUMÉTRICAS	19
2.4.2. BENDER ELEMENTS E OUTROS TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS	21
2.4.3. PARÂMETRO G, O MÓDULO DE DISTORÇÃO	23
2.4.4. VARIAÇÃO DE MUITO PEQUENAS DEFORMAÇÕES/RIGIDEZ NOS SOLOS.....	24
2.5. ANISOTROPIA DOS SOLOS	25

2.5.1. INTRODUÇÃO	25
2.5.2. ELASTICIDADE ANISOTRÓPICA E ANISOTROPIA CRUZADA	26
2.5.3. A ANISOTROPIA DO MÓDULO DE RIGIDEZ.....	30
2.5.4. AVALIAÇÃO DA ANISOTROPIA EM LABORATÓRIO	30
2.5.5. ANISOTROPIA INERENTE	31
2.5.6. ANISOTROPIA INDUZIDA	31
2.5.7. ANISOTROPIA ATRAVÉS DA DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DAS ONDAS DE CORTE.....	32
2.5.8. PROPAGAÇÃO ANISOTRÓPICA DAS ONDAS DE CORTE E O MÓDULO DE DISTORÇÃO, G	33

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL 35

3.1. INTRODUÇÃO	35
3.2. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DAS AMOSTRAS REMOLDADAS	36
3.2.1. ESQUARTELAMENTO DA AMOSTRA.....	37
3.2.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	37
3.2.3. CURVA GRANULOMÉTRICA	39
3.3. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DAS AMOSTRAS NATURAIS INTACTAS	41
3.4. COMPARAÇÃO ENTRE AS AMOSTRAS UTILIZADAS NESTA DISSERTAÇÃO	43
3.5. COMPARAÇÃO DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DA AMOSTRA REMOLDADA COM OUTRAS AMOSTRAS	44
3.6. ENSAIO DE ONDAS SÍSMICAS	46
3.6.1. MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DAS ONDAS SÍSMICAS	46
3.6.2. ENSAIOS TRIAXIAIS.....	49
3.7. ENSAIO EDOMÉTRICO	60
3.7.1. INTRODUÇÃO	60
3.7.2. PRINCÍPIO TEÓRICO.....	61
3.7.3. EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO	61
3.8. PERCOLAÇÃO E PERMEABILIDADE	63
3.8.1. INTRODUÇÃO	63
3.8.2. PRINCÍPIO TEÓRICO.....	63
3.8.3. PROCEDIMENTO.....	64

4. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS..... 65

4.1. RESULTADOS DO ENSAIO EDOMÉTRICO	65
4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS TRIAXIAIS E <i>STRES- PATH</i>	66
4.2.1. PLANEAMENTO.....	66
4.2.2. PREPARAÇÃO	67

4.2.3. SATURAÇÃO	68
4.2.4. CONSOLIDAÇÃO	69
4.2.5. CORTE ESTÁTICO	76
4.3. RESULTADOS DE RIGIDEZ	79
4.3.1. VELOCIDADE DAS ONDAS SÍSMICAS E MÓDULO G NA CONSOLIDAÇÃO	80
4.3.2. VELOCIDADE DAS ONDAS SÍSMICAS E MÓDULO G NO CORTE	83
4.4. RESULTADOS DA PERMEABILIDADE	86
 5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	 89
5.1. ENSAIO EDOMÉTRICO	89
5.2. PARÂMETROS DE RIGIDEZ NA CONSOLIDAÇÃO	91
5.2.1. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RIGIDEZ DOS ENSAIOS TX_1, TX_2 E SP_1	95
5.2.2. PARÂMETROS DE RIGIDEZ DOS ENSAIOS SP_2 E SP_3	96
5.2.3. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RIGIDEZ DOS ENSAIOS TX_1, TX_2 E SP_1 COM SP_2 E SP_3	98
5.2.4. GRAU DE ANISOTROPIA	99
5.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA MEDIÇÃO DA PERMEABILIDADE	102
5.4. ANÁLISE DE RESULTADOS NO CORTE ESTÁTICO	103
 6. CONCLUSÃO E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS	 107
6.1. CONCLUSÕES	107
6.2. FUTUROS DESENVOLVIMENTOS	107
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Ilustração da formação de um solo residual (Viana da Fonseca, 1988)	3
Figura 2 - Ilustração da influência de vários agentes químicos na superfície da Terra (Viana da Fonseca, 1988).....	5
Figura 3 – Caracterização da microestrutura pelo grau de decomposição (Collins, 1985 adaptado por Viana da Fonseca, 2003)	9
Figura 4 – Curva de degradação da rigidez com o nível de deformação (Atkinson e Salford, (1991) adaptado por Ferreira, (2003))	13
Figura 5 – a) Esquema de carregamento triaxial de um provete cilíndrico; b) Curvas tensão-deformação e rigidez-deformação de materiais simples: (1) comportamento linear e (2) comportamento não linear (Atkinson, (2000)).....	15
Figura 6 – Curvas tensão-deformação e rigidez-deformação de um solo não linear (Atkinson (2000), adaptado por Ferreira (2003))	16
Figura 7 - Medição da rigidez do solo em testes laboratoriais (Atkinson e Salford, 1991)	17
Figura 8 – Esquema simplificado do funcionamento de <i>bender elements</i> (Atkinson, 2000).....	18
Figura 9 - Esquema referente à propagação de ondas volumétricas P e S	20
Figura 10 - Esquema de um elemento piezocerâmico duplo em repouso e sobre tensão (Ferreira 2003)	21
Figura 11 - Ilustração de um <i>bender element</i> , (a) um modelo-tipo deste transdutor; em (b) Diagrama da variação temporal de um sinal sinusoidal e a deformação/polarização associada; (c) Esquema explicativo do seu funcionamento.	22
Figura 12 - diagrama da variação temporal de um sinal sinusoidal e a deformação/polarização associada para um transdutor de extensão (Ferreira 2003)	22
Figura 13 – Principais constituintes do granito (Imagem adaptada de materiais didáticos do Instituto de Geociências da USP)	25
Figura 14 - Matriz de elasticidade tridimensional de um solo (Ferreira, 2009)	26
Figura 15 - Relação deformação e incrementos de tensão efetiva para um material transversalmente isotrópico (com anisotropia cruzada) (Ferreira, 2009)	27
Figura 16 – Limites nos parâmetros elásticos nas constantes elásticas independentes (Pickering, 1970)	29
Figura 17 – Alternativa aos limites nos parâmetros elásticos nas constantes elásticas independentes (Hooper, 1975)	29
Figura 18 – Arranjo das partículas e a velocidade das ondas para uma carga isotrópica ($K_0=1$) (Dobry & Ng, (1989) e Kuwano e Jardine (2002)).....	33
Figura 19 – Arranjo das partículas e velocidade das ondas de corte em amostras do rio Ham com consolidação anisotrópica (ABCD) (Dobry & Ng, (1989) e Kuwano e Jardine (2002))	34
Figura 20 – Mapa geotécnico simplificado da área do Porto e do campo experimental CEFEUP (Viana da Fonseca et al., 2006).....	35

Figura 21 - Imagens do processo de esquartelamento da amostra com a utilização de um esquartelador	37
Figura 22 - Curva granulométrica das amostras remoldadas do solo residual de granito do Porto obtida no Laboratório de Geotecnia da FEUP	40
Figura 23 - Amostras naturais intactas (1 e 2)	42
Figura 24 - Curvas granulométricas das amostras naturais intactas	42
Figura 25 - As curvas granulométricas das três amostras utilizadas	44
Figura 26 – Curvas granulométricas referentes ao solo residual do Porto, a preto os limites máximos e mínimos compilados por Viana da Fonseca 1996, a cor tijolo as distribuições granulométricas analisadas por Ferreira 2009 (ES1) e a azul a curva granulométrica em análise (ES2)	45
Figura 27 - a) <i>Bender elements</i> do topo e da base, b) <i>Bender elements</i> do topo e da base montados no provete e c) <i>Bender elements</i> horizontais e verticais na câmara <i>Stress-Path</i>	46
Figura 28 – Interligação de diferentes equipamentos que permite a obtenção da velocidade da propagação das ondas	47
Figura 29 – Equipamentos interligados: a) gerador de funções Thulby Thander Instruments, TTI TG 1010; b) O amplificador de receção; c) Osciloscópio Tektronix TDS200 e d) Computador com o <i>software</i> Wavestar instalado.....	48
Figura 30 - Exemplo da medição da velocidade das ondas S, (917 uS), na montagem de um ensaio triaxial convencional	48
Figura 31 -Câmara triaxial convencional em utilização.....	50
Figura 32 – Esquema representativo de uma câmara triaxial convencional.....	51
Figura 33 - Medidor de volume, transdutores de pressão e o <i>software</i> de registo MultiGeo	52
Figura 34 – Controlo da pressão, BP e CP de forma manual e de forma automática com recurso a um GDS	53
Figura 35 – Disposição dos transdutores piezoceramicos no topo e na base do provete.....	53
Figura 36 -Câmara triaxial convencional com montagem concluída	55
Figura 37 – Ensaio na fase da percolação	56
Figura 38 –Fase do corte finalizada numa câmara triaxial convencional	58
Figura 39 -Trajetória da tensão de desvio em relação à deformação na fase de corte de um ensaio triaxial numa câmara convencional	58
Figura 40 - Esquema de uma camara triaxial <i>Stress Path</i> (Kuwano e Jardine, 2002)	59
Figura 41 - <i>Software</i> Triax associado à câmara triaxial <i>Stress Path</i>	60
Figura 42 - Esquema simplificado do ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2006)	62
Figura 43 - Edometro Wykeham Farrance do LabGeo da FEUP.....	62
Figura 44 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico	65
Figura 45 - Valores intercalares do nível de saturação nas amostras SP_2 e SP_3	69
Figura 46 - Trajetória de tensões na consolidação dos ensaios TX_1 e TX_2.....	70

Figura 47 - Variação do índice de vazios em relação a $p'(\log)$ ao longo da consolidação	71
Figura 48 - Trajetórias das tensões na consolidação das duas fases do ensaio SP_1, fase 1 (amarelo-torrado) e fase 2(amarelo).....	72
Figura 49 - Variação do índice de vazios em relação a $p'(\log)$ durante as duas fases	72
Figura 50 - Trajetória de tensões do ensaio SP_2 na consolidação	73
Figura 51 - Variação do índice de vazios em relação a $p'(\log)$	74
Figura 52 - Trajetória de tensões do ensaio SP_3 na consolidação	75
Figura 53 - Índice de vazios em relação a $p'(\log)$ na consolidação	75
Figura 54 - Parâmetros mecânicos da fase do corte nos ensaios TX_1 e TX_2	76
Figura 55 - Parâmetros mecânicos do corte do ensaio SP_1	77
Figura 56 - Parâmetros mecânicos no corte do ensaio SP_2	78
Figura 57 - Parâmetros mecânicos no corte do ensaio SP_2	78
Figura 58 - Velocidade das ondas S em ambas as direções ao longo dos ensaios na consolidação ..	81
Figura 59 - Módulo de distorção, G_{vh} e G_{hh} nos ensaios, em relação a p' ao longo da consolidação ..	83
Figura 60 - Velocidade das ondas S no corte em relação, respetivamente, a p' e q nos ensaios TX_1 e TX_2	83
Figura 61 - Velocidade das ondas S no corte em relação a p' e q , respetivamente no ensaio SP_1 ..	84
Figura 62 - Velocidade das ondas S no corte em relação a p' e q , respetivamente no ensaio SP_2 ..	85
Figura 63 - Velocidade das ondas S em relação a p' e q no corte no ensaio SP_3.....	85
Figura 64 - Módulo de distorção, G , em relação a p' e q durante o corte.....	86
Figura 65 - Variação do coeficiente de permeabilidade, k	87
Figura 66 - Comparação do índice de vazios ao longo de p' em escala logarítmica entre o ensaio edométrico e os ensaios triaxiais	90
Figura 67 - Módulo de distorção, G_{vh} , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v	92
Figura 68 - Módulo de distorção, G_{hh} , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_h	93
Figura 69 - Grau de anisotropia no ensaio SP_1	99
Figura 70 - Grau de anisotropia no ensaio SP_2	100
Figura 71 - Grau de anisotropia no ensaio SP_3	100
Figura 72 - Grau de anisotropia, α , em relação a p' nos ensaios SP_1, SP_2 e SP_3	101
Figura 73 - Evolução da tensão de desvio em relação à tensão efetiva média na fase do corte estático	104
Figura 74 - Relação do ponto q_{max}/p' com o gráfico q/Ea	104

ÍNDICE DE QUADROS

Tabela 1 - Valores típicos da compressão uniaxial para diferentes classes de decomposição (Viana da Fonseca, 2003)	10
Tabela 2 – Valores típicos dos parâmetros físicos mais comuns para solos residuais saprolíticos do Porto (Viana da Fonseca, 2003)	11
Tabela 3 - Valores típicos da permeabilidade das classes de meteorização do solo granítico do Porto (Viana da Fonseca e Coutinho, 2008)	11
Tabela 4 – Redução do número de coeficientes independentes na matriz de rigidez segundo Crampin(1981).....	27
Tabela 5 - Números dos peneiros e devidas aberturas segundo a classificação ASTM. (Normas técnicas, ABNT NBR NM 248:2003)	39
Tabela 6 - Algumas características referentes à classificação da amostra remoldada	40
Tabela 7 - Algumas características referentes à classificação das amostras naturais intactas	43
Tabela 8 - Intervalos típicos do coeficiente de permeabilidade (Matos Fernandes, 2006)	64
Tabela 9 - Planeamento de ensaios triaxiais/Stress-Path	66
Tabela 10 - Condições iniciais dos ensaios triaxiais convencionais/ <i>Stress Path</i>	67
Tabela 11 - Nível de saturação em cada amostra	68
Tabela 12 - Breve resumo da consolidação nos diferentes ensaios	69
Tabela 13 - Fase de medição das ondas sísmicas	79
Tabela 14 - Resultados da medição da permeabilidade.....	87
Tabela 15 -Parâmetros de rigidez das amostras avaliadas nesta dissertação	94
Tabela 16 - Parâmetros de rigidez dos ensaios TX_1 e TX_2	95
Tabela 17 - Parâmetros de rigidez dos ensaios TX_2 e SP_1	96
Tabela 18 - Parâmetros de rigidez das amostras SP_2 e SP_3	97
Tabela 19 - Ângulo de atrito efetivo para cada amostra	105

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

ε_a – Extensão axial

ε_v – Extensão volumétrica

σ_h' - Tensão efetiva horizontal (kPa)

σ_v' - Tensão efetiva vertical (kPa)

A – Área (m²)

ASTM – American Society for Testing and Materials

B – Parâmetro de Skempton

BP – Back pressure (kPa)

C_c – Coeficiente de curvatura

CEFEUP – Campo experimental da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

CEN – Comité europeu de normalização

CP – Cell pressure (kPa)

C_u – Coeficiente de uniformidade (-)

e – índice de vazios (-)

e₀ – índice de vazios inicial (-)

EN – Norma europeia

ES2 – Campo experimental 2 pertencente ao CEFEUP

g – Aceleração da gravidade na terra (m/s²)

G – Módulo de distorção

i – Gradiente hidráulico

ISO – Organização internacional de normalização

k – Coeficiente de permeabilidade

kHz – kiloHertz

kPa - kiloPascal

m³/s – Metro cubico por segundo

MHz – MegaHertz

MPa – MegaPascal

° - Graus

p' - Tensão efetiva média (kPa)

Q – Caudal (m³/s)

q – Tensão de desvio (kPa)

SP – *Stress-Path*

TX – Triaxial

V_p – Velocidade das ondas P (m/s)

V_s – Velocidade das ondas S (m/s)

DEM – Método dos elementos discretos

G_0 – Módulo de distorção máximo

G_{hh} – Módulo de distorção na direção horizontal e orientação horizontal

G_{vh} – Módulo de distorção na direção vertical e orientação horizontal

M – Módulo confinado

c' - Coesão

$\log$ – Logaritmo

m/s – Metros por segundo

α – Grau de anisotropia (-)

ν – Coeficiente de Poisson (-)

σ' - Tensão efetiva (kPa)

ϕ' - Ângulo de atrito efetivo (°)

1.

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1. ÂMBITO DO TRABALHO

Estimativas recentes indicam que pelo menos metade da superfície terrestre encontra-se coberta por solos residuais, muitos dos quais localizados em regiões de significativo crescimento económico. Contudo, ainda persiste uma lacuna no conhecimento detalhado acerca do comportamento destes solos, o que frequentemente conduz a equívocos e, por vezes, a sua confusão com solos sedimentares.

Os solos residuais formam-se *in situ*, resultantes dos processos de meteorização química, física e biológica que atuam sobre as rochas superficiais antes de ser transportadas pelos agentes externos. Estes processos promovem uma transformação gradual da rocha em solo residual. Caracterizados pela sua heterogeneidade, estes solos podem apresentar variações significativas nas suas propriedades, o que dificulta a sua caracterização e reforça a necessidade de estudos regionais aprofundados.

Na cidade do Porto, a superfície é predominantemente coberta por solos residuais graníticos, cujo estudo e investigação têm sido impulsionados nos últimos anos, especialmente devido à implementação e planeamento de obras subterrâneas.

A anisotropia, intrinsecamente relacionada com os solos residuais e, consequentemente, com estrutura herdada da rocha de origem, constitui um fator crítico em projetos geotécnicos, uma vez que influencia diretamente o comportamento dos solos e a sua previsão. Esta característica pode derivar do comportamento intrínseco do material ou resultar de modificações plásticas ocasionadas por deformações provenientes de diversos níveis de carregamento.

Atualmente, já existe uma base de dados relativa aos resultados obtidos sobre a rigidez destes solos que será incorporada nesta dissertação, com o propósito principal da validação e verificação de resultados experimentais.

Os resultados dos ensaios experimentais, assim como a comparação com a base de dados disponível, serão aplicados na análise e previsão do comportamento do solo residual de granito do Porto, incluindo a de novas metodologias e tecnologias com o objetivo de complementar a literatura existente podendo ainda servir como referência para pesquisas futuras.

1.2. OBJETIVO

O principal objetivo desta dissertação é o estudo detalhado e a avaliação da anisotropia do solo residual granítico da cidade do Porto. Para alcançar este propósito, foi possível recorrer aos recursos disponibilizados pelo Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LabGeo), que disponibilizou não apenas os equipamentos necessários para a execução de diversos ensaios experimentais como também a sua total colaboração e conhecimento técnico.

Os testes realizados incluem um ensaio edométrico, medição da permeabilidade e ensaios triaxiais convencionais e *stress path*, ambos equipados com transdutores piezoelétricos do tipo *bender elements*, numa ou duas direções, utilizados para a medição das velocidades das ondas sísmicas no interior do material. Adicionalmente, recorreu-se a um sistema de transdutores de pressão e medidores de volume acompanhados pelos softwares Triax e MultiGeo.

Esta abordagem experimental visa aprofundar o conhecimento das propriedades mecânicas e dinâmicas do solo residual granítico do Porto, contribuindo para uma caracterização mais rigorosa e fundamentada destes materiais, com impacto direto na previsão e modelação do seu comportamento em projetos geotécnicos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, organizados de forma a permitir uma apresentação lógica e coerente do trabalho desenvolvido:

O primeiro capítulo é um capítulo introdutório e é constituído pelo âmbito do trabalho, objetivo e organização da dissertação. Apresenta de forma resumida a pertinência do tema, os objetivos pretendidos com a realização desta dissertação, por fim este capítulo expõe a organização estrutural da dissertação descrevendo brevemente os seus conteúdos.

O segundo capítulo intitula-se "Solos Residuais e Anisotropia de Rigidez" e dedica-se à caracterização detalhada dos solos residuais e depois em particular do solo residual de granito da região do Porto, onde são abordadas as suas principais propriedades geotécnicas e mineralógicas. Além disso, são apresentados os fundamentos teóricos e conceptuais necessários à compreensão do fenómeno da anisotropia de rigidez, reunindo a base científica e os conceitos essenciais sobre comportamento mecânico, estrutura e particularidades dos solos residuais em estudo.

O terceiro capítulo é dedicado à apresentação do programa experimental, no qual são descritos em detalhe todos os ensaios realizados, é incluída ainda a exposição de fundamentos teóricos essenciais para a compreensão das metodologias adotadas.

O quarto capítulo, intitulado "Apresentação de Resultados", dedica-se à exposição dos dados obtidos nos ensaios realizados ao longo da dissertação de forma organizada e sistemática.

No quinto capítulo, são analisados e discutidos os resultados apresentados no capítulo anterior. Esta secção dedica-se à interpretação e discussão crítica dos dados experimentais, relacionando-os com os objetivos da dissertação e com a fundamentação teórica previamente estabelecida de modo a identificar tendências e explicar comportamentos observados.

O sexto capítulo, "Conclusão e futuros desenvolvimentos", apresenta as principais conclusões decorrentes da dissertação, sintetizando os resultados mais relevantes, sendo também identificadas as limitações do trabalho desenvolvido e propostas diretrizes para investigações futuras.

2.

SOLOS RESIDUAIS E A ANISOTROPIA DE RIGIDEZ

2.1. SOLOS RESIDUAIS

Para compreender plenamente o âmbito desta dissertação, é essencial conhecer as particularidades dos solos residuais, a sua formação, características, em particular na região em estudo, a região do Porto.

2.1.1. PROCESSO DE FORMAÇÃO

Os solos residuais formam-se diretamente a partir da rocha de origem, resultando do processo de decomposição *in situ* promovido pela ação combinada de agentes físicos — como a fragmentação mecânica — e de agentes químicos, responsáveis pela alteração mineralógica do material de base. O produto final deste processo consiste num solo composto por minerais, microcristais e fragmentos rochosos, que apresenta distintos graus de alteração consoante a intensidade dos fenómenos atuantes e o tempo de exposição. Na Figura 1 é demonstrado este processo, que confere a estes solos residuais características microestruturais específicas com impacto no seu comportamento geotécnico (Viana da Fonseca, 1988).

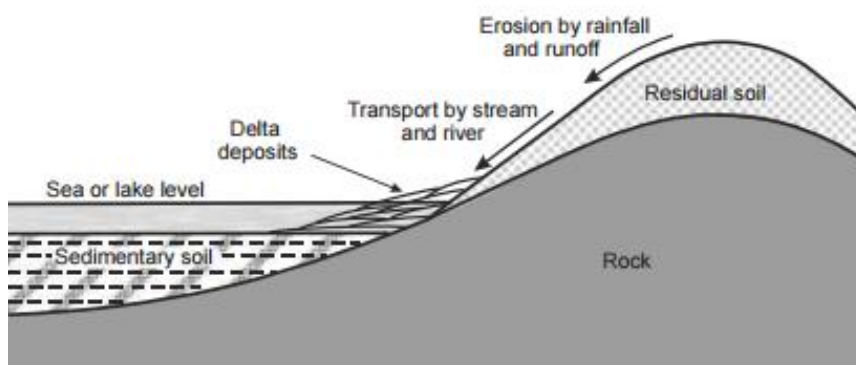


Figura 1 - Ilustração da formação de um solo residual (Viana da Fonseca, 1988)

Estes solos resultam da ação de processos de alteração química e/ou térmica ao longo do tempo, estando, por isso, fortemente condicionados por fatores como o clima, a natureza da rocha de origem, a topografia, as condições de drenagem e a idade do depósito (Townsend et al., 1985). É fundamental salientar que os solos residuais não são formados por processos de consolidação sedimentar típicos dos solos transportados. Assim, a utilização de conceitos como solo consolidado ou sobreconsolidado, bem

como de parâmetros deduzidos da curva de consolidação edométrica, não são aplicáveis a estes materiais (Viana da Fonseca, 1988).

O parâmetro C_c , habitualmente definido como a inclinação da porção linear da curva pressão–índice de vazios num gráfico semi-logarítmico, reflete, nos solos sedimentares, o comportamento durante a reconsolidação edométrica. No entanto, nos solos residuais, esta linha de consolidação não se encontra definida devido ao próprio processo de formação — resultado direto da decomposição *in situ* da rocha-mãe e não de deposição e subsequente consolidação. Por conseguinte, conforme referido por Viana da Fonseca (1988), os parâmetros tradicionalmente utilizados para descrever o comportamento de consolidação dos solos sedimentares podem não apresentar validade ou interesse prático quando aplicados a solos residuais.

2.1.2. CLIMA E AGENTES DE ALTERAÇÃO

As condições mais favoráveis à formação de solos residuais ocorrem em regiões de clima tropical, onde a elevada temperatura e humidade intensa promovem uma alteração mais rápida e profunda da rocha de origem. Em ambientes com boas condições de drenagem, desenvolvem-se tipicamente solos com coloração avermelhada, ricos em óxidos de ferro e alumínio, enquanto em áreas com drenagem deficiente tendem a formar-se argilas de coloração escura e elevado potencial expansivo, como as montmorilonites. Contudo, também em regiões de clima mais temperado a ação dos agentes de alteração se faz sentir ao longo do tempo, originando extensas zonas de materiais residuais, ainda que com características geotécnicas, mineralógicas e estruturais distintas daquelas observadas em ambientes tropicais (Viana da Fonseca, 1988).

A preferência pelos ambientes tropicais para a formação de solos residuais torna-se evidente pela conjugação de temperaturas elevadas e precipitação abundante, que proporcionam as condições ideais para os processos de alteração. A água exerce um papel determinante neste contexto, não apenas pela sua capacidade de facilitar a solubilidade e o transporte de iões, mas também por acelerar as reações químicas quando associadas a temperaturas mais altas. Em consequência, as transformações minerais podem atingir profundidades superiores a 30 metros (Viana da Fonseca, 1988). Na Figura 2 é ilustrada a influência dos diferentes agentes químicos na superfície da Terra.

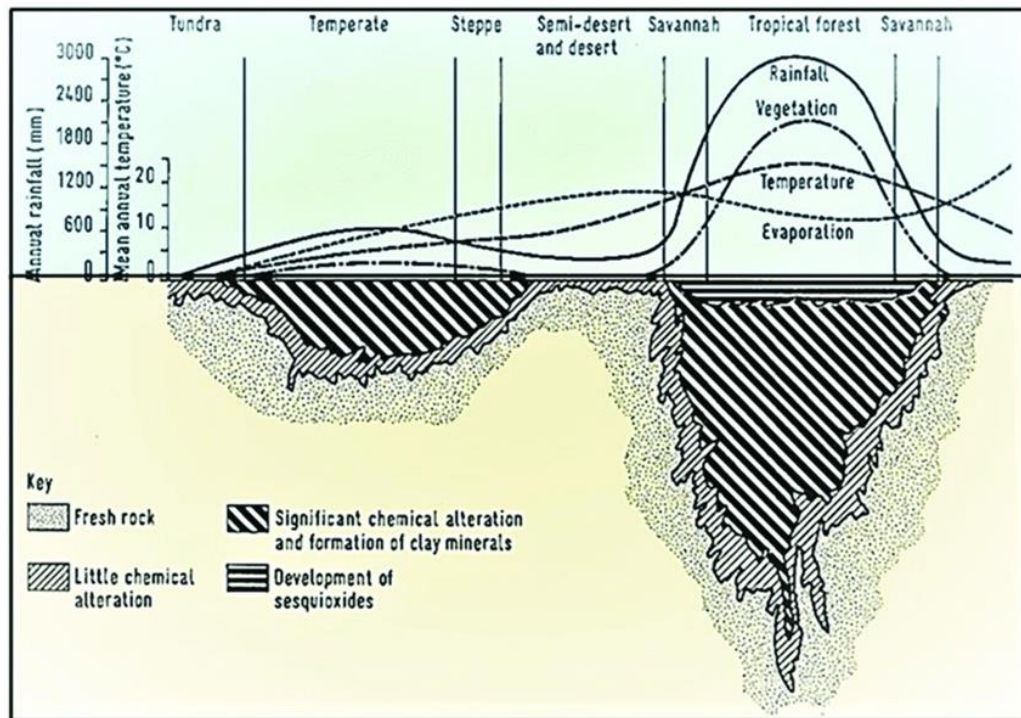


Figura 2 - Ilustração da influência de vários agentes químicos na superfície da Terra (Viana da Fonseca, 1988)

A água é mesmo referida como o principal agente de decomposição das rochas (Vargas et al 1971), tratando-se, contudo, de água ionizada, ou seja, com iões hidrogénio (H^+) e hidróxido (OH^-), sendo que o teor de irrigação aumenta com a temperatura, para cada aumento de 10° de temperatura, a velocidade de uma reação química aumenta de duas a três vezes (Castello et al 1998).

Entre os agentes de decomposição com papel significativo na alteração da rocha-mãe destaca-se ainda o dióxido de carbono (CO_2), resultante da decomposição da matéria vegetal em húmus. O CO_2 reage com minerais como feldspatos, embora, caso existam, também atue sobre elementos ferromagnesianos e sesquióxidos de ferro e de alumínio, (Viana da Fonseca 1988).

Outros agentes importantes incluem o hidróxido de alumínio ($Al(OH)_3$), mais relevante em climas temperados, o ozono contido nas chuvas tropicais e, ainda, a simples dissolução de minerais solúveis, como os calcários.

2.1.3. MATERIAL DE ORIGEM, TOPOGRAFIA E DRENAGEM

2.1.3.1. Material de origem

A influência do material de origem revela-se particularmente determinante nas fases iniciais do processo de gliptogénese (alteração química da rocha-mãe), embora a sua importância tenda a diminuir com o avanço do tempo e dos processos de alteração. Os minerais de carácter básico, como a olivina e a piroxena, apresentam uma resistência significativamente inferior às transformações químicas quando comparados com minerais ácidos, como o quartzo ou o feldspato. Assim, enquanto os minerais básicos são rapidamente alterados, formando geralmente zonas de alteração mais estreitas, os minerais ácidos promovem perfis de alteração mais espessos e resistentes à meteorização (Viana da Fonseca, 1988).

2.1.3.2. Topografia e drenagem

A disposição topográfica e a capacidade de drenagem do terreno exercem uma influência significativa sobre a solubilização, a erosão e a exposição dos materiais sujeitos aos processos de alteração. As condições mais favoráveis à formação e desenvolvimento de solos residuais verificam-se em áreas com declives moderados, boa exposição solar e drenagem eficaz, fatores que promovem o escoamento das águas e, conseqüentemente, facilitam os processos de alteração química e física da rocha-mãe (Viana da Fonseca, 1988).

2.1.4. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS RESIDUAIS

As características dos solos residuais distinguem-se significativamente das observadas em solos transportados. Nestes materiais, as partículas tendem a apresentar-se sob a forma de agregados, que podem fragmentar-se e gerar partículas progressivamente mais finas à medida que o solo é sujeito a ações mecânicas. Este comportamento torna o conceito clássico de “grão” ou “tamanho de partícula” frequentemente impreciso ou inadequado para muitos solos residuais. Além disso, a permeabilidade destes materiais é habitualmente controlada pela sua micro e macroestrutura, não estando diretamente correlacionada com a distribuição granulométrica, como é comum nos solos transportados (Viana da Fonseca, 1996).

A identificação e caracterização de solos residuais carece, assim, de critérios próprios e distintos das abordagens clássicas da Mecânica dos Solos. A designação destes materiais como “solos rijos” ou “rochas brandas” não fornece indicações suficientes sobre o seu comportamento mecânico expectável. Devido ao seu processo genético singular, os solos residuais apresentam uma variabilidade acentuada, aliada a uma elevada heterogeneidade interna e a uma distribuição espacial complexa das partículas e dos vazios (Ferreira, 2009).

Importa salientar que amostras remoldadas (amostras de solo que foram descaracterizadas e recompactadas artificialmente) e os parâmetros a partir delas obtidos não refletem o verdadeiro comportamento geotécnico dos solos residuais. Os procedimentos laboratoriais habituais de remoldagem tendem a modificar de forma significativa a estrutura e a fábrica natural do solo, conduzindo a resultados que podem não ser representativos do seu desempenho em condições naturais. Deste modo, a caracterização laboratorial destes solos apresenta limitações importantes e está, muitas vezes, associada a um maior potencial de erro (Viana da Fonseca, 1996).

Segundo Viana da Fonseca (1996), com base em estudos realizados em solos residuais graníticos da região do Porto, sintetizou um conjunto de características fundamentais destes materiais:

- Heterogeneidade e perfil de meteorização variável
- Distribuição granulométrica ampla
- Presença de ligações cimentadas
- Estado de tensão em repouso indefinido
- Comportamento complexo da rigidez
- Comportamento de material compactado
- Dificuldades na amostragem
- Correlações *in-situ* limitadas

Schnaid et al. (2004) identificaram igualmente os solos residuais como materiais altamente estruturados e cimentados, destacando um conjunto de características gerais marcantes no seu comportamento geotécnico:

- Cimentação e estrutura como componentes da resistência ao corte
- Natureza coesivo-friccional
- Anisotropia derivada de estruturas relictas
- Estrutura e textura desenvolvida *in situ*
- Variabilidade extrema de textura e mineralogia
- Destruição da estrutura com o corte
- Histórico de tensões pouco relevante

2.2. SOLO RESIDUAL GRANÍTICO DO PORTO

2.2.1. NOÇÕES GERAIS

O solo residual de granito do Porto é caracterizado pela sua formação a partir da decomposição química e física de rochas graníticas, onde a meteorização química, (como já mencionado anteriormente), desempenha um papel crucial no processo de formação deste solo residual.

O manto de solo residual do Porto é muito variável podendo mesmo chegar a atingir algumas dezenas de metros. A disposição destes estratos de alteração não sugere forçosamente uma direção fixa, podendo apresentar inclinações em relação à superfície (Viana da Fonseca, 1988).

O manto superficial é geralmente composto por um material incoerente ou, por vezes, por um solo com coesão resultante de cimentação fraca, evidenciando uma estrutura suscetível à desagregação em contacto com a água. Esta característica foi comprovada através da realização de ensaios “*slake*”, os quais demonstraram a perda progressiva de cimentação após um período de imersão, culminando na completa desagregação do material residual (Viana da Fonseca, 1988).

2.2.2. COMPOSIÇÃO DO SOLO RESIDUAL DO PORTO

A análise detalhada de Viana da Fonseca (1996) sobre a meteorização do granito do Porto evidenciou transformações mineralógicas bastante específicas, que condicionam as propriedades geotécnicas e o comportamento dos solos residuais derivados deste substrato rochoso. Os principais resultados desta análise são:

- O quartzo mantém-se estável durante a meteorização, podendo esta até ser aumentada com concentrações locais de sílica
- O feldspato potássico (ortoclásio) transforma-se principalmente em caulinite e, secundariamente, em moscovite, correlacionando-se com pequenas perdas de K₂O durante a lixiviação
- Os feldspatos sódicos (albitas) e cálcicos (anortitas) sofrem alterações extensivas para caulinite e moscovite

Para quantificar o grau de decomposição do granito e a intensidade do processo de meteorização, pode ser utilizado o Índice de Decomposição de Lumb. Este índice avalia o estado de alteração do material com base em proporções minerais residuais e originais, definido por:

$$X_d = \frac{1 - \frac{w_f}{w_{f0}}}{1 - \frac{w_f}{w_q}} \quad (2. 1)$$

Onde:

w_q é o peso de quartzo inalterado, w_f é o peso dos feldspatos no solo residual, e w_{f0} é o peso dos feldspatos na rocha mãe.

A análise da expressão do índice de decomposição permite constatar que esta traduz essencialmente a relação entre elementos minerais estáveis, como o quartzo, e elementos mais suscetíveis à alteração, como os feldspatos. Esta relação possibilita assim a avaliação da maturidade geoquímica e mineralógica dos materiais de origem granítica.

De acordo com Viana da Fonseca (2003), para os solos residuais do Porto, o valor típico deste índice situa-se entre 0,59 e 0,63, o que espelha um elevado grau de meteorização. Na Figura 3 encontra-se ilustrado o gráfico de caracterização microestrutural proposto por Collins (1985), onde se verifica que estes intervalos do índice correspondem a solos com uma matriz interparticular porosa, mas ainda parcialmente cimentada. Esta caracterização indica que o solo saprolítico é constituído por partículas grossas de quartzo, ligadas por uma matriz argilosa porosa, originada essencialmente pela alteração química dos plagioclases.

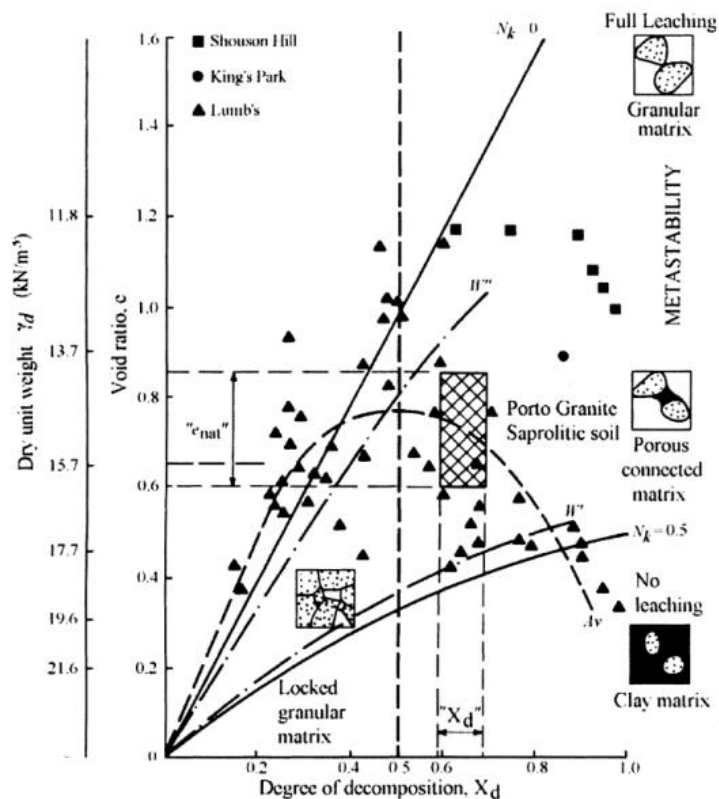


Figura 3 – Caracterização da microestrutura pelo grau de decomposição (Collins, 1985 adaptado por Viana da Fonseca, 2003)

2.2.3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

O comportamento mecânico dos solos residuais saprolíticos, ou seja, o comportamento de solos residuais resultantes da decomposição avançada da rocha de origem que permanecem fundamentalmente no seu local de origem sem terem sido transportados e que apresentam estrutura e propriedades geotécnicas fortemente influenciadas pela rocha de origem e até das condições locais de alteração como o clima, topografia ou cobertura vegetal, não pode ser corretamente avaliado apenas com base em parâmetros físicos convencionais, como o índice de vazios ou a densidade seca aparente, devido à complexidade estrutural e mineralógica que resulta do avançado grau de meteorização. Nestes materiais, a interação entre partículas, a presença de agregados, a cimentação residual e a heterogeneidade da fábrica interna desempenham um papel determinante, condicionando significativamente a resposta tensão-deformação e a resistência ao corte. No entanto, a densidade seca aparente constitui um dos indicadores físicos frequentemente utilizados para descrever o estado destes solos ao longo do gradiente de alteração.

Segundo Viana da Fonseca (1996), os estados de alteração do granito na região do Porto apresentam uma grande variabilidade e imprevisibilidade, podendo então ser divididos em diferentes estados de alteração:

- Granito são (W1-W2): Rocha pouco alterada, com características físicas intactas e alta densidade ($\gamma_d \approx 27 \text{ kN/m}^3$) e estrutura preservada.

- Granito moderadamente alterado (W3): Apresentam algumas fissuras e o início da lixiviação dos feldspatos, tendo a perda parcial da resistência e ainda com traços estruturais significativos da rocha de origem.
- Granito muito alterado (W4): Existe a intensificação da alteração dos minerais primários, um aumento considerável da porosidade, uma coloração mais amarelada a castanha.
- Granito completamente alterado/saprolítico (W5): Caracterizado pela perda de consistência, facilmente escavável com grande heterogeneidade e anisotropia devido à manutenção de vestígios estruturais provenientes da rocha de origem.
- Solo residual: Os solos residuais por sua vez resultam da decomposição total, com alto grau de alteração e estrutura original praticamente inexistente.

Viana da Fonseca (1996) enfatiza ainda que a transição entre os estados de alteração do granito do Porto é gradual, ainda que errática.

Nos solos residuais, a densidade seca apresenta variações significativas em função do grau de decomposição (W1–W5). No entanto, esta classificação segundo o grau de alteração não permite captar aspetos cruciais da estrutura do solo, tais como a presença de fissuras horizontais, a orientação preferencial das partículas ou o grau de cimentação natural. Estes parâmetros estruturais têm influência direta na rigidez anisotrópica e na resistência ao corte dos solos residuais graníticos, condicionando o seu comportamento sob carregamentos de diferente natureza e direção. Por outro lado, o índice de vazios, também se revela limitado neste contexto, pois não diferencia adequadamente entre solos residuais com estrutura floculada característica e solos compactados ou homogêneos.

Com o objetivo de ultrapassar as limitações inerentes à caracterização convencional dos solos e maciços residuais, Bieniawski (1976) e Barton et al. (1974) propuseram a utilização de sistemas de classificação como o Rock Mass Rating (RMR) e o índice de qualidade das rochas (Q). Estes sistemas incorporam diversos parâmetros estruturais e mecânicos, sendo amplamente utilizados no dimensionamento geotécnico de obras em solos e rochas.

A aplicação de metodologias como o RMR e o índice Q permite uma distinção mais adequada entre os diferentes graus intermédios de meteorização, tendo como base critérios como a resistência à compressão uniaxial e as características das discontinuidades. Assim, assegura-se uma avaliação mais representativa da qualidade do maciço e do potencial desempenho estrutural do solo residual granítico. A Tabela 1 apresenta valores típicos da resistência à compressão uniaxial associada às diferentes classes de decomposição.

Tabela 1 - Valores típicos da compressão uniaxial para diferentes classes de decomposição (valores de Viana da Fonseca, 2003)

Grau de decomposição	W ₂ -W ₃	W ₃	W ₃ -W ₄	W ₄	W ₄ -W ₅	W ₅
σ_u	≈100	≈35	≈20	≈15	≈10	0.03-0.14

Observa-se uma diminuição clara, embora gradual, entre as densidades aparentes da rocha mãe e dos granitos alterados, sendo que a redução da densidade se torna mais marcada nos graus mais avançados de meteorização. Apesar deste decréscimo significativo, a macroestrutura e a fábrica da rocha-mãe tendem a permanecer, em grande medida, preservadas nos solos saprolíticos residuais (Ferreira, 2009).

Na Tabela 2 apresentam-se os valores típicos dos parâmetros físicos mais relevantes para os solos residuais saprolíticos da região do Porto. Destaca-se que os valores do peso volumico total são relativamente baixos, situando-se, em geral, entre 17 e 19 kN/m³. Estes valores refletem a existência de uma estrutura floculada, caracterizada por vazios contínuos abertos no seio de uma matriz parcialmente cimentada, resultante da evolução mineralógica e da progressiva meteorização do granito (Viana da Fonseca, 2003).

Tabela 2 – Valores típicos dos parâmetros físicos mais comuns para solos residuais saprolíticos do Porto (Viana da Fonseca, 2003)

γ_s	w	γ_d	S_r	e	k
[kN/m ³]	[%]	[kN/m ³]	[%]		[m/s]
25.7 - 26.5	15 - 25	15.0 - 18.5	80 - 100	0.40 - 0.70	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁵

A influência das estruturas herdadas da rocha-mãe — como fissuras, descontinuidades e fraturas — nas condições de escoamento de água ao longo dos perfis de meteorização granítica revela-se particularmente crítica. Elementos como macroporos e canais abertos em matrizes parcialmente cimentadas ou floculadas demonstram, em muitos casos, ter um impacto mais significativo nas características de permeabilidade do que o próprio arranjo microestrutural do solo (Ferreira, 2009).

Neste âmbito, Deere & Patton (1971) propuseram uma classificação da permeabilidade em função do grau de alteração da rocha. A Tabela 3, elaborada por Viana da Fonseca e Coutinho (2008) apresenta os valores típicos de permeabilidade correspondentes às diferentes classes de meteorização dos materiais graníticos da região do Porto.

Tabela 3 - Valores típicos da permeabilidade das classes de meteorização do granito do Porto (Viana da Fonseca e Coutinho, 2008)

Class of rock weathering (W _i from ISRM, 1981)	Permeability ^[1] (m/s)	Experimental results ^[2]
Decomposed rock – soil with no relic structure (W ₆)	Low	≈10 ⁻⁷
Completely weathered rock - saprolitic soil (W ₅)	Medium	10 ⁻⁶ -10 ⁻⁵ (3)
Highly weathered (W ₄) and fractured (F ₄ -F ₅) rock	High to medium	10 ⁻⁵ – 10 ⁻⁴ (3)
Moderately weathered (W ₃) and fractured (F ₃ -F ₄) rock	Medium to high	10 ⁻⁵ – 10 ⁻⁶
Slightly weathered rock (W ₂)	Medium	10 ⁻⁶ – 10 ⁻⁷

^[1] Trends from Deere & Patton (1971), Dearman (1976), Costa Filho and Vargas Jr (1985)

^[2] Experimental values obtained in head tests through sections in boreholes or pump tests, with surrounding piezometers

^[3] More kaolinitic matrices present permeability values that are lower than the indicated ranges by one order of magnitude

Os solos saprolíticos, são geralmente classificados como materiais de permeabilidade média a elevada, característica que resulta da presença de grãos siltosos e arenosos agregados em matrizes floculadas com poros de grandes dimensões. A elevada permeabilidade destes solos está frequentemente associada à matriz fortemente fraturada dos maciços rochosos submetidos a graus avançados de meteorização. As variações de permeabilidade com a profundidade tendem a ser modestas e estão principalmente relacionadas com a presença de microestruturas abertas e estáveis, bem como com a distribuição homogênea das discontinuidades estruturais. Importa ainda referir que as matrizes mais ricas em caulinite apresentam valores de permeabilidade significativamente inferiores ao intervalo habitual, geralmente por uma ordem de grandeza (Ferreira, 2009).

No que respeita à caracterização hidrogeotécnica destes solos, os ensaios de permeabilidade realizados em furos de sondagem são considerados os mais adequados, uma vez que melhor refletem a influência da variabilidade micro e macroestrutural no comportamento *in situ* (Viana da Fonseca, 2003). A presença de fissuras e fendas desempenha um papel crucial na elevação dos valores globais de permeabilidade observados nestes solos. Contudo, nos solos residuais saprolíticos, as características macroestruturais tendem a ser menos determinantes, conduzindo a valores de permeabilidade bastante uniformes ao longo do perfil de alteração (Ferreira, 2009).

2.3. COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

2.3.1. ENQUADRAMENTO EVOLUÇÃO HISTÓRICA

O comportamento tensão-deformação dos solos apresenta uma grande complexidade, sendo influenciado por diversos fatores intrínsecos e extrínsecos aos materiais geotécnicos. Na Antiguidade, as técnicas construtivas eram essencialmente empíricas, desenvolvidas sem um entendimento científico sistematizado dos materiais utilizados na construção de infraestruturas.

Somente a partir do século XVIII, com o advento da Revolução Industrial e a consequente expansão do setor da construção civil, surgiram os primeiros estudos científicos dedicados à compreensão do comportamento dos solos. Destaca-se a contribuição de Charles Coulomb, que apresentou a primeira teoria científica formal sobre o tema, conhecida como Critério de Coulomb.

O século XX marcou um período de significativos avanços, impulsionado pela crescente procura por estruturas de engenharia mais complexas e de maiores dimensões. Nessa época, estudiosos como Karl Terzaghi, Arthur Casagrande, Roscoe e Schofield desempenharam papéis fundamentais no aprofundamento do estudo do comportamento tensão-deformação dos solos. Ao longo das últimas décadas, destaca-se o desenvolvimento da maioria dos ensaios laboratoriais e equipamentos modernos que permitem a avaliação detalhada deste comportamento.

Na atualidade, os limites técnicos da engenharia civil aproximam-se cada vez mais do seu máximo potencializa-se, portanto, imprescindível determinar com elevado grau de precisão o comportamento tensão-deformação dos solos, representado pelos seus parâmetros de rigidez. Contudo, a principal dificuldade reside na caracterização adequada desse comportamento, uma vez que, frequentemente, o número de parâmetros obtidos nos ensaios não é suficiente para garantir uma representação fiel e completa dos solos.

Tatsuoka et al., (1997), menciona que a previsão realista das deformações dos terrenos e dos correspondentes deslocamentos estruturais só é possível com a utilização de ensaios laboratoriais sofisticados, realizados em amostras de elevada qualidade e com medições de alta precisão de tensões e deformações, bem como pela execução de ensaios *in situ* cuidadosamente conduzidos.

2.3.2. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DOS SOLOS

No final da década de 70, verificou-se de forma generalizada (Cole e Burland, 1972; Wroth, 1975; Burland, 1979) que os parâmetros de rigidez obtidos pelos métodos convencionais de campo e de laboratório, tradicionalmente considerados como propriedades elásticas lineares do solo, apresentavam valores significativamente inferiores e inconsistentes quando comparados com o comportamento real observado em grande escala.

A partir desta constatação, vários esforços foram realizados no sentido de identificar as razões subjacentes a tais discrepâncias. Diversos estudos de referência, tais como Burland (1989), Tatsuoka e Shibuya (1992), Jardine (1995) e Tatsuoka e Kohata (1995), entre outros, contribuíram para o esclarecimento destas questões.

Um dos resultados mais relevantes decorrentes desses trabalhos é o de Atkinson (2000), ilustrado na Figura 4. Trata-se da conceptualização da variação da rigidez dos solos ao longo de uma ampla gama de deformações, representada pela denominada curva de degradação da rigidez. Esta curva incorpora referências essenciais, como a amplitude das deformações a que o solo está sujeito em condições de serviço para diferentes tipos de estruturas geotécnicas, bem como as deformações para as quais o módulo de distorção pode ser determinado a partir de diferentes ensaios laboratoriais.

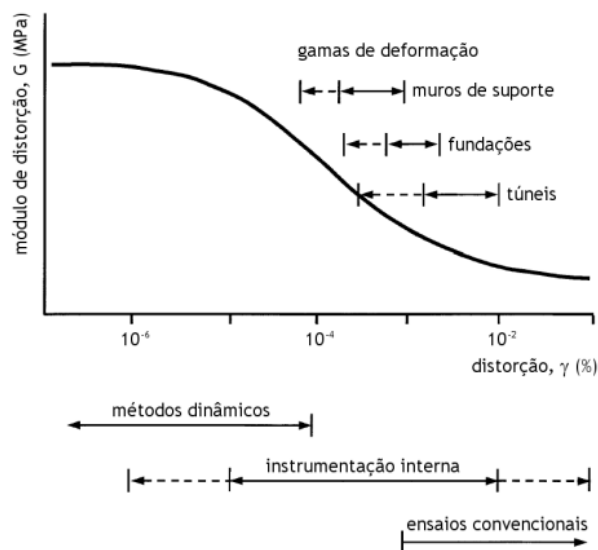


Figura 4 – Curva de degradação da rigidez com o nível de deformação (Atkinson e Sallsford, (1991) adaptado por Ferreira, (2003))

A análise da Figura 4 permite concluir, de forma inequívoca, o carácter não linear do comportamento dos solos. Observa-se que a rigidez apresenta valores relativamente elevados para deformações muito pequenas, tornando-se significativamente inferior à medida que as deformações se aproximam da rotura.

Isto evidencia a forte dependência do módulo de distorção em relação ao nível de deformação, destacando assim a não linearidade intrínseca dos solos.

Uma avaliação mais detalhada mostra que a gama de deformações observada no terreno, normalmente induzida pelas estruturas geotécnicas, coincide, frequentemente, com o valor mínimo de deformação que pode ser medido nos ensaios convencionais de solos (Ferreira, 2003). Tal constatação evidencia a necessidade de se recorrer a métodos de ensaio mais abrangentes, sofisticados e precisos em relação aos ensaios convencionais mais utilizados. A obtenção de informação sobre o nível de deformação é, assim, imprescindível, uma vez que este varia em função do tipo de ensaio realizado e, consequentemente, influencia diretamente a rigidez do solo determinada.

2.3.3. CARACTERÍSTICAS DA NÃO LINEARIDADE DOS SOLOS

Na Figura 5, é ilustrado um esquema simplificado de tensões e deformações aplicado a um provete cilíndrico, estrutura clássica para análise do comportamento mecânico de materiais. Este arranjo é utilizado para visualizar a relação entre a tensão axial e a resultante deformação do material. Atkinson (2000), ao analisar o comportamento tensão-deformação de materiais simples, observou dois padrões fundamentais:

Na Figura 5 b(1), o módulo de deformabilidade corresponde ao declive da reta tensão-deformação (relação linear), traduzindo numa curva rigidez-deformação com este módulo constante para toda a gama de deformações experimentada. É assim possível assumir um valor único para a sua rigidez, uma vez que estes materiais têm propriedades constantes e comportamento perfeitamente elástico.

Já na Figura 5 b(2), devido à natureza não linear do material, o módulo de deformabilidade é definido com base numa deformação de referência ε_r , que é diferente da deformação de rotura ε_f , independentemente de qualquer ponto específico da reta.

Os solos, em particular os solos residuais, enquadram-se na categoria de materiais com comportamento nitidamente não linear quando se analisa a sua resposta tensão-deformação. Esta classificação decorre das características inerentes desses solos, que usualmente apresentam elevada heterogeneidade, anisotropia, entre outras complexidades estruturais. Esta característica é refletida na forma de como parâmetros de rigidez variam com o nível de deformação (Figura 6), neste caso, a rigidez (módulo de Young) pode ser traduzido pelas retas tangente (E_t) ou secante (E_s) à curva tensão-deformação.

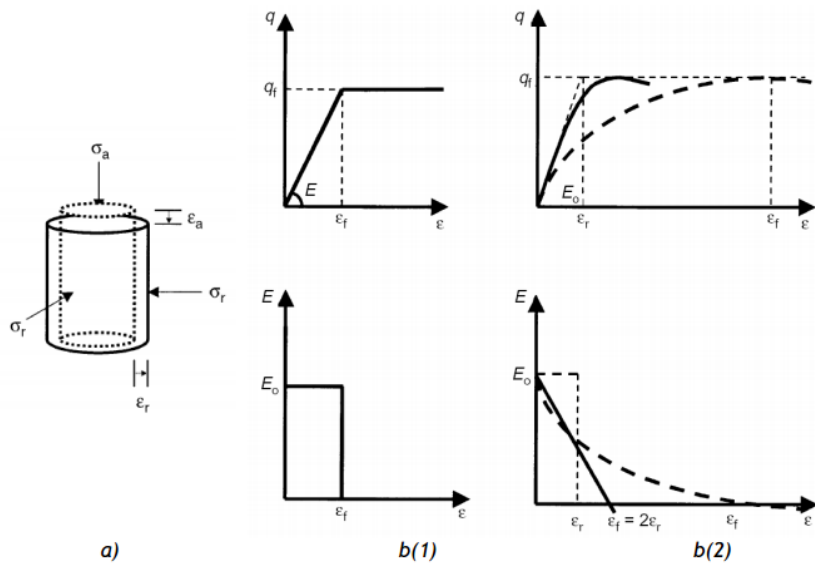


Figura 5 – a) Esquema de carregamento triaxial de um provete cilíndrico; b) Curvas tensão-deformação e rigidez-deformação de materiais simples: (1) comportamento linear e (2) comportamento não linear (Atkinson, (2000))

Neste contexto, a rigidez destes materiais, usualmente representada pelo módulo de Young, já não se apresenta como um valor constante. Pelo contrário, pode ser expressa através do módulo tangente (E_t), correspondente ao declive da reta tangente à curva tensão-deformação num ponto específico, e do módulo secante (E_s), que corresponde ao declive da reta que liga a origem da curva ao ponto de interesse. Estas definições permitem uma melhor descrição da resposta não linear característica dos solos, sendo a escolha do parâmetro mais adequado dependente do tipo de análise pretendida e do intervalo de deformações considerado.

Os módulos tangentes (E_t) e secante (E_s) apresentam variações em função do nível de deformação, como ilustrado na figura correspondente. De acordo com Atkinson e Sallfors (1991), essa variação permite distinguir três regiões distintas que caracterizam o comportamento típico dos solos.

Na Figura 6 é demonstrado que, na zona das muito pequenas deformações (1), a rigidez mantém-se praticamente constante, com $E_t = E_s = E_0$, e esse comportamento é válido até uma deformação limite ϵ_0 . À medida que a deformação aumenta, entramos na zona das pequenas deformações (2), que se estende de ϵ_0 até cerca de 10^{-3} (ou 0,1%). Nessa fase, a rigidez diminui de forma bastante acentuada, refletindo a sensibilidade do solo a pequenas mudanças no carregamento. Por fim, na zona das grandes deformações (3), para valores de deformação superiores a 10^{-3} , a variação da rigidez com a deformação torna-se muito menos pronunciada. Nesse estágio, os valores de rigidez são significativamente menores em comparação com as regiões anteriores, indicando que o solo já atingiu um patamar de deformação onde sua resposta aos esforços se estabiliza.

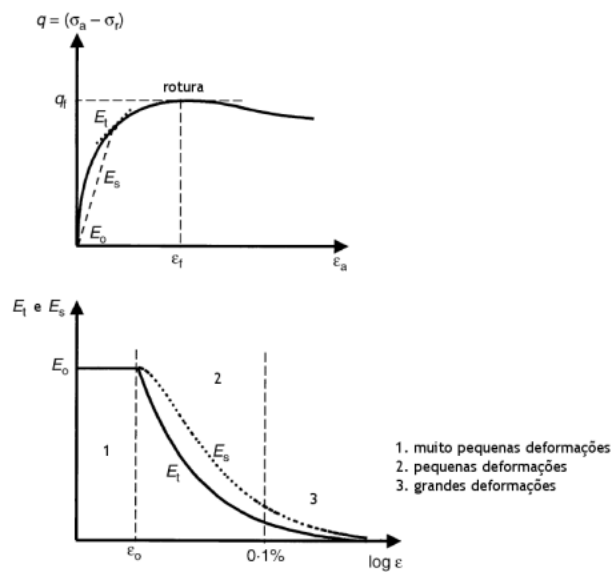


Figura 6 – Curvas tensão-deformação e rigidez-deformação de um solo não linear (Atkinson (2000), adaptado por Ferreira (2003))

2.3.4. MEDIÇÃO DA DEFORMAÇÃO E RIGIDEZ EM TESTES DE LABORATÓRIO

Os parâmetros de resistência e rigidez determinados em laboratório podem ser influenciados por diversos fatores, tais como a qualidade da amostra, o histórico de tensões a que o solo foi submetido, bem como pelos procedimentos adotados na interpretação e análise dos dados (Hight, 1998). Por este motivo, é fundamental garantir a uniformidade na consideração desses fatores, de modo a minimizar, na medida do possível, potenciais fontes de perturbação nos resultados obtidos.

A Figura 7 ilustra a curva característica rigidez-deformação para um solo, na qual se identificam três regiões distintas. Cada uma dessas regiões está associada ao equipamento e ao tipo de ensaio laboratorial mais adequado para a sua caracterização, refletindo a necessidade de diferentes abordagens experimentais em função do comportamento exibido pelo solo em cada intervalo de tensões.

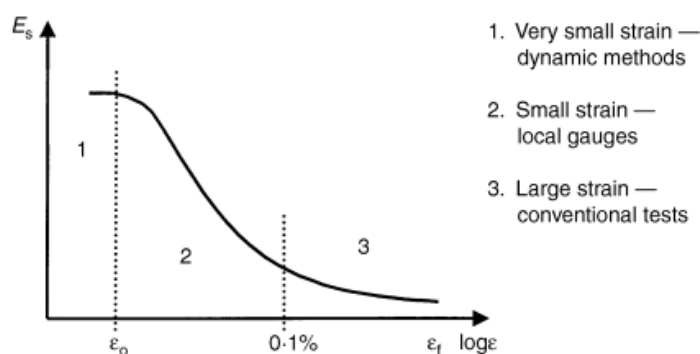


Figura 7 - Medição da rigidez do solo em testes laboratoriais (Atkinson e Salford, 1991)

Para a determinação da rigidez dos solos em intervalos de muito pequenas deformações, os métodos de medição mais recomendados são os métodos dinâmicos, especialmente o ensaio triaxial equipado com transdutores de deslocamento (LVDT). Estes instrumentos avançados possibilitam a obtenção de valores de rigidez para deformações na ordem de 10^{-6} (0,0001%), intervalo tradicionalmente classificado como de muito pequenas deformações (Atkinson, 2000).

A utilização de ensaios triaxiais convencionais ou de ensaios do tipo *Stress-Path* destaca-se não apenas pela sua fiabilidade, mas também pela flexibilidade proporcionada pelos modernos transdutores e pelo suporte de modelos numéricos sofisticados. Estes recursos tecnológicos conferem aos ensaios uma capacidade elevada de caracterização da curva rigidez-deformação, proporcionando resultados de precisão e reprodutibilidade adequadas para um entendimento aprofundado do comportamento dos solos neste regime de deformação (Atkinson, 2000).

2.3.4.1. Determinação da rigidez para deformações muito pequenas com o uso de métodos dinâmicos

De acordo com Atkinson e Evans (1985), a maneira mais precisa de medir a rigidez de um solo para deformações até 1% é a realização de ensaios triaxiais equipados com medidores locais, também conhecidos como *local gauges* ou *displacement gauges*. Estes sensores captam diretamente as pequenas variações de deformação no corpo de prova, minimizando interferências e proporcionando elevado rigor à avaliação dos parâmetros de rigidez. Entretanto, este método, apesar da sua precisão, é reconhecidamente complexo em sua preparação e execução, além de exigir um elevado grau de interpretação dos resultados, tornando-se menos acessível para aplicações correntes na prática de laboratório.

A problemática da complexidade associada aos ensaios triaxiais avançados foi discutida por Atkinson (2000), que destacou que, embora os métodos dinâmicos sejam menos precisos, oferecem significativa facilidade de execução e de interpretação dos resultados. Em muitos contextos de projeto e investigação geotécnica, a relação entre simplicidade e reprodutibilidade faz com que os métodos dinâmicos sejam frequentemente preferidos na determinação dos parâmetros de rigidez, sobretudo quando se considera a viabilidade operacional.

Georgiannou (1991) contribuiu para este entendimento, de que tanto os ensaios dinâmicos quanto os ensaios triaxiais com medidores locais produzem resultados na mesma ordem de grandeza para a rigidez dos solos. Além disso, o aprofundamento dos conhecimentos sobre a não linearidade do comportamento dos solos mostrou que a magnitude absoluta da deformação, e não a sua taxa, é o principal fator de influência na rigidez avaliada.

O princípio do método dinâmico para determinação da rigidez dos solos em regimes de muito pequenas deformações, em ambiente laboratorial, fundamenta-se na medição direta da propagação de ondas sísmicas, as quais são geradas e captadas por dispositivos denominados *bender elements*. A Figura 8 apresenta, de forma simples e esquemática, o funcionamento destes elementos.

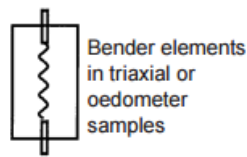


Figura 8 – Esquema simplificado do funcionamento de *bender elements* (Atkinson, 2000)

O módulo de distorção (G) de um material encontra-se diretamente relacionado com a velocidade de propagação das ondas de corte (V_s) pela seguinte expressão:

$$G = \rho * V_s^2 = \frac{\gamma}{g} * V_s^2 \quad (2.2)$$

Onde, ρ é a densidade, γ é o peso volúmico, V_s é a velocidade das ondas S e g é a aceleração da gravidade da Terra.

Esta relação constitui a base para a determinação direta da rigidez dos solos em ensaios dinâmicos laboratoriais, como aqueles realizados com *bender elements*.

A deformação causada pela passagem das ondas sísmicas é de aproximadamente 0.001% (Dyvik e Madshus, 1985), podendo assim ser concluído que o parâmetro G calculado na fórmula – é o G_0 , para deformações muito pequenas. Para além disto, uma vez que a tensão total e efetiva irão ser as mesmas podemos concluir que $G_0 = G'_0 = G''_0$.

Para um material elástico e isotrópico, os parâmetros elásticos são relacionados da seguinte forma:

$$E'_0 = 2 * G'_0 * (1 + \nu') \quad (2.3)$$

Ou para carregamentos não drenados, com $\nu_u = 0.5$

$$E''_0 = 3 * G'_0 \quad (2.4)$$

Ferreira (2003) refere que, independentemente da configuração escolhida para a realização dos ensaios de ondas sísmicas, bem como do método de interpretação dos registos adotado, o resultado fundamental consiste na determinação do tempo de propagação da onda através da amostra. Conhecendo-se a distância percorrida, é possível calcular a velocidade da onda e, no caso das ondas de corte, determinar o módulo de distorção do material. O método de medição da velocidade das ondas de corte em laboratório, recorrendo à utilização de *bender elements*, será abordado em maior detalhe nas subseções As ondas sísmicas e Ensaio de ondas sísmicas.

2.3.5. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR

A modelação da relação tensão-deformação dos solos, claramente não linear, requer a utilização de modelos igualmente não lineares, como por exemplo do tipo hiperbólico. A aplicação destes modelos requer, geralmente, o conhecimento de duas propriedades fundamentais: a rigidez máxima e a tensão de corte máxima (Kondner, 1963; Hardin e Drnevich, 1972 adaptado por Ferreira 2003).

A modelação hiperbólica é uma abordagem muito utilizada atualmente para descrever o comportamento tensão-deformação dos solos, esta é baseada em ensaios triaxiais e tem como parâmetros fundamentais o módulo de Young máximo (E_{max}) e a tensão de desvio máxima (q_{max}).

No ensaio triaxial de carregamento monotónico (detalhado mais a frente), o parâmetro E_{max} é extrapolado da curva tensão-deformação do solo, uma vez que para deformações nulas (0.1% da deformação atingida na tensão máxima) o comportamento do solo é caracterizado como elástico, não obstante que este valor deve coincidir com o valor obtido em outros ensaios, como ensaios cíclicos ou sísmicos.

Kondner, (1963) e Hardin e Drnevich, (1972), apresentaram a seguinte expressão baseada nos modelos hiperbólicos iniciais:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2.5)$$

Onde γ_r é a distorção de referência definida por:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad (2.6)$$

2.4. AS ONDAS SÍSMICAS

Impactos súbitos ou movimentos bruscos, como aqueles resultantes de explosões ou de escorregamentos localizados associados a falhas tectónicas e sismos, constituem solicitações dinâmicas que perturbam o estado de equilíbrio do meio geotécnico. Nessas situações, o equilíbrio inicial é interrompido e substituído por movimento, uma vez que a força aplicada não é transmitida instantaneamente a todas as partes do meio (Timoshenko e Goodier, 1970, adaptado por Ferreira, 2003).

A transmissão destas perturbações ocorre sob a forma de ondas de tensão e deformação, que se propagam a partir da origem da solicitação. Quando suficientemente afastadas da fonte da perturbação, estas podem ser consideradas ondas volumétricas, difundindo-se em todas as direções com uma velocidade finita de propagação.

2.4.1. ONDAS VOLUMÉTRICAS

As ondas volumétricas podem ser subdivididas em dois grandes grupos principais: ondas de dilatação (P) e ondas de distorção (S).

As ondas de dilatação ou de compressão, também designadas por ondas P (primárias), propagam-se no solo através de movimentos de compressão e extensão paralelos à direção de propagação, ou seja, apresentam movimentos longitudinais. Este tipo de onda desloca-se a uma velocidade superior em

relação às restantes ondas sísmicas. Segundo Elmore e Heald (1969), o movimento associado às ondas P ocorre exclusivamente numa direção, o que corresponde a um único grau de liberdade.

Por outro lado, as ondas de distorção ou de corte, conhecidas como ondas S (secundárias), transmitem-se no solo por meio de movimentos puramente distorcionais, sem que haja variação volumétrica no meio. Ao contrário das ondas P, as ondas S propagam-se de forma perpendicular à direção de propagação da onda. De acordo com Ferreira (2003), estas ondas podem ser classificadas conforme a sua direção de polarização: as ondas S_h (horizontalmente polarizadas) e as ondas S_v (verticalmente polarizadas).

A Figura 9 apresenta, de forma esquemática, a diferenciação entre ondas P (de dilatação) e ondas S (de distorção) na forma de propagação.

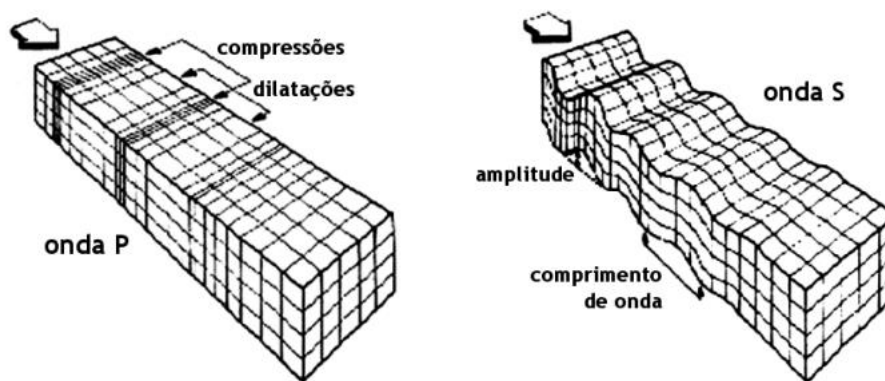


Figura 9 - Esquema referente à propagação de ondas volumétricas P e S

A velocidade de propagação das ondas P e S, V_P e V_S respetivamente, dependem diretamente das características do meio, as expressões demonstradas em baixo foram deduzidas a partir de equações gerais de movimento assumindo um meio elástico infinito, homogéneo e isotrópico.

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} * \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu) * (1 - 2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.7)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho} * \frac{1}{(1 + \nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.8)$$

Onde, E é o módulo de deformabilidade longitudinal, ou de Young, ρ é a massa específica, ν é o coeficiente de Poisson, M é o modulo confinado e G é o modulo de distorção.

Se a velocidade destas ondas for determinada, é possível a avaliação dos parâmetros elásticos do meio, por exemplo, se for conhecida a velocidade V_S e a massa específica ρ é possível calcular o módulo de distorção G. No entanto, conhecendo ambas as velocidades V_S e V_P é possível calcular o coeficiente de

Poisson com a combinação das duas expressões anteriores, tornando o módulo de Young uma variável de fácil determinação.

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 * \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad (2.9)$$

2.4.2. BENDER ELEMENTS E OUTROS TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS

Um transdutor piezoelétrico simples consiste numa placa de material piezocerâmico que se deforma longitudinalmente em qualquer uma das três direções ortogonais quando submetida a uma variação de voltagem (excitação). De forma inversa, quando o transdutor é deformado por uma força externa, ocorre uma alteração na voltagem gerada através do elemento (Atkinson, 2000).

Por sua vez, os elementos piezoelétricos duplos são compostos por duas placas piezocerâmicas, o que lhes confere a capacidade de produzir movimentos de extensão e compressão – tal como os elementos simples – mas também movimentos de flexão, possibilitando uma maior diversidade de modos de funcionamento. Esta configuração é ilustrada na Figura 10.

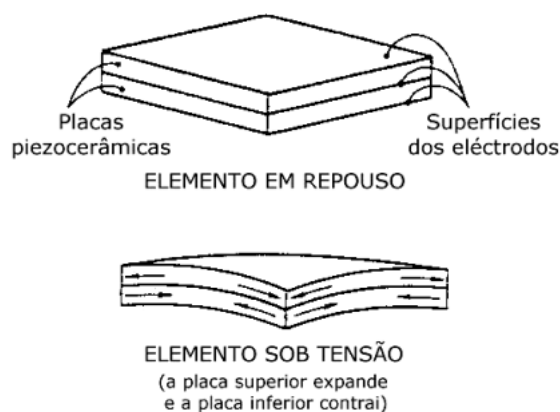


Figura 10 - Esquema de um elemento piezocerâmico duplo em repouso e sobre tensão (Ferreira 2003)

2.4.2.1. Os *bender elements*

Um *bender element*, ou transdutor de flexão, consiste num transdutor eletromecânico formado por duas finas placas piezocerâmicas rigidamente ligadas, com superfícies condutoras entre si e nas faces exteriores. Este dispositivo possui a capacidade de converter energia elétrica em movimento mecânico (e vice-versa), atuando como elemento de geração e detecção de ondas de corte em amostras de solo (Atkinson, 2000).

A Figura 11 ilustra, em (a), um modelo-tipo deste transdutor; em (b), apresenta-se um diagrama da variação temporal de um sinal sinusoidal (relativo à propagação de uma onda de corte) e a deformação/polarização associada; e, por fim, em (c), encontra-se um esquema explicativo do seu funcionamento.

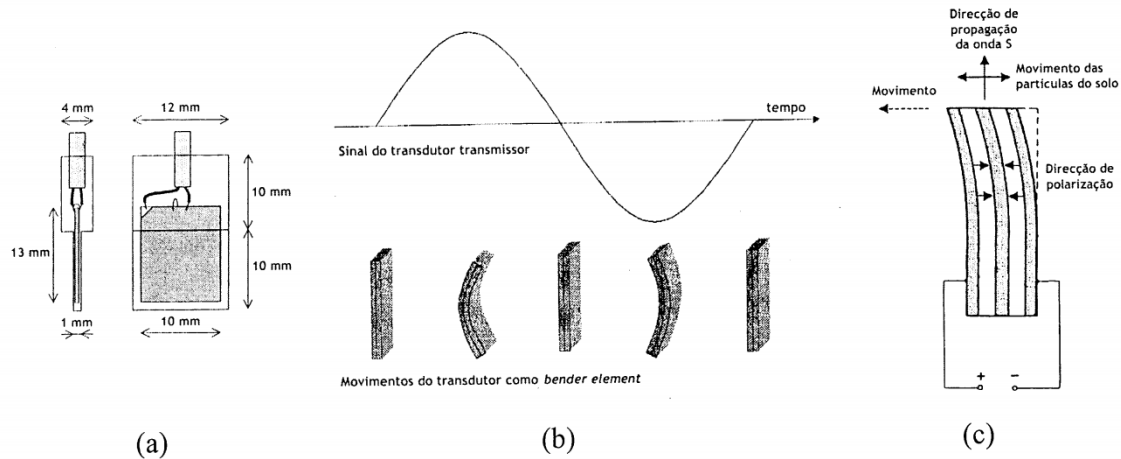


Figura 11 - Ilustração de um *bender element*, (a) um modelo-tipo deste transdutor; em (b) Diagrama da variação temporal de um sinal sinusoidal e a deformação/polarização associada; (c) Esquema explicativo do seu funcionamento.

2.4.2.2. Os extender e bender/extender elements

Os *extender elements*, também conhecidos como transdutores de extensão, apresentam-se estruturalmente semelhantes aos *bender elements* (transdutores de flexão), contudo destinam-se especificamente à propagação de ondas de compressão (ondas P), em vez de ondas de corte (ondas S). Esta distinção resulta de uma alteração subtil no modo de ligação das placas piezocerâmicas em relação à direção de polarização, o que modifica o tipo de movimento de deformação gerado pelo transdutor e, consequentemente, a natureza da onda volumétrica propagada. A Figura 12 ilustra um diagrama da variação temporal de um sinal sinusoidal e a deformação/polarização associada para estes transdutores de extensão.

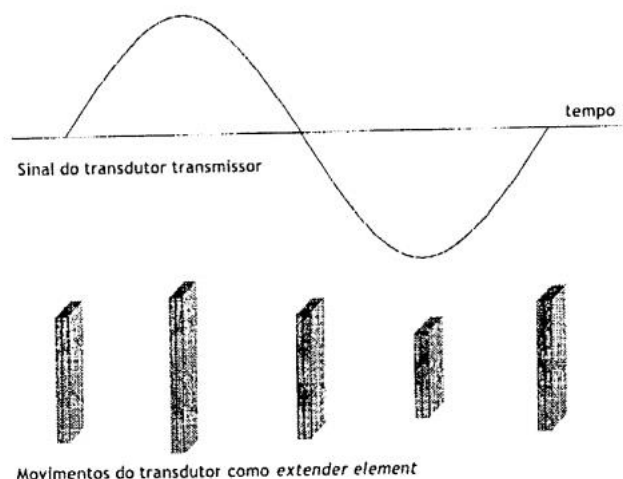


Figura 12 - diagrama da variação temporal de um sinal sinusoidal e a deformação/polarização associada para um transdutor de extensão (Ferreira 2003)

Como já foi mencionado, um *bender element* é um transdutor piezocerâmico composto por duas placas finas, rigidamente conectadas a uma placa metálica central, apresentando elétrodos nas superfícies externas. O seu comportamento é frequentemente comparado ao de um elemento estrutural encastrado numa extremidade (na base) e livre na outra, à semelhança de uma viga em consola. Esta analogia estrutural ajuda a compreender o modo como os *bender elements* geram e transmitem movimentos de flexão que dão origem à propagação de ondas de corte nas amostras ensaiadas.

Lings e Greening (2001) descreveram uma nova técnica, atualmente amplamente utilizada, que consiste na modificação da ligação de um *Bender Element* de modo a torná-lo um elemento híbrido, denominado *Bender/Extender Element*. Este elemento é assim capaz de funcionar tanto como *Bender Element*, propagando ondas S, como como *Extender Element*, propagando ondas P.

Apesar de inicialmente ter suscitado algumas críticas, esta técnica foi validada por Ferreira et al. (2021), que demonstraram, através de ensaios triaxiais com *bender elements* e medições laser, a capacidade destes dispositivos híbridos para a geração e propagação, de forma eficiente, tanto de ondas S como de ondas P.

2.4.2.3. Determinação da velocidade de ondas de corte em laboratório com a utilização de *Bender elements*

Os *bender elements* são instalados nas extremidades superior e inferior da amostra submetida a ensaio triaxial, penetrando tipicamente cerca de 3 mm no corpo de prova. Normalmente, o elemento instalado na base é excitado por uma variação de voltagem, induzindo a sua vibração e, consequentemente, a geração de uma onda de corte que se propaga através da amostra até alcançar o *bender element* recetor situado no topo. Este, por sua vez, é excitado pela passagem da onda, vibrando e tornando possível a sua deteção. As voltagens transmitidas e rececionadas por ambos os elementos são registados de forma contínua, possibilitando a determinação precisa do tempo de propagação da onda de corte.

A utilização de um osciloscópio, em conjunto com software especializado como o WaveStar, permite visualizar e armazenar os sinais das ondas transmitidas e recebidas pelos *bender elements*. Atualmente, a excitação destes elementos é realizada, de forma recorrente, por um impulso sinusoidal, já que, segundo Jovicic et al. (1996), esta forma de onda simples proporciona uma leitura mais fiável e de fácil interpretação.

Além disso, Atkinson (2000) destaca que esta técnica de determinação do tempo de propagação das ondas de corte apresenta vantagens significativas em termos de custo e simplicidade, especialmente quando comparada com outros procedimentos, como os ensaios do tipo *Stress-Path* equipados com instrumentação de medição local.

2.4.3. PARÂMETRO G, O MÓDULO DE DISTORÇÃO

Reconhecido como um parâmetro fundamental na definição das propriedades constitutivas dos solos, o módulo de distorção máximo, G_0 , é geralmente determinado através de ensaios *in situ*, recorrendo-se frequentemente a ensaios laboratoriais como complemento ou alternativa (Ferreira, 2003)

Dada a crescente importância atribuída à avaliação do módulo de distorção, G , em regimes de muito baixas deformações, as metodologias de interpretação dos registos de propagação de ondas de corte têm evoluído de forma significativa. Independentemente da configuração adotada para a realização dos

ensaios sísmicos e do método de análise selecionado, o objetivo fundamental consiste na determinação do tempo de propagação da onda através da amostra (Ferreira, 2003). Conhecendo-se a distância percorrida, é possível calcular a velocidade de propagação da onda e, no caso das ondas de corte, determinar o correspondente módulo de distorção do solo com as seguintes expressões:

$$V_s = \frac{d}{t_s} \quad (2.10)$$

$$G_{max} = \rho * V_s^2 \quad (2.11)$$

Onde, G_{max} é o módulo de distorção máximo, ρ é a massa volúmica e V_s é a velocidade das ondas de corte (S).

Apesar de as fórmulas envolvidas na determinação do tempo de propagação das ondas sísmicas serem simples e diretas, podem ocorrer erros significativos durante a interpretação dos registos experimentais. A principal fonte de incerteza está frequentemente relacionada com a identificação exata do tempo de chegada da onda ao recetor, fator crucial para a precisão dos resultados obtidos. Na prática, este tempo de propagação é, habitualmente, estimado a partir da identificação visual da primeira chegada da onda de resposta no sinal registado — abordagem considerada a forma mais simples e imediata de definição deste parâmetro (Viggiani e Atkinson, 1995).

No entanto, este método pode ser fortemente condicionado por ruídos de fundo, distorção do sinal ou limitações na sensibilidade dos equipamentos, o que pode conduzir a leituras imprecisas ou mesmo enviesadas. Por este motivo é recomendada cautela nos procedimentos de determinação do tempo de chegada.

O valor da massa volúmica foi determinado através das folhas de cálculo específicas de cada ensaio e dos *softwares* MultiGeo/Triax, que permitiram a aquisição de dados em tempo real durante a realização dos ensaios. Na determinação deste parâmetro, as principais fontes de erro incluem a imprecisão intrínseca dos transdutores utilizados onde a deriva temporal pode introduzir desvios sistemáticos, a influencia de variações térmicas ou até flutuações na humidade.

Todos estes erros podem ainda ser amplificados durante a análise dos resultados, uma vez que a determinação da massa volúmica se baseou na leitura da velocidade de propagação das ondas em instantes pré-registados; essa técnica de obtenção do módulo de distorção máximo acarreta, portanto, uma nova camada de pequenas incertezas decorrentes do sincronismo temporal e da precisão das medições.

2.4.4. VARIAÇÃO DE MUITO PEQUENAS DEFORMAÇÕES/RIGIDEZ NOS SOLOS

A variação do módulo de rigidez dos solos para regimes de muito pequenas deformações foi profundamente investigada por Hardin (1978), sendo estabelecidas correlações empíricas considerando fatores como a tensão efetiva, volume específico (ou vazios) e o grau de sobreconsolidação. O módulo de distorção inicial (G_0), foi assim expresso por Hardin (1978) em função dos parâmetros mencionados:

$$G_0 = Af(v)p'^m R_0^m \quad (2.12)$$

Onde:

$f(v)$ é a função do volume específico, p' é a tensão efetiva, R_0 é o coeficiente de sobreconsolidação, $\frac{p'}{p}$ e A é um parâmetro do material

2.5. ANISOTROPIA DOS SOLOS

2.5.1. INTRODUÇÃO

Um material anisotrópico caracteriza-se por apresentar propriedades físicas que variam consoante a direção em que são avaliadas. Em outras palavras, o comportamento do material não é uniforme em todas as direções, refletindo-se em distintas respostas mecânicas, térmicas ou elétricas, dependendo do sentido da solicitação (Telford et al., 1990).

Na área das estruturas cristalinas, a anisotropia é comum e resulta do arranjo interno ordenado dos átomos, o qual pode diferir em função dos eixos cristalográficos considerados (Vernon, 2000). Exemplos típicos deste comportamento incluem minerais como quartzo, mica e feldspato, que são os principais constituintes do granito (Blatt et al., 2006), ilustrados na Figura 13.

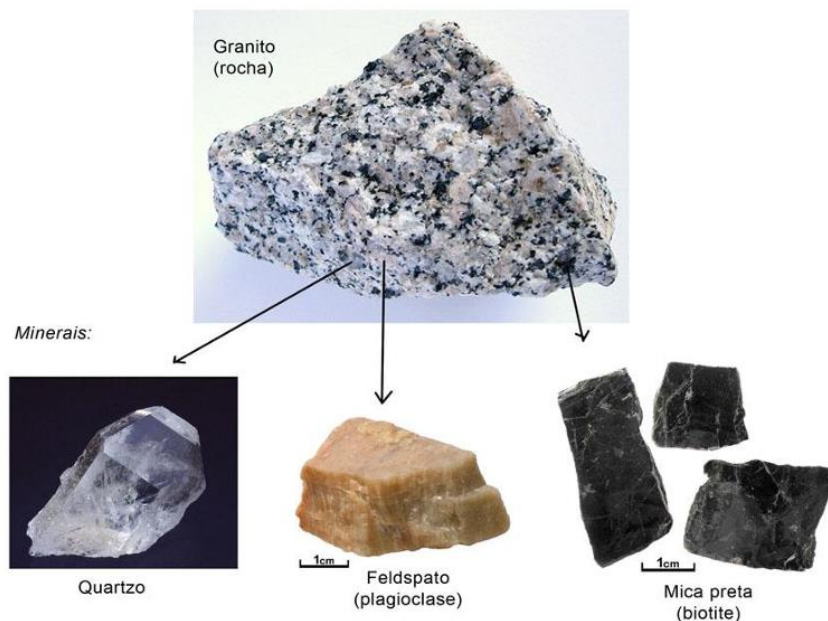


Figura 13 – Principais constituintes do granito (Imagem adaptada de materiais didáticos do Instituto de Geociências da USP)

Nos solos, é comum assumir um comportamento transversalmente isotrópico, no qual as rigidezes horizontal e vertical apresentam valores distintos (Mitchell & Soga, 2005). A anisotropia dos solos pode ser resumida pelas diferenças de comportamento em termos de deformação e resistência: a primeira é

geralmente determinada pelos módulos máximos e mínimos de deformação, enquanto a segunda é avaliada a partir das relações entre resistência ao corte e compressibilidade (Lade, 2008).

Mesmo recorrendo a estas generalizações, a anisotropia permanece uma característica de difícil quantificação, devido à significativa variabilidade das propriedades dos solos em diferentes direções. Esta complexidade é ainda mais evidente ao se considerar o comportamento tensão-deformação em regimes de muito pequenas deformações, onde o solo pode apresentar elevado grau de anisotropia, variando em função do índice de vazios, do estado de tensão efetiva aplicado e, aparentemente, de forma independente do histórico de tensões aplicadas (Ng et al., 2004)

A avaliação da anisotropia pode ser realizada, por exemplo, a partir da determinação do módulo de distorção, G , obtido por meio da medição da velocidade de propagação das ondas de corte, V_s , em diferentes direções, conforme discutido anteriormente.

2.5.2. ELASTICIDADE ANISOTRÓPICA E ANISOTROPIA CRUZADA

A teoria da elasticidade, baseada na lei de Hooke, na sua forma tridimensional, relaciona tensões e deformações através de uma matriz de comprimento, $[C]$ com 36 coeficientes C_{ij} , com a forma demonstrada na Figura 14:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{41} & C_{42} & C_{43} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{51} & C_{52} & C_{53} & C_{54} & C_{55} & C_{56} \\ C_{61} & C_{62} & C_{63} & C_{64} & C_{65} & C_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix}$$

Figura 14 - Matriz de elasticidade tridimensional de um solo (Ferreira, 2009)

A anisotropia descreve a dependência direcional da elasticidade. Love, (1927) concluiu que para materiais elásticos anisotrópicos as suas matrizes devem ser simétricas reduzindo assim o número de coeficientes independentes de 36 para 21, uma vez que $C_{ij} = C_{ji}$.

Adicionalmente, Crampin (1981) identificou seis sistemas de simetria anisotrópica, segundo os quais, em função do comportamento simétrico característico da maioria dos materiais naturais, é possível reduzir ainda mais o número de coeficientes independentes na matriz de rigidez, demonstrado na Tabela 4.

Tabela 4 – Redução do número de coeficientes independentes na matriz de rigidez segundo Crampin(1981)

	Isotrópico	Cúbico	Hexagonal	Trigonal	Tetragonal	Ortorrômbico	Monoclínico
Nº de constantes elásticas independentes	2	3	5	6	6 ou 7	9	13

Na engenharia geotécnica, é comum considerar os solos como materiais transversalmente isotrópicos (ou com anisotropia cruzada). Isso implica assumir que as propriedades elásticas do solo são idênticas em todas as direções de um plano (geralmente o plano horizontal), diferindo apenas na direção perpendicular a esse plano (normalmente a direção vertical) (Ferreira, 2009). Nestas condições, o comportamento elástico do solo pode ser descrito completamente por cinco constantes elásticas independentes. Assim, a relação entre as componentes de deformação e os incrementos de tensão efetiva, para um material transversalmente isotrópico, pode ser expresso como mostra a Figura 15:

$$\begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_{xx} \\ \Delta \varepsilon_{yy} \\ \Delta \varepsilon_{zz} \\ \Delta \gamma_{yz} \\ \Delta \gamma_{zx} \\ \Delta \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E'_h} & -\frac{\nu'_{hh}}{E'_h} & -\frac{\nu'_{vh}}{E'_v} & . & . & . \\ -\frac{\nu'_{hh}}{E'_h} & \frac{1}{E'_h} & -\frac{\nu'_{vh}}{E'_v} & . & . & . \\ -\frac{\nu'_{hv}}{E'_h} & -\frac{\nu'_{hv}}{E'_h} & \frac{1}{E'_v} & . & . & . \\ . & . & . & \frac{1}{G'_{hv}} & . & . \\ . & . & . & . & \frac{1}{G'_{hv}} & . \\ . & . & . & . & . & \frac{1}{G'_{hh}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \sigma'_{xx} \\ \Delta \sigma'_{yy} \\ \Delta \sigma'_{zz} \\ \Delta \tau_{yz} \\ \Delta \tau_{zx} \\ \Delta \tau_{xy} \end{bmatrix}$$

Figura 15 - Relação deformação e incrementos de tensão efetiva para um material transversalmente isotrópico (com anisotropia cruzada) (Ferreira, 2009)

Onde, E'_v é o modulo de Young na direção vertical, E'_h é o modulo de Young na direção horizontal, μ'_{vh} é o coeficiente de Poisson na direção horizontal provocada pela deformação vertical, μ'_{hv} é o coeficiente de Poisson na direção vertical provocado pela deformação horizontal, μ'_{hh} é o coeficiente de Poisson na direção horizontal provocada pela deformação horizontal, G'_{hv} é o modulo de distorção no plano vertical e G'_{hh} é o modulo de distorção no plano horizontal.

Dos 7 parâmetros definidos na matriz, apenas 5 são constantes elásticas independentes, uma vez que:

$$G'_{hh} = \frac{E'_h}{2(1 + \nu'_{hh})} \quad (2.13)$$

$$\frac{\mu'_{hv}}{E'_h} = \frac{\mu'_{vh}}{E'_v} \quad (2.14)$$

Além das igualdades mencionadas, existem outras formas equivalentes das equações constitutivas para materiais transversalmente isotrópicos; contudo, nenhuma delas permite reduzir o número mínimo de cinco constantes elásticas independentes.

Ainda que estas 5 constantes elásticas sejam de facto independentes, existem limites para valores que estas podem tomar, devido aos requisitos termodinâmicos da função deformação-energia que não podem ser negativos (Love, 1927), levando a que os parâmetros E_v , E_h e G_{vh} sejam ≥ 0 e que $-1 \leq \mu_{hh} \leq 1$. Para além destas condições, Lings et al., (2000) ainda definiu outra condição necessária descrita na equação (2.15, não tornando os valores de E_v , E_h , μ_{vh} e μ_{hh} totalmente arbitrários.

$$\frac{E_v}{E_h}(1 - \mu_{hh}) - 2\mu_{hv}^2 \geq 0 \quad (2.15)$$

Os limites para quatro das cinco constantes elásticas independentes foram representados graficamente por Pickering (1970), por meio de um gráfico tridimensional, ilustrado na Figura 16. De forma alternativa, Hooper (1975) apresentou outra representação gráfica ao substituir um dos eixos por outro parâmetro, conforme demonstrado na Figura 17.

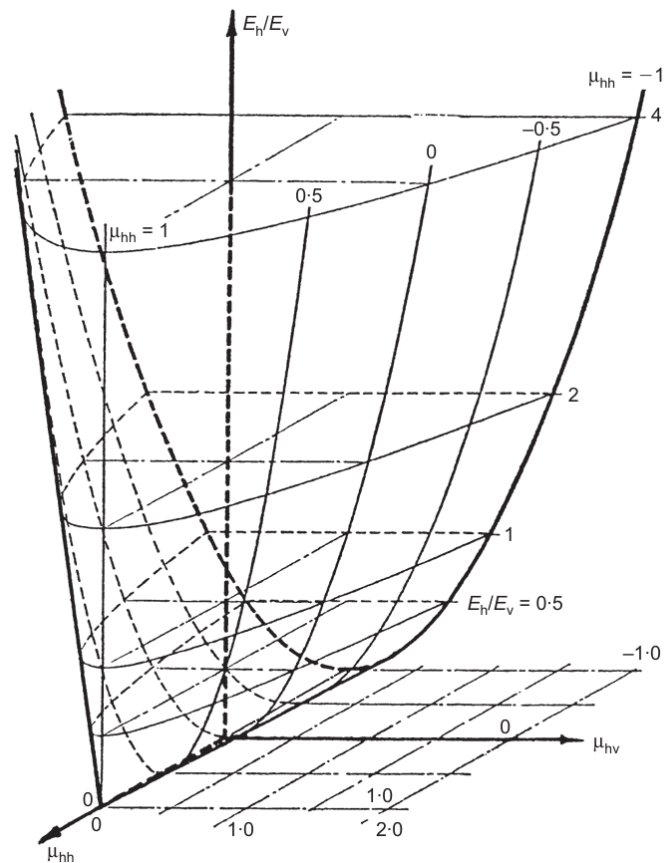


Figura 16 – Limites nos parâmetros elásticos nas constantes elásticas independentes (Pickering, 1970)

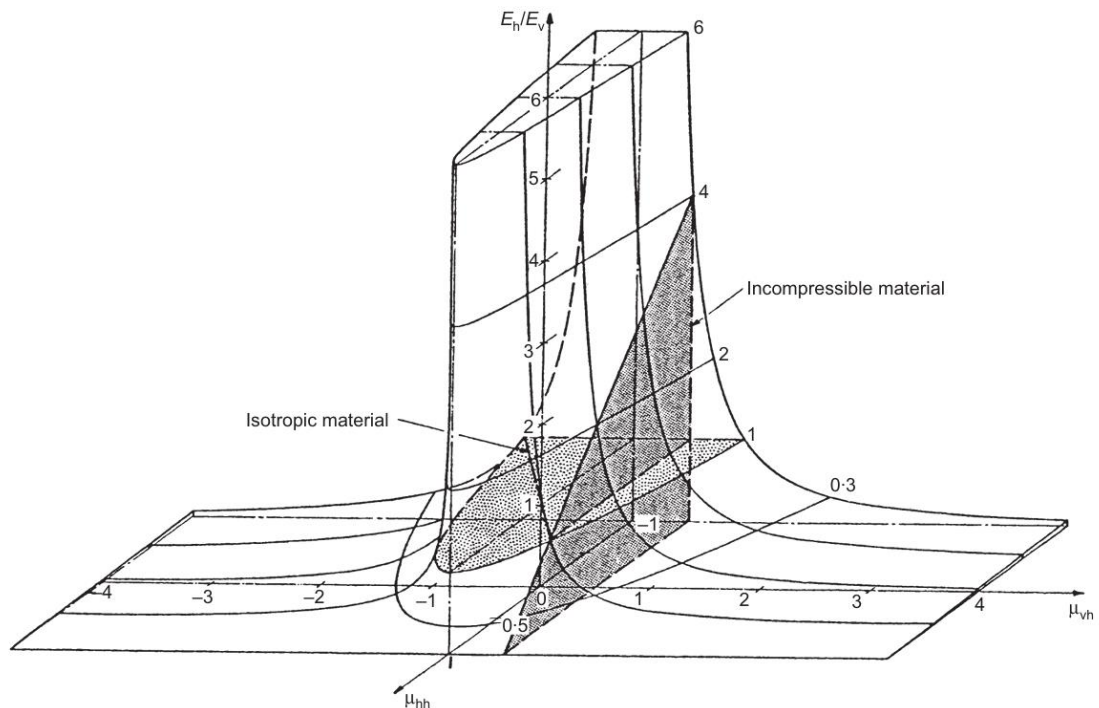


Figura 17 – Alternativa aos limites nos parâmetros elásticos nas constantes elásticas independentes (Hooper, 1975)

2.5.3. A ANISOTROPIA DO MÓDULO DE RIGIDEZ

A anisotropia de rigidez refere-se à variação desta propriedade conforme a direção em que é avaliada no solo. No caso do maciço granítico do Porto, a anisotropia é particularmente acentuada devido à sua estrutura complexa, que inclui zonas de saprólito com profundidades variadas, resultando na existência de bandas minerais e descontinuidades orientadas preferencialmente (Viana da Fonseca, 2006). Dessa forma, compreende-se que a anisotropia presente neste maciço é, em grande medida, consequência dos processos de alteração do granito original e da estrutura herdada da rocha mãe ou devido a trajetórias de tensões e esforços aplicados ao longo do tempo, o que modifica a orientação e o comportamento dos elementos do solo (Viana da Fonseca, 2006).

Por outras palavras, a anisotropia do módulo de rigidez em solos residuais é devida, em grande parte, a duas causas distintas:

- Estrutura e fábrica do solo: Ou seja, a estrutura que corresponde à forma e coesão com que as partículas e agregados se organizam, incluindo os seus vazios e a fábrica que descreve a orientação e arranjo espacial das partículas no material, condicionando as suas capacidades mecânicas.
- Histórico de tensões: Condições de carregamento aplicadas no solo ao longo do tempo, como carregamentos ou compactações unidirecionais, que originam anisotropia através da alteração do arranjo das partículas e agregados.

É fundamental distinguir entre o histórico de tensões recentes e o histórico de tensões relictual. O primeiro refere-se às tensões induzidas em intervalos de tempo considerados recentes, como aqueles aplicados durante a construção de uma estrutura geotécnica, enquanto o segundo reflete a “memória” mecânica e estrutural do solo, gerada ao longo da génese geológica e dos processos de meteorização; por isso, este último enquadra-se sobretudo nos conceitos de estrutura e fábrica do solo.

Estas duas formas de anisotropia de rigidez são designadas, respetivamente, por anisotropia inerente e anisotropia induzida.

2.5.4. AVALIAÇÃO DA ANISOTROPIA EM LABORATÓRIO

A qualidade da amostra é um fator determinante para a fiabilidade dos ensaios laboratoriais. Minimizar perturbações durante a extração, transporte e preparação é crucial para garantir a representatividade da amostra e, consequentemente, a precisão na avaliação da anisotropia de rigidez. Alterações estruturais, fissuras e reorientação de partículas podem ocorrer durante o processo de extração e preparação, comprometendo o estado inicial do solo e ao remover o solo do seu ambiente natural, ocorre uma modificação no estado de tensão original, induzindo alterações volumétricas e reconfigurações internas que também afetam as propriedades medidas em laboratório (Mitchell e Soga, 2005).

A anisotropia de rigidez é geralmente quantificada pela determinação do módulo de distorção, G , em diferentes direções. Entre os métodos experimentais destacam-se ensaios triaxiais que permitem a aplicação controlada de tensões em diferentes direções, facilitando a comparação entre módulos de distorção na componente horizontal e vertical (Shirkavand e Fakharian, 2022).

A anisotropia é expressa normalmente pelo coeficiente de anisotropia de distorção, definido como a razão entre os módulos de distorção máximos obtidos nas diferentes direções. Estudos indicam que essa anisotropia está fortemente ligada ao índice de vazios, à orientação de partículas e ao estado de tensão

efetiva vigente, podendo variar significativamente mesmo para pequenas deformações (Mitchell e Soga, 2005).

2.5.5. ANISOTROPIA INERENTE

A anisotropia inerente está associada ao comportamento intrínseco do material, sendo, por isso, totalmente independente das deformações a que este é sujeito (Casagrande & Carrillo, 1994). Na literatura geotécnica, o termo anisotropia inerente é frequentemente utilizado como sinónimo da fábrica estrutural natural do solo. A fábrica refere-se ao arranjo e à orientação das partículas, considerando diferentes dimensões, formas e distribuição de vazios, enquanto a estrutura está relacionada com as forças que mantêm as partículas unidas, abrangendo as interações interparticulares como cimentação e forças eletromagnéticas (Chang et al., 2011).

A fábrica estrutural reflete o modo como o solo foi formado e apenas pode ser avaliada de forma fidedigna quando o material se encontra sob um estado de tensão isotrópico. O processo de formação do solo leva a que as partículas se acomodem maioritariamente ao longo do plano de aplicação da tensão predominante, fazendo com que o arranjo observado possa variar consoante a direção de análise (Chang et al., 2011).

Além disso, processos de compactação durante a formação ou obtenção da amostra também podem induzir anisotropia inerente, reforçando a sua relevância mesmo em solos aparentemente homogêneos (Hoque & Tatsuoka, 1998).

Como já mencionado, a anisotropia inerente está associada à fábrica estrutural natural do solo, dependendo extensamente do arranjo e da orientação das partículas de diferentes dimensões, entre outros fatores. Contudo, ao se analisar uma amostra de solo em laboratório, torna-se difícil garantir a preservação da sua fábrica natural, sendo esta fragilidade particularmente sensível no solo residual granítico do Porto (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002a).

Na tentativa de reproduzir em laboratório as características naturais do solo, nomeadamente a sua anisotropia inerente, frequentemente recorre-se a métodos de reconstituição e remoldagem de amostras. Estas técnicas permitem avaliar a influência da fábrica estrutural do solo sobre o seu comportamento mecânico. Embora a reconstituição laboratorial não possibilite a reprodução exata das condições observadas *in situ*, os resultados obtidos são geralmente considerados satisfatórios. Kuwano e Jardine (2002), por exemplo, demonstraram, através de ensaios triaxiais equipados com *bender elements* realizados em amostras de areia muito solta do rio Ham, que o comportamento do solo reconstituído sob um estado de tensão isotrópico apresentou uma resposta comparável à do material natural, evidenciando a adequação destas metodologias para a investigação das propriedades anisotrópicas em solos reconstituídos.

2.5.6. ANISOTROPIA INDUZIDA

A anisotropia induzida resulta da evolução do estado de tensão no solo, frequentemente de natureza anisotrópica, ou de outros fatores a que o material esteja sujeito ao longo do tempo. Esta forma de anisotropia é consequência direta das modificações plásticas que ocorrem durante processos de carregamento, nas quais as deformações acumuladas promovem um rearranjo das partículas constituintes (Viana da Fonseca et al., 2013).

Durante a aplicação de cargas, estas deformações plásticas levam à rutura de antigos contactos interpartículas e à formação de novos, modificando progressivamente a fábrica estrutural do solo e,

consequentemente, a sua anisotropia (Oda, 1993). Assim, a anisotropia induzida está intrinsecamente ligada à história de carregamento do solo, refletindo-se em alterações nas propriedades mecânicas em diferentes direções, mesmo após o solo ter atingido novos estados de equilíbrio.

A avaliação da anisotropia induzida em laboratório é geralmente realizada por meio de ensaios que submetem amostras a diferentes trajetórias de tensão, de modo a observar a evolução das propriedades elásticas e de resistência nas diversas direções (Viana da Fonseca et al., 2013).

Ensaio triaxiais anisotrópicos permitem a aplicação de trajetórias de tensão não isotrópicas, promovendo rearranjos de partículas que simulam o desenvolvimento da anisotropia induzida. As medições repetidas do módulo de distorção, G , em direções distintas antes e após o carregamento revelam o grau de anisotropia resultante (Viana da Fonseca et al., 2013).

A anisotropia induzida é usualmente quantificada pela razão entre os módulos de distorção entre as duas direções tendo em conta a anisotropia cruzada, (G_{vh} e G_{hh}). Observa-se que a magnitude desta anisotropia aumenta com o grau de deformação plástica acumulada, sendo diretamente influenciada pela trajetória de tensões imposta, pelo índice de vazios inicial e pela natureza do solo (Oda, 1993).

Estudos mostram ainda que, o rearranjo de partículas durante o carregamento leva à destruição de antigos contactos interparticulares e à formação de novos, resultando em alteração significativa da resposta mecânica do solo, especialmente do seu comportamento ao corte. Esse efeito pode ser reproduzido e monitorizado de forma controlada em laboratório, permitindo o desenvolvimento de modelos constitutivos mais realistas (Oda, 1993).

2.5.7. ANISOTROPIA ATRAVÉS DA DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DAS ONDAS DE CORTE

Muitas propriedades do solo são influenciadas pela anisotropia, sendo a velocidade de propagação das ondas de corte uma das mais diretamente afetadas. Esta velocidade não depende apenas da direção de propagação da onda no meio, mas também da direção da vibração associada à partícula durante a passagem da onda (Atkinson, 2000). Por exemplo, uma onda de corte que se propaga na direção horizontal pode apresentar vibração tanto na direção horizontal como na direção vertical. A medição destas diferentes configurações permite detetar e quantificar a anisotropia presente no solo. Por sua vez, a configuração mais usual em ensaios convencionais corresponde à propagação vertical com vibração horizontal, sendo possível obter a configuração inversa através de instrumentação apropriada.

Pennington (1999) desenvolveu equipamento que permitiu a instalação de *bender elements* no diâmetro da amostra sendo possível a determinação da velocidade de ondas de corte na direção horizontal com ambas as direções de vibração horizontal/vertical. O módulo de distorção com características anisotrópicas é relacionado com a velocidade das ondas de corte através da seguinte expressão:

$$G_{ovh} = \rho V_{vh}^2 \quad (2.16)$$

$$G_{ohh} = \rho V_{hh}^2 \quad (2.17)$$

Um material que apresenta anisotropia cruzada com um eixo vertical de simetria manifesta, geralmente, uma menor resistência ao corte no plano horizontal do que no plano vertical. Esta diferença deve-se à orientação preferencial das partículas ou das estruturas internas do material. No entanto, em materiais homogêneos, ambos os planos correspondem ao mesmo tipo de deformação no corte, não se verificando diferenças significativas entre as duas direções (Atkinson, 2000).

Quando se considera a elasticidade anisotrópica, como já discutido, no caso da anisotropia cruzada são necessárias cinco constantes elásticas independentes para descrever completamente o comportamento do material. Contudo, Lings et al. (2000) salientam que, mesmo com a determinação do módulo de distorção a partir da medição das velocidades de propagação das ondas de corte, ainda assim não é possível obter a totalidade destas cinco constantes independentes, características de materiais com anisotropia cruzada.

2.5.8. PROPAGAÇÃO ANISOTRÓPICA DAS ONDAS DE CORTE E O MODULO DE DISTORÇÃO, G

O arranjo experimental realizado na câmara *Stress-Path* nesta dissertação é semelhante ao realizado por Kuwano e Jardine (2002), que permitiu a determinação das velocidades de propagação de ondas de corte nos modos S_{vh} , S_{hh} e S_{hv} , que correspondem respetivamente às velocidades V_{vh} e V_{hh} e V_{hv} .

A Figura 18 demonstra um resultado típico obtido com a areia solta do rio Ham analisado por Kuwano e Jardine (2002), onde, sob as condições isotrópicas demonstradas nesta mesma figura, onde, os três tipos de ondas (S_{vh} , S_{hh} e S_{hv}) apresentaram velocidades semelhantes. No entanto, quando Kuwano e Jardine (2002) submeteram a amostra a uma compressão anisotrópica demonstrada na Figura 19 (trajetória ABCD) as velocidades divergem significativamente. Sendo essa divergência particularmente notória entre V_{vh} e V_{hv} . Em um meio contínuo homogêneo, essas duas velocidades deveriam ser idênticas para que o equilíbrio de momentos seja satisfeito. Contudo, nos experimentos realizados, ambas apresentaram tendências divergentes de forma consistente.

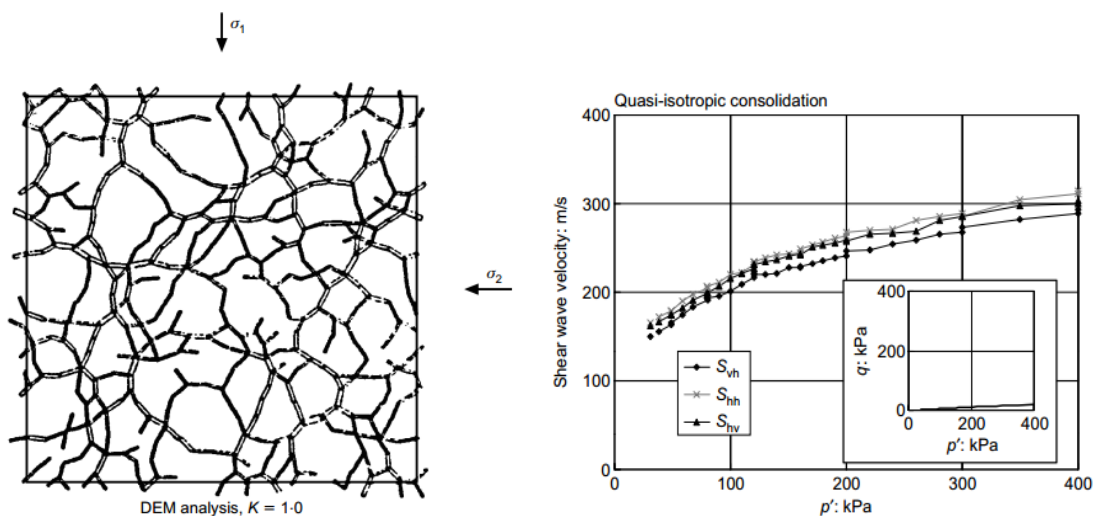


Figura 18 – Arranjo das partículas e a velocidade das ondas para uma carga isotrópica ($K_0=1$) (Dobry & Ng, (1989) e Kuwano e Jardine (2002))

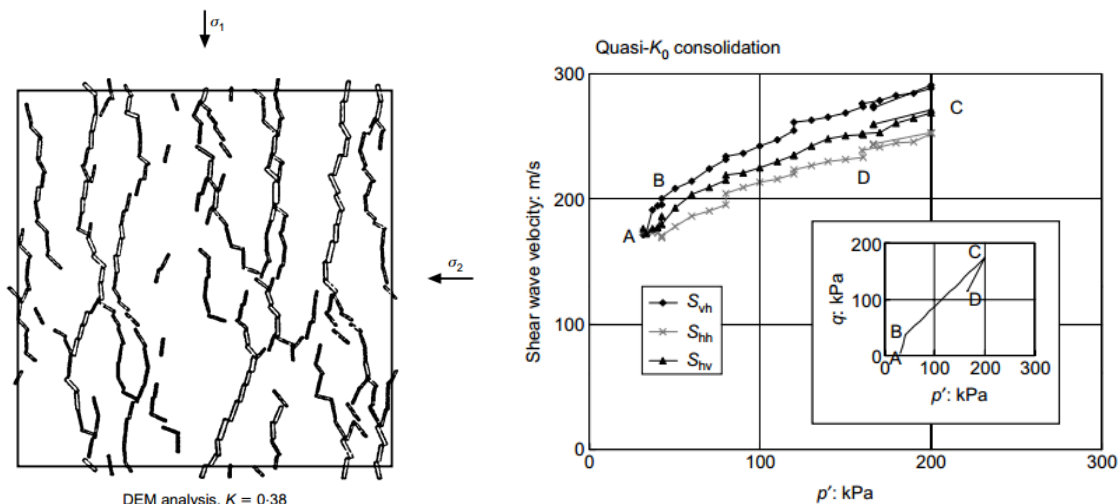


Figura 19 – Arranjo das partículas e velocidade das ondas de corte em amostras do rio Ham com consolidação anisotrópica (ABCD) (Dobry & Ng, (1989) e Kuwano e Jardine (2002))

Segundo Jardine et al. (1999), a discrepância entre V_{vh} e V_{hv} não pode ser explicada satisfatoriamente por modelos contínuos convencionais. Jardine et al. (1999) propôs então a adoção de uma abordagem particular para interpretar esse comportamento. Simulações baseadas no Método dos Elementos Discretos (DEM), realizadas com arranjos de partículas esféricas e leis de contacto não lineares, evidenciaram que os meios granulares transmitem os seus “esforços efetivos” por meio de colunas de carga concentradas. Essas colunas correspondem a trajetórias internas preferenciais formadas de acordo com o estado de tensão aplicado.

Sob compressão anisotrópica (Figura 19), essas colunas de carga originam caminhos preferenciais para a propagação vertical de ondas, os quais não se formam sob tensões isotrópicas (Figura 18). Tais comportamentos anisotrópicos e direcionais não foram observados em solos finos (argilas e siltes), cuja microestrutura e natureza das ligações entre partículas não seguem, necessariamente, os modelos clássicos de atrito adotados nas simulações DEM.

A incongruência entre as velocidades V_{vh} e V_{hv} traduz-se diretamente em discrepâncias nos módulos de distorção, quando aplicada a expressão clássica $G = \rho V_s^2$, originando valores distintos de G_{vh} e G_{hv} . A estratégia adotada por Kuwano e Jardine (2002) de modo a resolver esta problemática seguiu uma abordagem em que os valores de G_{vh} reportados correspondem a um comportamento de meio contínuo aparente, obtidas através da média aritmética das velocidades S_{vh} e S_{hv} .

Na presente dissertação, e conforme mencionado anteriormente, foi considerada a simplificação imposta pela hipótese de anisotropia cruzada, assumindo-se assim a igualdade entre as velocidades V_{vh} e V_{hv} . Esta simplificação permite reduzir o número de parâmetros independentes no modelo elástico adotado, facilitando a análise e caracterização do comportamento mecânico do solo em estudo, método amplamente utilizado na engenharia geotécnica como por Lings, (2001) ou Ferreira, (2003).

3.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. INTRODUÇÃO

No Laboratório de Geotecnia, pertencente ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Porto com recurso a amostras de alta qualidade foram desenvolvidas uma série de ensaios com o objetivo final da avaliação da anisotropia da rigidez do solo residual granítico do Porto.

As amostras utilizadas foram recolhidas no campo experimental (ES2 ou CEFEUP) dentro do campus da FEUP, como demonstrado na Figura 20. O local é geologicamente formado por uma camada superior de solo residual saprolítico heterogéneo proveniente de granito, de espessura variável, sobreposta a um granito alterado, em contacto com rochas metamórficas de alto grau (gnaisses e migmatitos). A espessura deste manto residual saprolíticos pode variar entre poucos metros e mais de 20 metros, sendo valores comuns de 5 a 9 metros. Apesar de apresentarem frequentemente uma forte heterogeneidade, observa-se muitas vezes uma alteração gradual média das características com a profundidade, especialmente no que diz respeito às propriedades mecânicas.

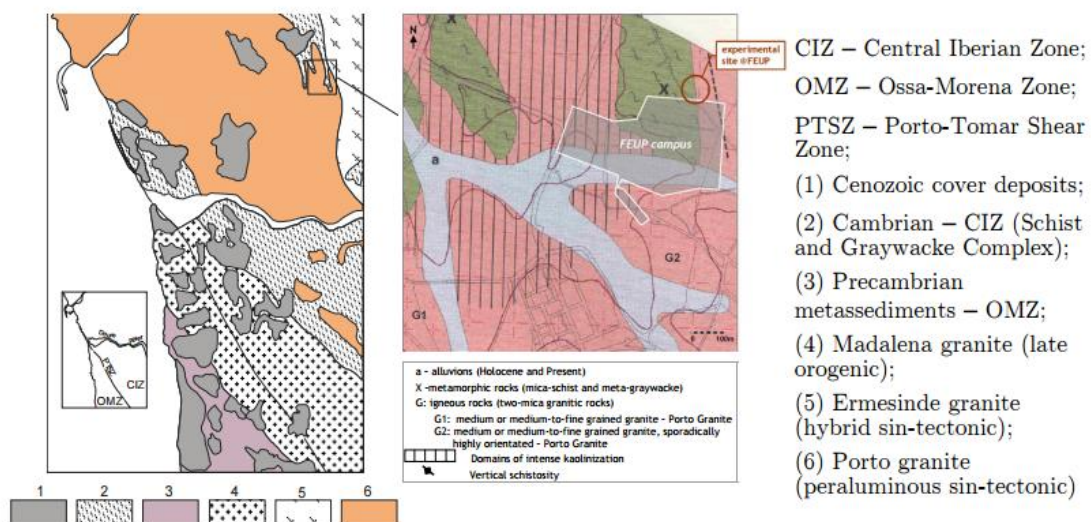


Figura 20 – Mapa geotécnico simplificado da área do Porto e do campo experimental CEFEUP (Viana da Fonseca et al., 2006)

3.2. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DAS AMOSTRAS REMOLDADAS

Um dos solos utilizada nesta dissertação, previamente analisado por Ferreira (2009), foi recolhida no espaço do CEFEUP, localizado nas instalações da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

As amostras remoldadas foram obtidas através da técnica de *block sampling*. O processo consistiu em delimitar a área, aparar cuidadosamente o bloco para garantir o alinhamento e preservar a estrutura original, selar o solo com filme plástico para manter a umidade e, finalmente, separar o bloco por corte na base, permitindo o seu transporte ao laboratório.

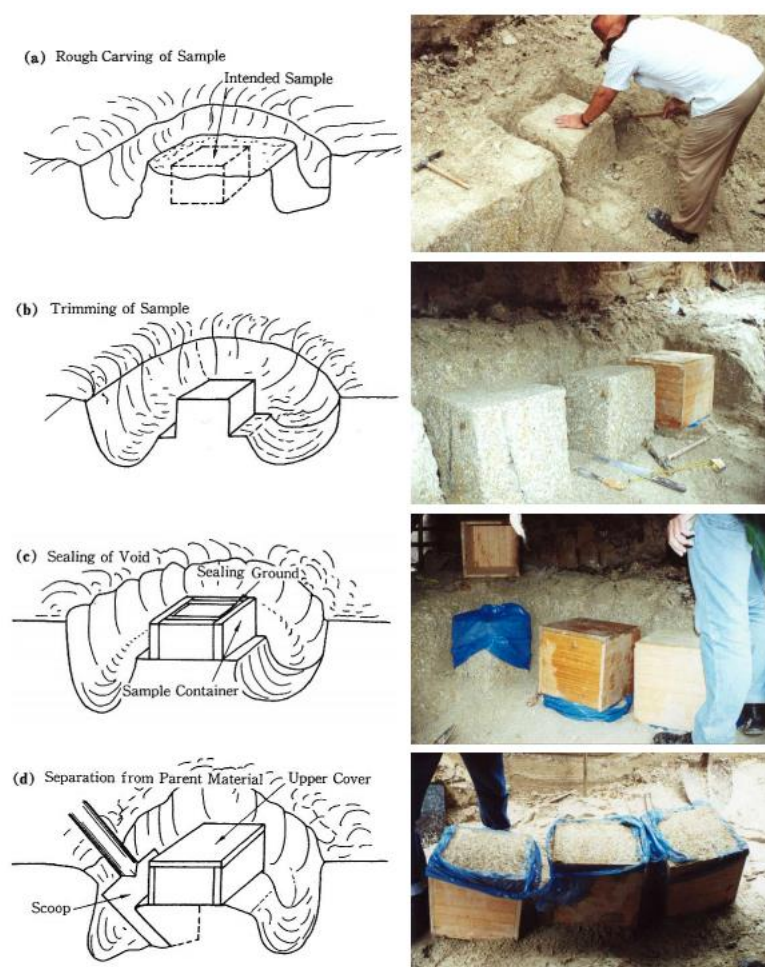


Figura 21 - Técnica *block sampling* (ilustração de JGS,1995 e fotografias no campo experimental ES1 por Ferreira, 2003)

Posteriormente, o solo foi manualmente recomposto e compactado de maneira a recriar as condições essenciais para ensaios laboratoriais.

O solo remexido foi utilizado para produzir amostras reconstituídas em laboratório, preparadas com o objetivo de obter um material de referência que permita comparações controladas com solos naturais. De acordo com Ferreira (2009), no processo de reconstituição das amostras devem ser considerados parâmetros representativos do solo *in situ*, nomeadamente a distribuição granulométrica e a densidade.

Enquanto nos estudos referidos se recorreu, maioritariamente, à técnica de compactação estática para a consolidação das amostras, na presente dissertação optou-se pela técnica de *moist tamping*.

3.2.1. ESQUARTELAMENTO DA AMOSTRA

Inicialmente, a amostra remoldada de solo residual disponível no Laboratório de Geotecnia da FEUP referente ao solo residual de granito do Porto referente a este campo experimental, tinha um peso de aproximadamente 8,5 kg, pelo que, esta deveria ser reduzida, para isto foi utilizado o método do esquartelamento.

O esquartelamento é uma técnica utilizada para reduzir volume de uma amostra sem que exista a perda de representatividade. A técnica consiste na divisão em quartos da amostra e seguidamente selecionar e combinar duas partes opostas de forma a reduzir o tamanho da amostra. Esta técnica é repetida até ser atingido o tamanho de amostra pretendido, é importante mencionar que o solo deve ser cuidadosamente misturado para garantir que as partículas se encontram uniformemente distribuídas entre iterações.

A amostra reconstituída disponibilizada pelo Laboratório de Geotecnia da FEUP foi devidamente esquartelada até serem obtidos 8 amostras de aproximadamente 1kg. A Figura 22 demonstra alguns passos deste processo.



Figura 22 - Imagens do processo de esquartelamento da amostra com a utilização de um esquartelador

3.2.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica é um processo que visa definir, para determinadas faixas pré-estabelecidas de tamanho de grãos, a percentagem em peso que cada fração possui em relação à massa total da amostra em análise.

A análise granulométrica efetuada está de acordo com a norma europeia EN ISO 17892 (Particle size distribution), onde são especificados os métodos padrão para a determinação da curva granulométrica para ensaios geotécnicos de solos em laboratório. Esta norma evidencia dois métodos distintos, a peneiração e o método da sedimentação (para passados do peneiro #200) como adequados para a

determinação da curva granulométrica, que para além de amplamente reconhecidos, com estes dois métodos é possível a total determinação da curva granulométrica.

3.2.2.1. Peso volúmico das partículas sólidas

A norma ISO 17892-3 especifica como determinar o peso volúmico das partículas sólidas com diâmetros inferiores a 4mm, particularmente o método do picnómetro pela substituição por fluido, procedimento utilizado neste trabalho.

Quando a massa da amostra é conhecida, a densidade pode ser calculada a partir da razão entre a massa e o volume. O princípio baseia-se na substituição de uma certa quantidade de líquido (anti floculante) de densidade conhecida pela amostra a ensaiar. Enche-se com o líquido um picnómetro de volume conhecido, que contém o provete. O volume deste líquido é calculado como a massa do líquido adicionado dividida pela densidade do líquido. O volume do provete de ensaio é então calculado subtraindo este volume ao volume do picnómetro.

Segundo a norma ISO 17892-3 é aplicada a Lei de Stokes de forma a calcular o peso volúmico das partículas solidas, γ_s , e a densidade das partículas solidas, G_s , pelas equações (3. 1) e (3. 2), respetivamente:

$$\gamma_s = k * \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} * 9.81 \quad (3. 1)$$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{9.81} \quad (3. 2)$$

Através deste procedimento foi assim obtido uma média dos pesos volúmcicos das partículas de 26.6 KN/m^3 para este solo.

3.2.2.2. Peneiração

Segundo a norma CEN ISO/TS 17892-4, determinação da distribuição do tamanho das partículas, para determinar a distribuição granulométrica de partículas de solo maiores que 0.63mm, este é um processo mecânico que separa as partículas com base no tamanho utilizando uma série de peneiros com malhas de diferentes aberturas.

A amostra deve ser seca em estufa à temperatura de 105°C, e seguidamente pesada. A amostra seca é colocada no peneiro de maior abertura, sendo depois agitadas manualmente ou com auxílio de um agitador (durante 10 a 15 minutos), as partículas são separadas de acordo com o tamanho, ficando retidas nos peneiros correspondentes.

O processo de peneiração foi dividido em duas fases, entre a fração retida e passada no peneiro #10 da ASTM. Na Tabela 5 são demonstrados os números dos peneiros e devidas aberturas segundo a classificação ASTM.

Tabela 5 - Números dos peneiros e devidas aberturas segundo a classificação ASTM. (Normas técnicas, ABNT NBR NM 248:2003)

Peneiros	3"	2"	1,5"	1"	¾"	3/8"	n.º4	n.º10	n.º20	n.º40	n.º60	n.º80	n.º140	n.º200
Abertura (mm)	75,0	50,0	37,5	25,0	19,0	9,5	4,8	2,0	0,850	0,425	0,250	0,180	0,106	0,075

3.2.2.3. Método da sedimentação

A norma EN ISO 17892-4, determinação da distribuição granulométrica por sedimentação, estabelece procedimentos de forma a determinar a distribuição granulométrica de partículas finas (fração passada no peneiro #200 da ASTM) com a utilização do método da sedimentação. Este método baseia-se na lei de Stokes que estabelece que uma relação entre o tempo de sedimentação de partículas esféricas em um fluido viscoso com o seu diâmetro.

O solo foi disperso com a ajuda de anti floculante e deixado em repouso, as partículas começam a sedimentar no fundo do recipiente para qual a sua velocidade de sedimentação depende do diâmetro destas partículas, (quanto maior o diâmetro, mais rápida é a sedimentação), a densidade da suspensão foi depois medida em intervalos previamente determinados. A variação da densidade da suspensão ao longo do tempo permite calcular a distribuição granulométrica destas partículas (passados do peneiro #200).

3.2.3. CURVA GRANULOMÉTRICA

Com a realização dos métodos acima mencionados, foi possível a determinação da curva granulométrica das amostras remoldadas do solo residual granítico do Porto, demonstrada na Figura 23.

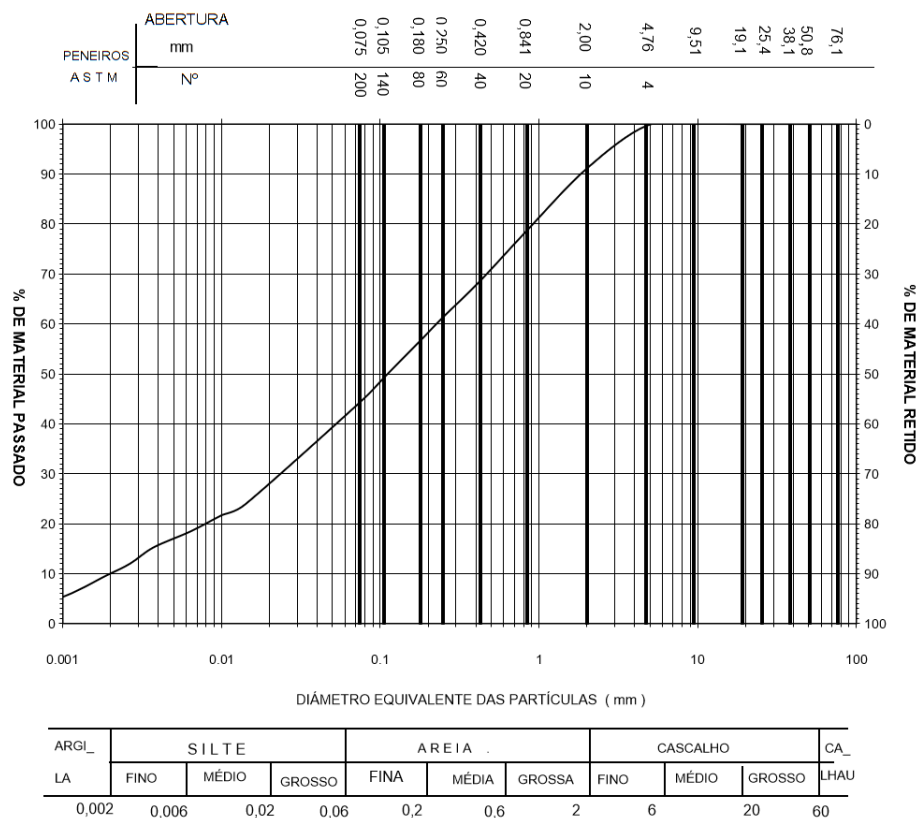


Figura 23 - Curva granulométrica das amostras remoldadas do solo residual de granito do Porto obtida no Laboratório de Geotecnia da FEUP

A partir da curva granulométrica, é agora possível a determinação de diferentes características referentes à classificação do solo, como o coeficiente de uniformidade C_u , o coeficiente de curvatura C_c , ou a sua percentagem de finos, apresentados na Tabela 6.

O coeficiente de uniformidade C_u , e o coeficiente de curvatura C_c são obtidos pelas seguintes expressões:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.3)$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \quad (3.4)$$

Tabela 6 - Algumas características referentes à classificação da amostra remoldada

D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_c
0.002	0.03	0.23	115	1.96

O valor de $C_u = 115$ é um valor bastante alto indicando uma distribuição muito ampla de diâmetros de partículas ($C_u > 15$). Já o valor de $C_c = 1.96$ indica que a curva granulométrica é suave ($1 < C_c < 3$) e sem descontinuidades com uma distribuição equilibrada e grande capacidade de compactação. Juntos, estes dois valores indicam que o solo analisado é muito bem graduado.

A curva granulométrica apresenta uma granulometria extensa, bem graduada, característica de solos residuais. Utilizando o sistema unificado de classificação dos solos (USCS) como referência, foi possível classificá-lo sabendo as seguintes características:

- O solo contém 56% de grossos (retidos no peneiro #200 da ASTM)
- Teor de finos superior a 12% (44%), predominantemente siltes
- Teor de argila de cerca de 10%

O solo pode ser assim classificado como uma areia siltosa (SM) bem graduada, segundo o sistema unificado de classificação dos solos (USCS).

3.3. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DAS AMOSTRAS NATURAIS INTACTAS

Tal como foi realizado para o solo residual remoldado disponível, também foi feita a caracterização física das amostras naturais intactas, as quais foram também recolhidas no mesmo local, designado ES2, na CEFEUP.

As amostras naturais intactas foram também recolhidas em blocos e posteriormente preparadas para obtenção de provetes cilíndricos adequados para os ensaios laboratoriais. Após a colheita, os blocos foram cuidadosamente talhados, com o objetivo de preservar ao máximo a integridade estrutural das amostras. Esse processo incluiu o ajuste preciso das dimensões dos provetes para garantir sua conformidade com as normas técnicas vigentes, assegurando uniformidade e fidelidade na realização dos ensaios.

Para a caracterização, foram utilizados os mesmos métodos aplicados às amostras remoldadas, garantindo assim a consistência nos procedimentos de análise. Estas amostras naturais intactas apresentam-se em seu estado original, dentro do possível, com perturbações mínimas. Isso significa que, além da densidade e da granulometria, a porosidade e a estrutura interna do solo também são preservadas, permitindo uma análise mais representativa das condições naturais do solo no local de origem.

Na Figura 23 são apresentadas as amostras naturais intactas utilizadas nos ensaios. Foram selecionadas duas amostras naturais intactas para realização dos testes na presente dissertação, as quais foram identificadas pelos números 1 e 2, utilizadas respetivamente nos ensaios SP_2 e SP_3, visando facilitar sua referência e interpretação. Na referida figura, a primeira amostra corresponde à amostra intacta 1, enquanto a segunda representa a amostra intacta 2.



Figura 24 - Amostras naturais intactas (1 e 2)

Através do procedimento explicado e realizado no ponto 3.2.2.1, foi obtido uma média dos pesos volúnicos das partículas para ambas as amostras naturais intactas, respetivamente de 26.8 kN/m³ para a amostra natural intacta 1 e 26.5 kN/m³ para a amostra natural intacta 2.

Na Figura 25 estão demonstradas as curvas granulométricas das amostras naturais intactas, pela mesma ordem da Figura 24, a verde (amostra intacta 1) e a cinzento (amostra intacta 2).

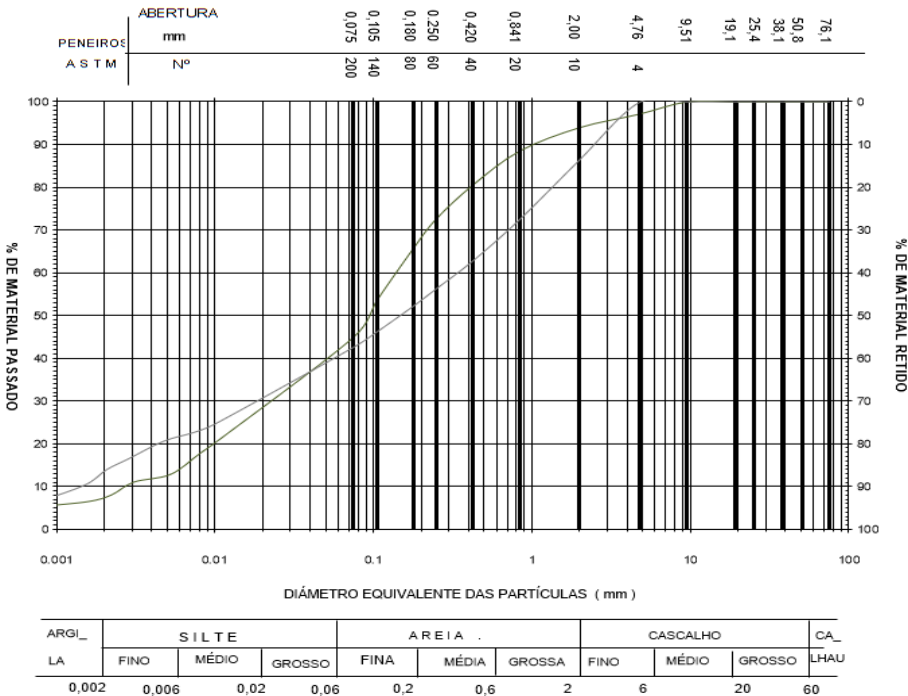


Figura 25 - Curvas granulométricas das amostras naturais intactas

Com a curva granulométrica, foi possível obter o coeficiente de uniformidade C_u , e o coeficiente de curvatura C_c , obtidos através das equações (3. 3) e (3. 4).

Tabela 7 - Algumas características referentes à classificação das amostras naturais intactas

	D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_c
Amostra intacta 1	0.0015	0.022	0.15	100	2.15
Amostra intacta 2	0.0028	0.018	0.55	196	0.21

Ambas as amostras apresentam uma ampla distribuição granulométrica, fato evidenciado pelos elevados valores do coeficiente de uniformidade em ambos os casos. No entanto, observam-se diferenças significativas quanto ao coeficiente de curvatura: a amostra intacta 1 possui uma curva granulométrica bem graduada ($C_c = 2.15$), situando-se dentro do intervalo típico para boa graduação ($1 < C_c < 3$), enquanto a amostra intacta 2 exibe uma curva mal graduada ($C_c = 0.21$), denotando ausência de determinadas faixas de partículas ou descontinuidade na distribuição granulométrica. Estes factos podem ser apoiados por uma inspeção visual das amostras como demonstrado na Figura 24.

Utilizando o sistema unificado de classificação dos solos (USCS) como referência:

- A percentagem de grossos é aproximadamente a mesma, cerca de 55% (retidos no peneiro #200 da ASTM)
- Um teor de finos de cerca de 45%, com predominância de siltes
- Um teor de argila de cerca de 7% para a amostra intacta 1 e de 13% para a amostra intacta 2
- Diferença significativa na percentagem de retidos no peneiro #20 da ASTM, para a amostra intacta 1 cerca de 12% e para a amostra intacta 2 cerca de 28%

De acordo com a USCS, a amostra intacta 1 poderá ser classificada como areia siltosa (SM) e a amostra intacta 2 como areia argilosa (SC). Apesar de se tratar de uma classificação preliminar, a comparação entre as amostras revela diferenças importantes na sua granulometria e composição de finos, o que pode impactar o comportamento geotécnico de cada uma, especialmente em termos de resistência, permeabilidade e deformabilidade.

3.4. COMPARAÇÃO ENTRE AS AMOSTRAS UTILIZADAS NESTA DISSERTAÇÃO

Na Figura 26 estão representadas todas as amostras utilizadas nesta dissertação, a amarelo a amostra remoldada, a verde a amostra natural intacta 1 e a cinzento a amostra natural intacta 2.

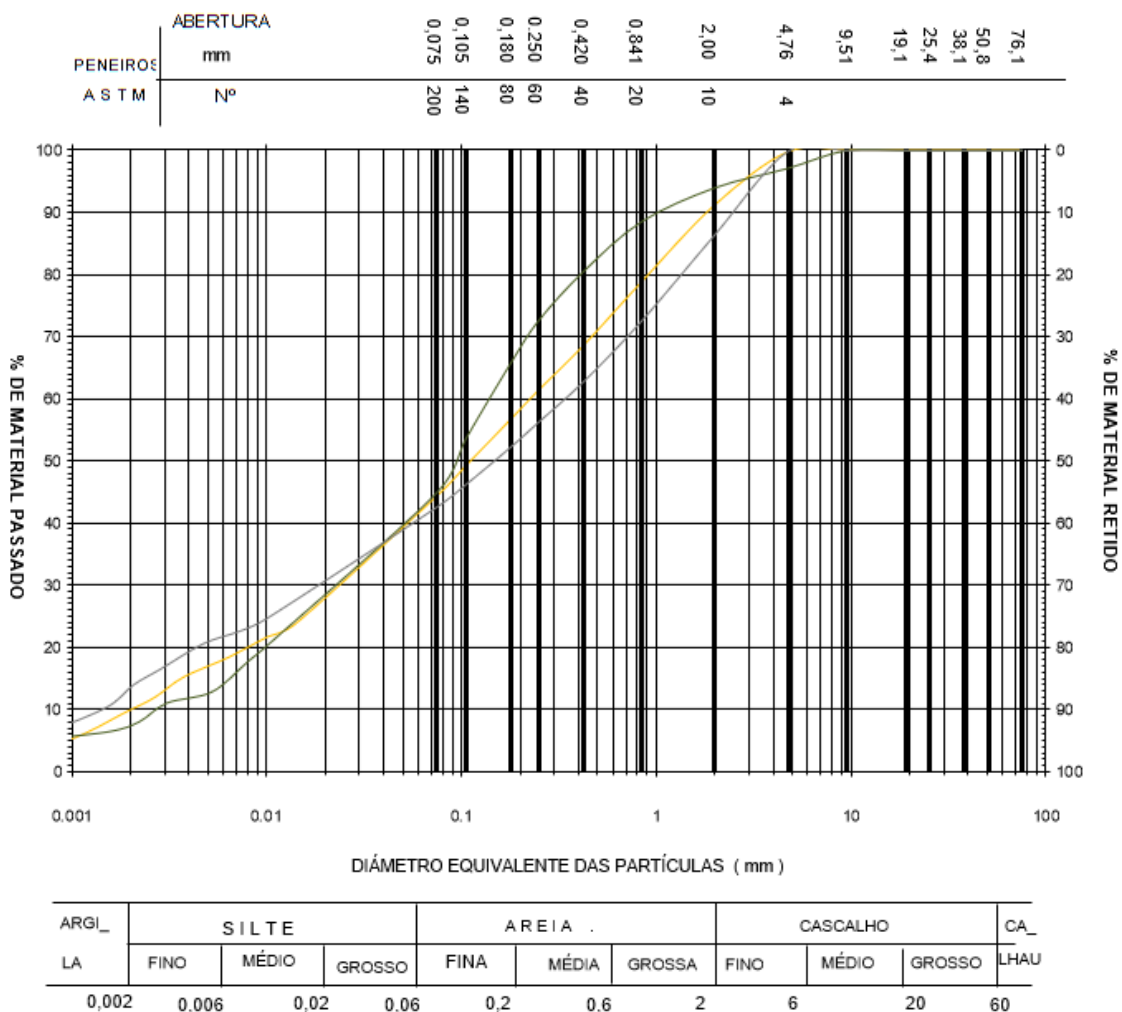


Figura 26 - As curvas granulométricas das três amostras utilizadas

Comparando as curvas granulométricas das três amostras, pode-se afirmar que, apesar das diferenças significativas entre as amostras naturais, a amostra remoldada (representada a amarelo) representa, de forma satisfatória o solo residual granítico da região do Porto. Observa-se que sua curva granulométrica apresenta características intermediárias, sugerindo uma média entre as duas amostras naturais. Além disso, a percentagem de finos da amostra remoldada é semelhante à das amostras naturais, indicando que, quanto à granulometria fina, ela mantém uma equivalência representativa. Essa correspondência reforça que a amostra remoldada é adequada para estudos que pretendam a representação da granulometria deste solo.

3.5. COMPARAÇÃO DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DA AMOSTRA REMOLDADA COM OUTRAS AMOSTRAS

Viana da Fonseca (1996) compilou mais de cem curvas granulométricas obtidas em trabalhos anteriores relativos ao solo residual do Porto. Ferreira (2009) por sua vez, para além da análise da distribuição granulométrica, avaliou em laboratório os limites de Atterberg e a densidade.

Na Figura 27 podemos identificar os limites inferiores e superiores referentes a mais de cem curvas granulométricas compiladas por Viana da Fonseca 1996 (o preto) juntamente com as curvas referentes as amostras provenientes do local ES1 analisadas por Ferreira (2009) e Viana da Fonseca et al. (2004) (a cor tijolo).

A azul está representada a curva granulométrica em análise, é facilmente percecionado que se encontra dentro dos limites definidos por Viana da Fonseca (1996) para os solos residuais do Porto e que apresenta uma distribuição granulométrica similar aos descritos por Ferreira (2009).

A amostra ES1 é proveniente do solo residual granítico da região do Porto, mais precisamente do campo experimental no instituto CICCOPN, geograficamente perto do campo experimental ES2, de onde provieram as amostras utilizadas nesta dissertação. Viana da Fonseca (2003) caracteriza o solo como um solo residual saprolítico resultante da meteorização do granito essencialmente alcalino.

Na sua análise Ferreira (2009), constatou que os limites de liquidez w_L variaram de 30% a 33% enquanto o índice de plasticidade variou de 4% a 10%, valores que ajudam a fundamentar a classificação como areia siltosa (SM), uma vez que $w_L < 50\%$.

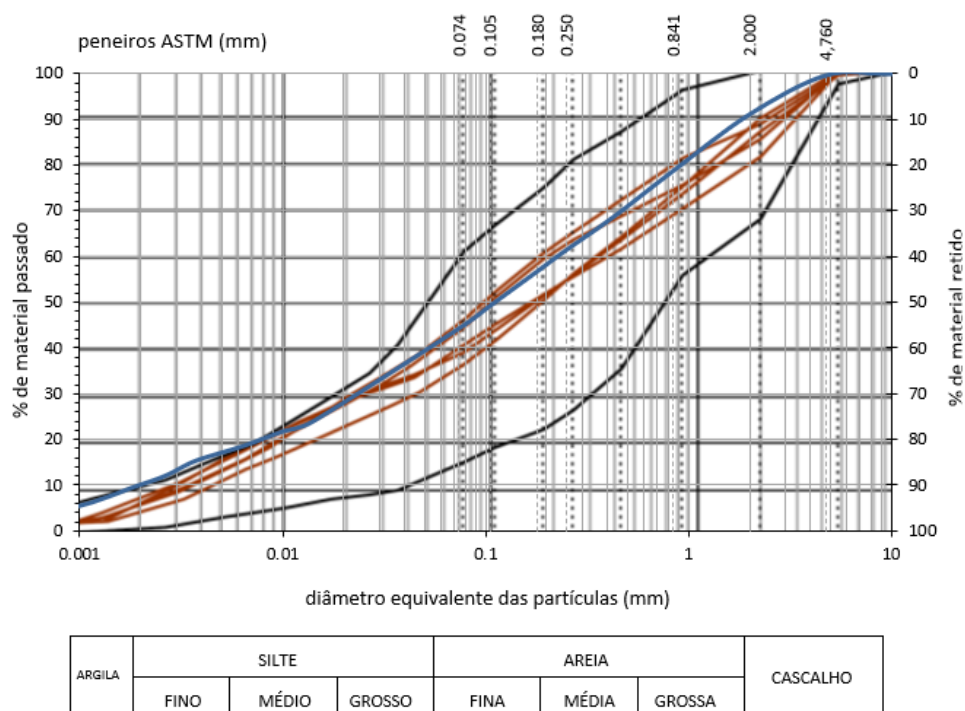


Figura 27 – Curvas granulométricas referentes ao solo residual do Porto, a preto os limites máximos e mínimos compilados por Viana da Fonseca 1996, a cor tijolo as distribuições granulométricas analisadas por Ferreira 2009 (ES1) e a azul a curva granulométrica em análise (ES2)

3.6. ENSAIO DE ONDAS SÍSMICAS

3.6.1. MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DAS ONDAS SÍSMICAS

3.6.1.1. Introdução e instrumentação

Para além da monitorização precisa ao longo dos ensaios, assegurada pelos transdutores instalados, é ainda possível, em diferentes fases do ensaio, efetuar a medição da velocidade de propagação de ondas sísmicas, graças à utilização de *bender elements*. Estes elementos encontram-se instalados nas câmaras triaxiais, localizados na base e no topo do provete, permitindo a medição vertical. No caso da câmara triaxial *Stress-Path*, encontram-se adicionalmente instalados *bender elements* na orientação horizontal, possibilitando a avaliação da resposta do solo à propagação de ondas na direção vertical e horizontal.

Os *bender elements* orientados horizontalmente foram inseridos no provete a 3 mm de profundidade, através de uma pequena abertura previamente feita na membrana de látex. A fixação dos sensores foi realizada com adesivo à base de etil-cianoacrilato, seguida de vedação com silicone para assegurar estanqueidade durante os ensaios.

A Figura 28 demonstra os *bender elements* em a), estes montados no provete da câmara triaxial convencional em b) e montados nos provetes da câmara triaxial *Stress-Path* em c).

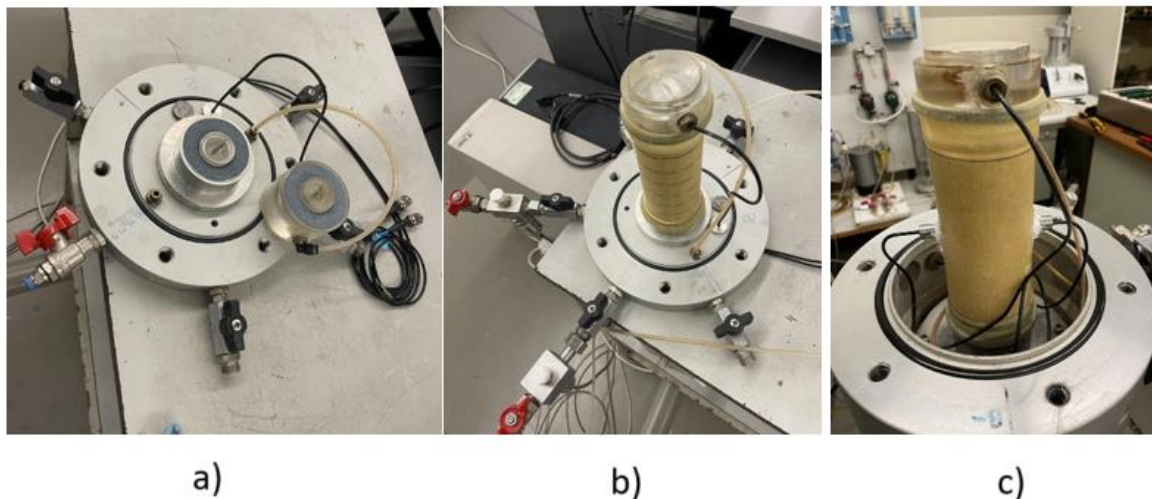


Figura 28 - a) *Bender elements* do topo e da base, b) *Bender elements* do topo e da base montados no provete e c) *Bender elements* horizontais e verticais na câmara *Stress-Path*

A leitura e análise que permite a obtenção da velocidade de propagação das ondas é possível graças à integração de diferentes equipamentos conectados entre si, conforme ilustrado na Figura 29. A recolha de dados será realizada ao longo das diferentes fases do ensaio, sempre que se considere pertinente, permitindo uma caracterização mais detalhada da evolução do comportamento do solo sob as condições impostas.

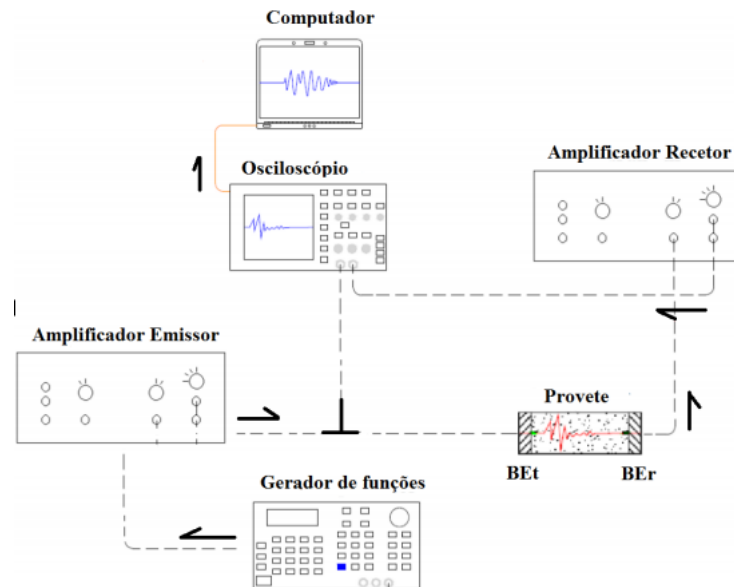


Figura 29 – Interligação de diferentes equipamentos que permite a obtenção da velocidade da propagação das ondas

O gerador de funções Thulby Thander Instruments, TTI TG 1010 com capacidade de gerar diferentes tipos de onda num intervalo entre 0.1 mHz e 10 MHz é programado para gerar uma onda sinusoidal que é transmitida para o *bender element* transmissor (ou da base) onde é propagado pela amostra até ser recebido pelo *bender element* recetor (ou do topo) o qual é amplificado pelo amplificador antes de ser finalmente recebido pelo osciloscópio.

O osciloscópio Tektronix TDS200 permite visualizar o sinal recebido e transmitido pelos *bender elements*. E se assim for pretendido é possível registar os valores os resultados demonstrados no osciloscópio utilizando o *software* WaveStar ligado a um computador, onde é possível guardar e analisar o tempo de chegada dos sinais transmitidos.

Na Figura 30 são demonstrados os seguintes equipamentos: O gerador de funções Thulby Thander Instruments, TTI TG 1010 (a), o amplificador de receção (b), o osciloscópio Tektronix TDS200 (c) e o computador com o *software* Wavestar instalado (d).

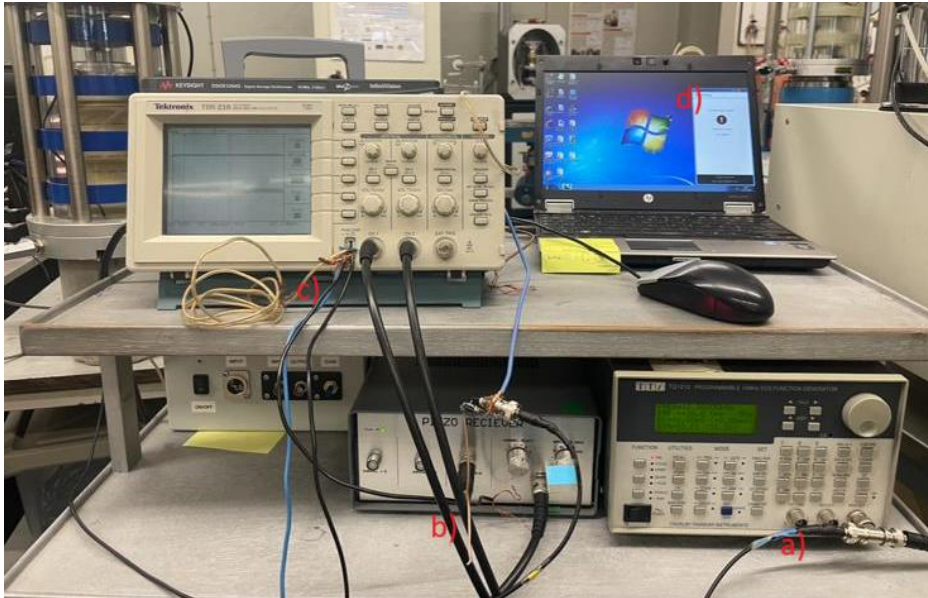


Figura 30 – Equipamentos interligados: a) gerador de funções Thulby Thander Instruments, TTI TG 1010; b) O amplificador de receção; c) Osciloscópio Tektronix TDS200 e d) Computador com o *software* Wavestar instalado

Na Figura 31 é demonstrada a utilização do *software* WaveStar, neste exemplo, foram obtidas leituras de frequências de 2/4/6/8 kHz de uma onda tipo impulso sinusoidal com o tempo de propagação de 917 μ s.

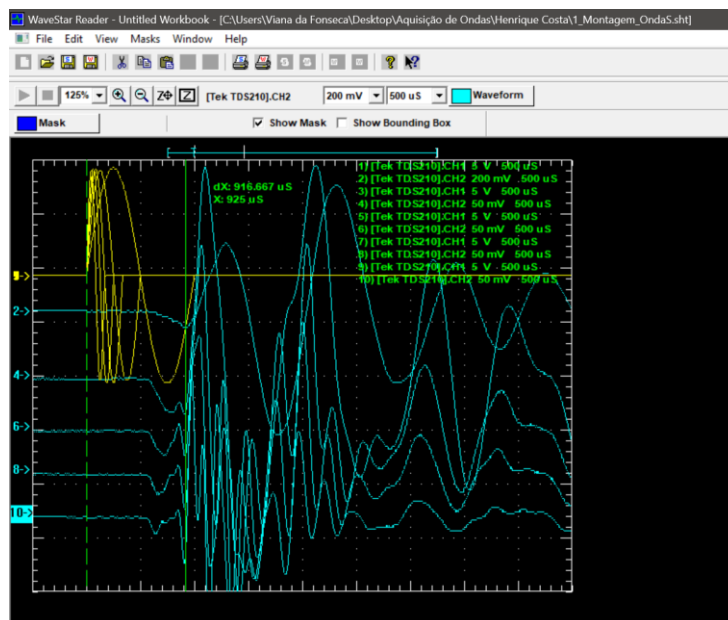


Figura 31 - Exemplo da medição da velocidade das ondas S, (917 μ s), na montagem de um ensaio triaxial convencional

3.6.1.2. Aquisição de resultados

Após ser atingido um certo escalão de carga, só se procede com a transmissão de ondas sísmicas depois de um tempo de espera suficiente para garantir a estabilização das pressões efetivas no provete. Este intervalo de espera pode ser tipicamente considerado como 15 a 20 minutos após o término da aplicação do escalão, é preciso também ter em conta que a própria aquisição de resultados pode demorar de 5 a 10 minutos.

Devido a atenuação energética das ondas ao longo do provete, é também necessária a amplificação do sinal de saída (até 20x) sem alterar o ângulo de fase entre ondas. De modo a garantir resultados comparáveis deve ser adotado o mesmo nível de amplificação durante todo o ensaio, é comum a utilização do nível de amplificação maior.

O osciloscópio encontra-se ligado a um computador com o *software* WaveStar, (Figura 31), que permite transferir e guardar os registos tanto no domínio do tempo como das frequências.

3.6.1.3. Interpretação de resultados

Diversas metodologias de interpretação dos registos de ondas sísmicas foram testadas por Ferreira (2003), que avaliou as suas vantagens, limitações e compatibilidade ao tipo de solo e ao equipamento disponível, dando prioridade a técnicas simples, fiáveis e de aplicação rápida.

Métodos como o da segunda chegada, a correlação cruzada ou a técnica de comparação de intervalos foram, por esse motivo, descartados em favor da identificação da primeira chegada direta da onda. Este método, amplamente utilizado, continua a ser considerado o mais simples e prático, permitindo uma estimativa rápida e eficaz do tempo de propagação. A subjetividade associada à sua aplicação pode ser minimizada através da utilização de diferentes metodologias de apoio, da experiência do operador e do uso combinado de várias frequências (Viana da Fonseca et al. 2009)

Assim, para a análise tanto de ondas S como de ondas P, foi adotado o método direto da primeira chegada, devido à sua facilidade de aplicação, fiabilidade e rapidez na interpretação dos dados.

3.6.2. ENSAIOS TRIAXIAIS

A realização de ensaios triaxiais constitui uma abordagem eficaz para a avaliação da anisotropia de um material, seja esta de natureza inerente ou induzida ou ambas. Estas câmaras permitem a reprodução controlada de condições de tensões isotrópicas e anisotrópicas, possibilitando a análise do comportamento do solo sob diferentes estados de carregamento. No âmbito da presente dissertação, os ensaios triaxiais assumiram um papel central, tendo sido os mais frequentemente realizados, o que reforça a sua relevância na caracterização da anisotropia das amostras estudadas.

Foram realizados ensaios em duas câmaras triaxiais distintas: a câmara triaxial convencional e a câmara triaxial *Stress-Path*, ambas descritas em maior detalhe nas secções seguintes.

3.6.2.1. Ensaio triaxial convencional

No âmbito da realização de ensaios triaxiais, o Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LabGeo) disponibiliza várias câmaras triaxiais, capazes de acomodar provetes cilíndricos com diferentes dimensões, variando entre 38 mm e 100 mm de diâmetro. Esta

diversidade de equipamentos permite ajustar os ensaios às características específicas dos materiais em estudo e aos objetivos experimentais definidos.

Na preparação do ensaio, a amostra de solo é envolvida numa membrana de látex com 0,35 mm de espessura, a qual assegura a separação entre o provete e o fluido de confinamento. O confinamento radial é garantido pela aplicação de pressão de água à volta do provete, enquanto o carregamento axial é exercido através de um pistão, simulando o esforço vertical a que o solo pode estar sujeito *in situ*.

Para permitir a drenagem controlada e evitar a perda de partículas finas, são colocadas duas pedras porosas — uma na base e outra no topo da amostra — protegidas com papel de filtro. Adicionalmente, para garantir a estanquidade do sistema e prevenir fugas de água ao longo da membrana, são aplicados dois *o-rings* nas extremidades superior e inferior do provete.

A Figura 32 ilustra uma das câmaras triaxiais convencionais utilizadas nos ensaios, que fazem parte do conjunto de equipamentos disponíveis no Laboratório de Geotecnia da FEUP.

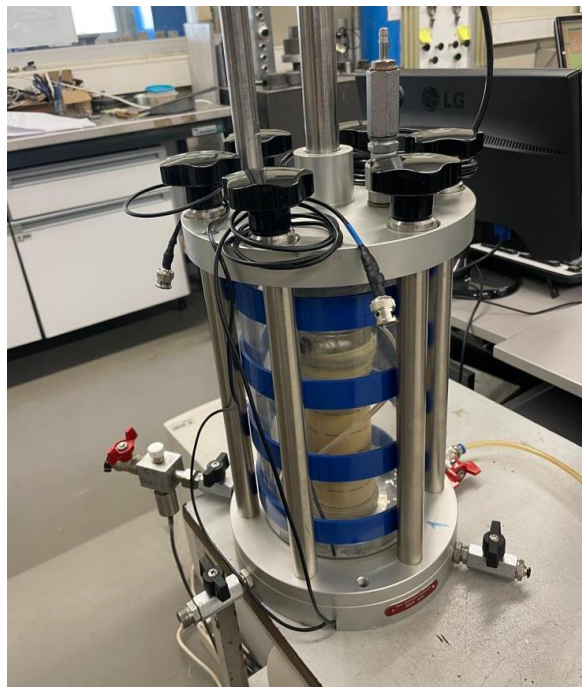


Figura 32 -Câmara triaxial convencional em utilização

De seguida, apresenta-se na Figura 33 um esquema representativo de uma câmara triaxial convencional.

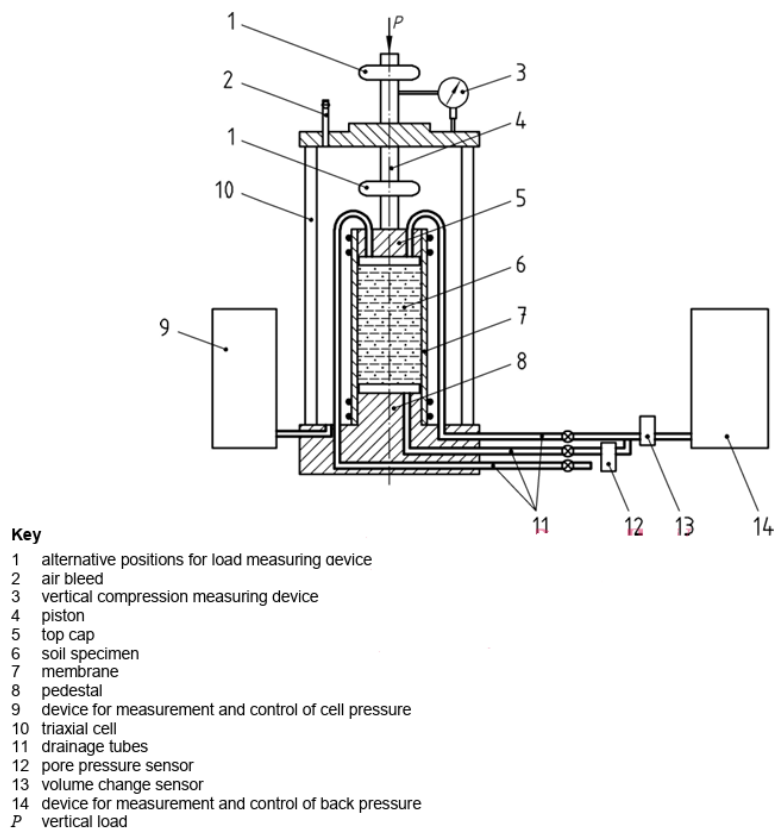


Figura 33 – Esquema representativo de uma câmara triaxial convencional

Esta câmara permite a execução de corte estático monotónico em amostras com 60 mm de diâmetro, possibilitando também a integração de instrumentação interna, nomeadamente sensores do tipo *Hall-Effect*, para controlo e registo contínuo das condições da amostra durante o ensaio. A aquisição de dados é assegurada pelo software MultiGeo, com o apoio de transdutores de pressão, força e deslocamento, bem como de um medidor de volume.

O medidor de volume assume particular importância em ensaios drenados, uma vez que, ao quantificar o volume de água expulso da amostra, permite calcular a respetiva deformação volumétrica ao longo do ensaio.

A Figura 34 apresenta exemplos da instrumentação e do software utilizados no decorrer dos ensaios.

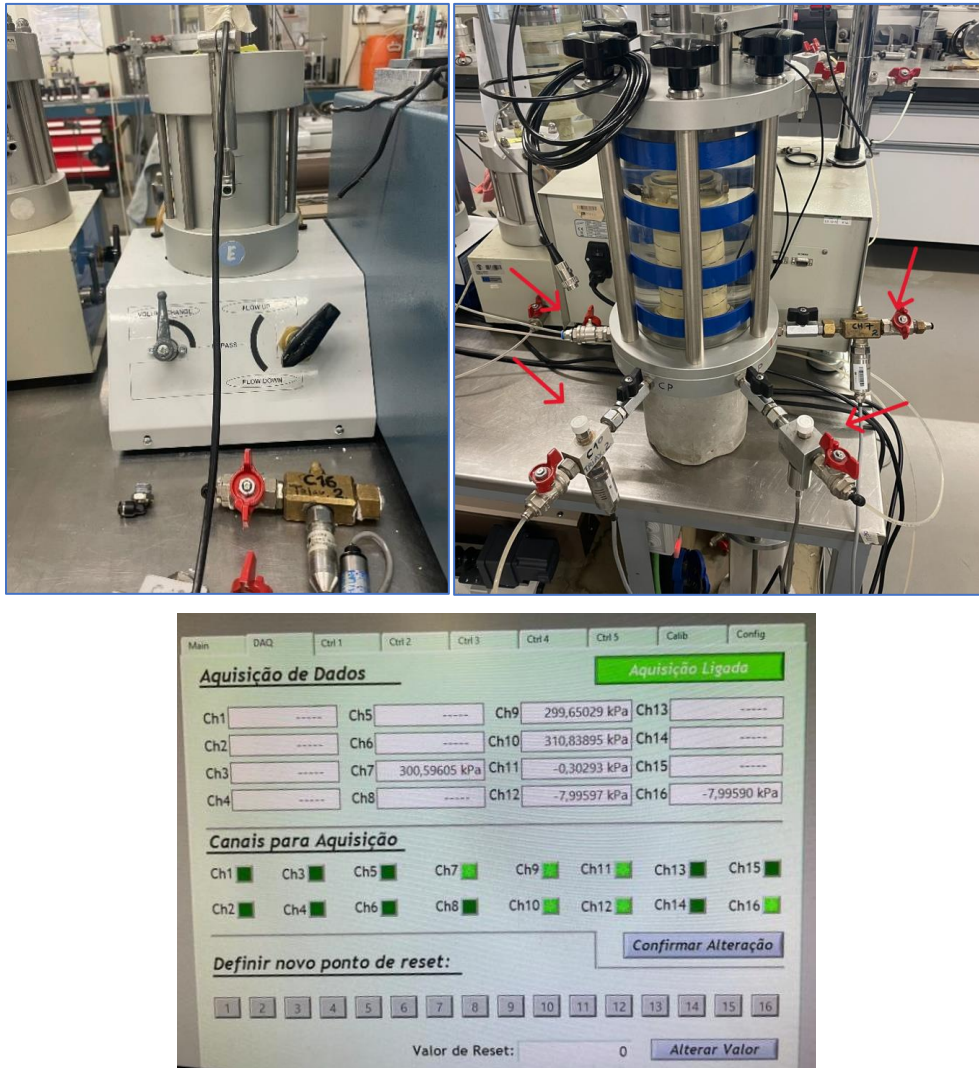


Figura 34 - Medidor de volume, transdutores de pressão e o software de registo MultiGeo

A pressão BP (*Back Pressure*), correspondente à pressão adicional aplicada à amostra, e a pressão CP (*Cell Pressure*), exercida pelo fluido de confinamento, podem ser controladas manualmente através de compressores de ar, conforme ilustrado na Figura 33(a). Em alternativa, é possível realizar esse controlo de forma automática com recurso a um controlador de pressões GDS, representado na Figura 33(b).

Este equipamento permite não só a aplicação de pressões elevadas, como também oferece maior precisão na regulação, mantendo uma pressão constante ao longo do tempo ou atingindo um valor de pressão alvo de forma automática, precisa e linear. Essas características tornam o sistema GDS particularmente vantajoso para ensaios que exigem controlo rigoroso das condições de confinamento.



Figura 35 – Controlo da pressão, BP e CP de forma manual e de forma automática com recurso a um GDS

Para a realização da componente dinâmica do ensaio, o sistema encontra-se equipado com dois transdutores piezocerâmicos, que permitem a geração e receção de ondas sísmicas dos tipos S e P. Estes transdutores estão instalados nas placas superior e inferior da câmara triaxial, sendo o transdutor localizado na base responsável pela emissão do sinal, enquanto o da parte superior atua como recetor. A disposição dos transdutores e o princípio de propagação estão ilustrados na Figura 36.



Figura 36 – Disposição dos transdutores piezocerâmicos no topo e na base do provete

3.6.2.2. Procedimento de ensaios triaxiais convencionais

Foram realizados dois ensaios triaxiais convencionais drenados com recurso a *bender elements* — um sob consolidação isotrópica e outro sob consolidação anisotrópica. Para esse efeito, o Laboratório de Geotecnia (LabGeo) disponibilizou uma câmara triaxial convencional, semelhante à ilustrada na Figura 37, equipada para ensaiar provetes com 60 mm de diâmetro.

Os ensaios triaxiais desenvolvem-se em várias fases sequenciais, nomeadamente: preparação e montagem do provete, percolação, saturação, consolidação, fase de corte, finalmente, desmontagem do sistema.

Na preparação da amostra, para todas as amostras reconstituídas preparadas foi definido que a percentagem de água da amostra seria de 10% ($w=10\%$), e para tal foi adicionado 100ml de água a uma amostra de 1kg. Foi também definida a quantidade de amostra a utilizar, sabendo o diâmetro (60mm e 70), a altura (120mm e 140mm) da amostra, o índice de vazios inicial ($e_0 = 0.7$) e a densidade das partículas sólidas ($G_s=2,71$), foi possível calcular a quantidade de material para satisfazer estes parâmetros. No final da preparação da amostra foram ainda obtidas 2 pequenas porções de solo de modo a obter o teor de água inicial.

A escolha dos diâmetros de 60 mm e 70 mm foi fundamentada, por um lado, pelo conjunto de provetese camaras triaxiais disponíveis e por outro devido à baixa proporção de partículas com dimensão igual ou superior a 9,51 mm, garantindo que o provete seja representativo segundo o critério de possuir dimensão pelo menos dez vezes superior ao maior tamanho de partícula presente na amostra utilizada. Por sua vez, os valores de $e_0 = 0.7$ e $G_s = 2,71$ foram adotados para permitir a comparação direta com os resultados do estudo de Ferreira (2009), uma vez que ambas as investigações utilizaram amostras provenientes do mesmo local (ES2).

A montagem da amostra no provete da camara triaxial foi iniciado com a preparação das pedras porosas para o ensaio, estas foram limpas e protegidas com papel de filtro do mesmo diâmetro que o provete (60mm). A membrana de látex foi também preparada, neste caso, com as marcações das divisões das camadas do método *moist tamping* e seguidamente fixada à base da camara com a ajuda de 2 o-rings. É aplicado vácuo para retirar o ar existente entre as paredes e a membrana.

A amostra foi montada no provete com o método de compactação ligeira (*moist tamping*). Esta é uma técnica onde a amostra de solo húmido é colocada em camadas sucessivas dentro de um molde, onde cada camada é manualmente compactada até atingir a altura e densidade pretendidas. Este processo é repetido até preencher o molde (6 camadas).

Neste processo, é colocada a outra pedra porosa com o respetivo papel de filtro e é fixada a membrana de látex à placa do topo, fixada com mais 2 o-rings. Finalmente, é baixada a pressão do vácuo para 10kPa e são efetuadas medições de diâmetro e altura da amostra. A Figura 37 demonstra o resultado de todo este processo.



Figura 37 -Câmara triaxial convencional com montagem concluída

Antes de iniciar o processo de percolação é instalada a instrumentação interna e a câmara é fechada e enchida com água. Este processo vai fazer com que a pressão de confinamento substitua a pressão do vácuo.

A percolação tem como objetivo a expulsão de todo o ar preso no interior da amostra. Este processo consiste em primeiro, fazer passar CO_2 pela base da amostra, de modo que o mesmo substitua o ar presente na amostra, (com pressões de CP a 10kPa e BP a 5kPa), um tubo é ligado desde o topo da amostra até uma garrafa cheia de água e este processo está concluído quando a garrafa de água esvazia ficando cheia de CO_2 . Na Figura 38 é demonstrado este processo.

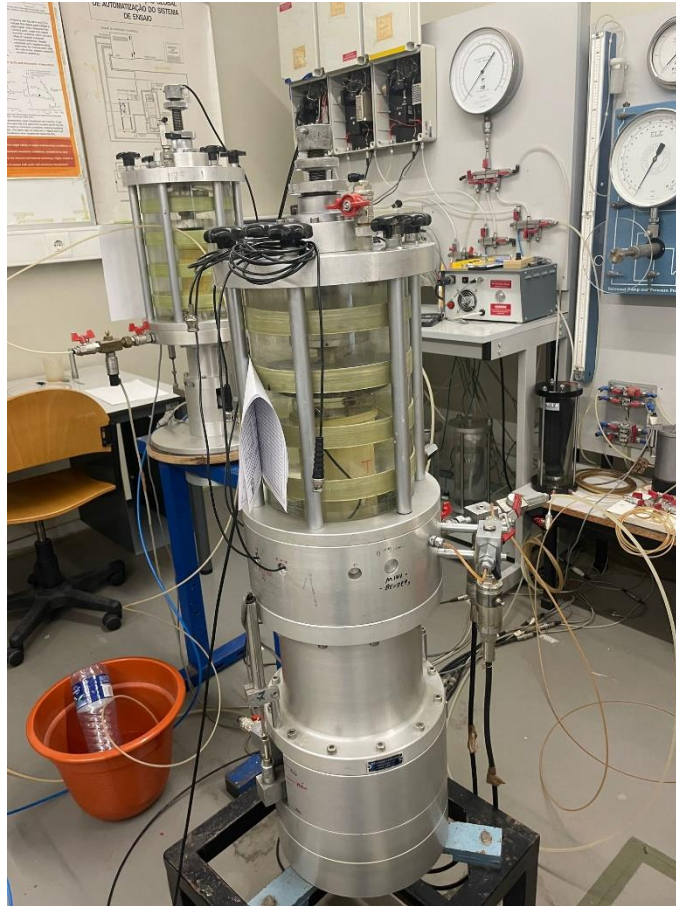


Figura 38 – Ensaio na fase da percolação

Seguidamente, são ajustadas novamente as pressões, (CP com 20kPa e BP com 10kPa), e é passada água pela base da amostra com o objetivo de preencher os vazios, este que já não são compostos por ar, mas por CO₂, no topo da amostra é agora conectado um tubo ligado a um recipiente que irá conter a água percolada. Uma amostra é considerada percolada quando for percolada a quantidade de água equivalente ao dobro do volume de vazios da amostra.

Na fase da saturação o objetivo é a expulsão das restantes bolhas de ar ainda presentes na amostra. Para isto, é efetuado um incremento de pressões CP e BP até atingirem, respetivamente, 310kPa e 300kPa, sempre com um diferencial de 10kPa. Este incremento é normalmente imposto automaticamente com recurso a um controlador GDS, com a função rampa que aumenta linearmente as pressões até ao alvo pretendido.

Quando estas pressões são atingidas, é normalmente calculado o parâmetro de Skempton, B, medindo o excesso de pressão neutra, para isto, é necessário aumentar a pressão CP em 30kPa, com a torneira BP fechada e são anotados os acréscimos da contrapressão medida nos transdutores. Uma amostra é considerada saturada quando este parâmetro se encontra próximo de 1 como demonstrado pela equação a seguir:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3.5)$$

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \cong 1 \quad (3.6)$$

Sendo verificada a equação demonstrada acima, é possível passar a próxima fase, a consolidação, que tem como principal objetivo o estabelecimento da pressão de confinamento efetiva desejada através do controlo do diferencial CP e BP. Nesta dissertação, nos ensaios triaxiais convencionais, a consolidação foi realizada isotropicamente e anisotropicamente, ou seja, com $K = 1$ e $K = 0.5$.

Para além disto, na presente dissertação, todos os ensaios foram conduzidos em condições drenadas, o que implica que o provete sofreu alterações volumétricas resultantes da expulsão de água do seu interior. A fase de consolidação considera-se concluída quando a variação volumétrica da amostra se aproxima de zero, indicando estabilização do comportamento do solo.

Na fase seguinte, referente ao corte drenado, o êmbolo é cuidadosamente pressionado contra a placa superior da câmara, sem provocar deformações preliminares na amostra. O corte estático é então realizado até à rotura do material, impondo-se uma velocidade de deformação constante de 0,028 mm/min. Velocidade adotada de acordo com a permeabilidade estimada do solo noutros trabalhos, decorrente de uma fração considerável de finos, de modo a evitar pressões neutras que poderiam distorcer os resultados, sendo que uma velocidade de corte elevada pode resultar em condições parcialmente não drenadas.

Na Figura 39 apresenta-se o ensaio triaxial convencional após a conclusão do corte estático. Neste exemplo, o corte da amostra decorreu até uma extensão axial aproximada de 30%, momento em que ocorreu a deformação axial máxima. Observa-se ainda que a tensão máxima e consequente rotura foi atingida por volta dos 20% de deformação, conforme ilustrado na Figura 40.

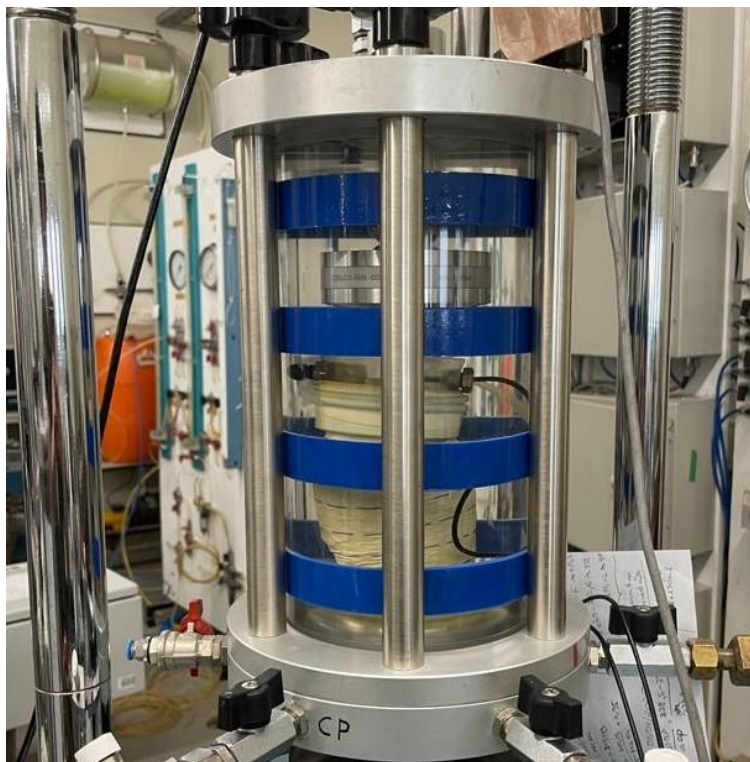


Figura 39 –Fase do corte finalizada numa câmara triaxial convencional

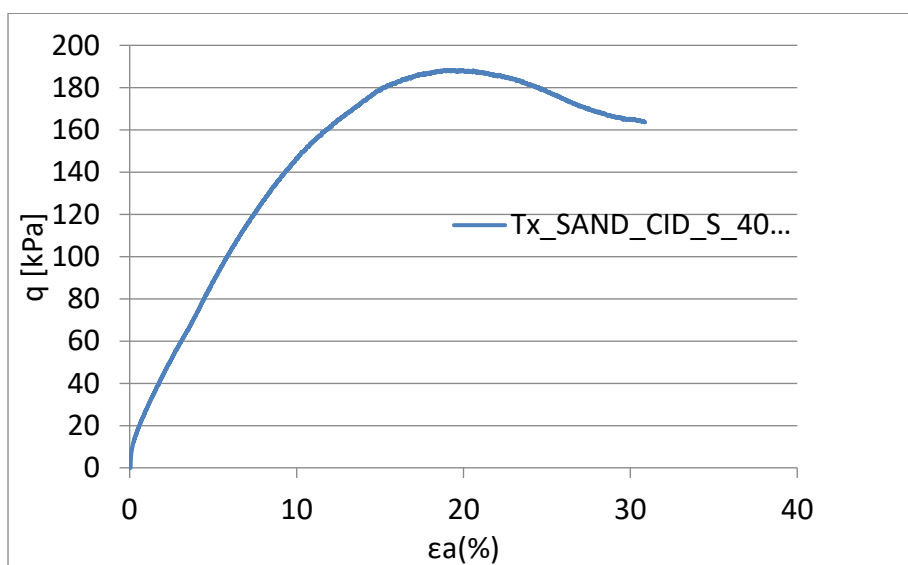


Figura 40 -Trajetória da tensão de desvio em relação à deformação na fase de corte de um ensaio triaxial numa câmara convencional

3.6.2.3. Diferenças no procedimento entre a câmara triaxial convencional e *Stress-Path*

Como já foi mencionado foram executados 2 ensaios nas câmaras triaxiais convencionais, tendo sido os restantes ensaios realizados na câmara triaxial *Stress-Path*, a diferença desta câmara é que é capaz de controlar trajetórias de tensão automaticamente tornando possíveis trajetórias complexas.

A câmara triaxial *Stress-Path* é um equipamento laboratorial avançado utilizado na investigação e caracterização do comportamento mecânico de solos, permitindo o controlo independente das componentes de tensão aplicadas a uma amostra de solo. Este sistema possibilita a aplicação de trajetórias de tensão diferenciadas ao longo do ensaio, reproduzindo de forma mais realista as condições de carregamento a que os solos são sujeitos em campo. Na Figura 41 é demonstrado um esquema de uma câmara triaxial *Stress-Path*.

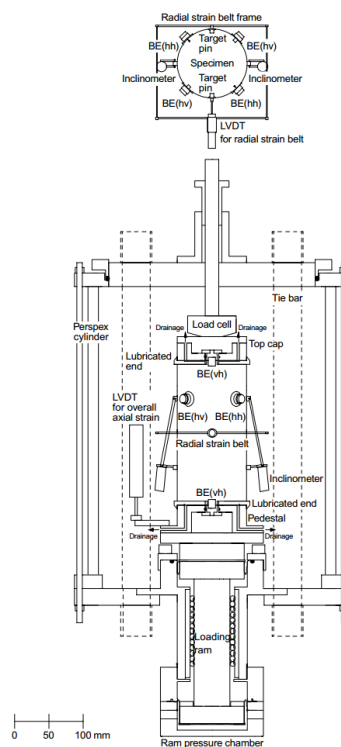


Figura 41 - Esquema de uma câmara triaxial *Stress Path* (Kuwano e Jardine, 2002)

Na prática, as diferenças nos procedimentos experimentais entre a câmara triaxial *Stress-Path* e a convencional prendem-se sobretudo com a maior automação no controlo das trajetórias de tensão oferecida pela primeira. Este equipamento permite, através do software dedicado Triax — ilustrado na Figura 42 —, a predefinição e programação da trajetória de tensão pretendida, antes do início do ensaio.

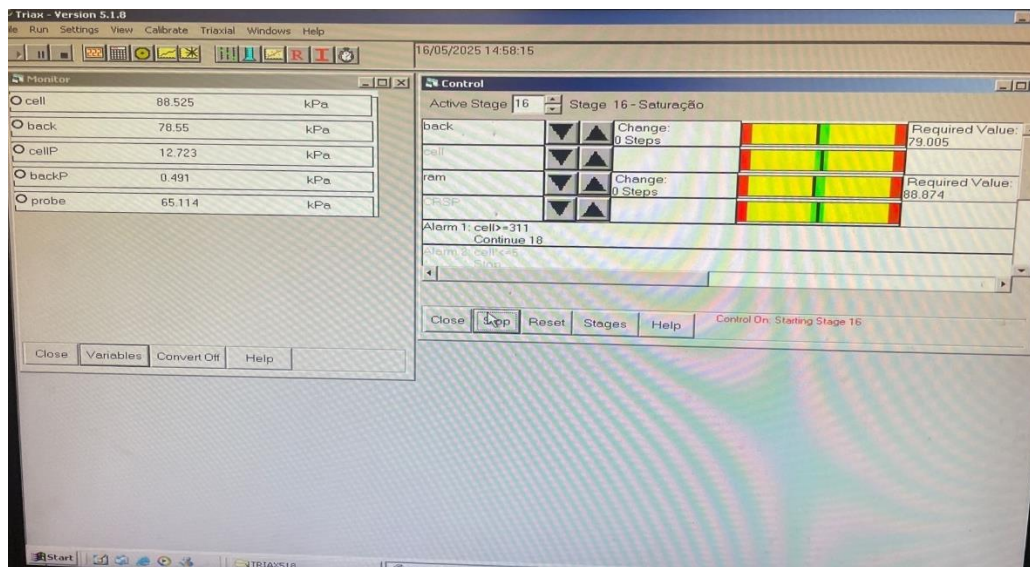


Figura 42 -Software Triax associado à câmara triaxial *Stress Path*

Desta forma, o controlo manual ou a utilização de controladores do tipo GDS, embora adequados para trajetórias simples, são substituídos por um sistema mais integrado, flexível e preciso. O software Triax assegura o monitoramento e ajuste em tempo real das pressões principais e da carga axial, possibilitando a execução de trajetórias de tensão complexas, com maior rigor e reprodutibilidade.

Ao contrário da câmara triaxial convencional, a câmara *Stress Path* distingue-se pela sua capacidade de acomodar instrumentação interna significativamente mais avançada. Esta versatilidade técnica permitiu, no âmbito dos ensaios realizados, a instalação de *bender elements* tanto na direção vertical como na horizontal, quando utilizada. O que permite obter uma caracterização mais complexa do comportamento dinâmico e anisotrópico do material.

3.7. Ensaio edométrico

3.7.1. INTRODUÇÃO

No âmbito desta dissertação foi igualmente realizado um ensaio edométrico, também designado por ensaio de consolidação unidimensional. Este ensaio tem como principal objetivo a avaliação da compressibilidade e do tempo de consolidação de solos saturados, em particular daqueles caracterizados por elevadas frações de materiais finos, como é o caso da amostra remoldada em análise. Para este efeito, recorreu-se à amostra remoldada pertencente ao campo experimental ES2 e apresentada no subcapítulo 3.2.

Era objetivo nesta dissertação também a realização de ensaios edométricos com amostras naturais intactas, contudo, devido a diversos fatores impeditivos, esses ensaios não foram realizados. Esta limitação reduziu assim o impacto dos resultados obtidos apenas com amostras remoldadas, sendo recomendada, portanto, a realização de ensaios edométricos com amostras naturais intactas para uma caracterização mais precisa deste solo.

Este ensaio permitiu determinar o índice de compressibilidade do solo, C_c , o índice de recompressibilidade do solo, C_t , o índice de expansibilidade, C_s e o coeficiente de compressibilidade volumétrica, m_v .

3.7.2. PRINCÍPIO TEÓRICO

O ensaio edométrico é baseado na teoria da consolidação de Terzaghi, que descreve o processo de redução de volume em solos saturados devido à drenagem de água devido às condições de carregamento. Esta teoria explica como uma carga aplicada no solo como edifícios ou aterros, resulta na compressão do solo e a expulsão da água presente nos seus vazios, levando a assentamentos ao longo do tempo.

A água nos poros suporta inicialmente a carga aplicada que vai sendo dissipada lentamente no tempo, quando isto acontece, a carga é suportada pela estrutura sólida do solo, tendo um comportamento semelhante a uma mola. O solo pára de se deformar quando o excesso de pressão da água é totalmente dissipado.

Matematicamente, a fórmula principal da teoria de Terzaghi relaciona a variação de pressão intersticial com o tempo e a distância, esta equação é expressa da seguinte maneira:

$$\frac{du}{dt} = c_v \frac{d^2u}{dz^2} \quad (3.7)$$

Onde, u é a pressão intersticial em excesso, t é o tempo, z é o menor caminho de percolação e c_v é o coeficiente de consolidação, que depende das propriedades do solo, como permeabilidade e compressibilidade.

3.7.3. EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO

É utilizada uma amostra com 50 mm de diâmetro e 19 mm de altura inserida dentro de duas pedras porosas, indeformada e saturada. A amostra está impedida de se deformar horizontalmente pelo anel rígido e são apenas permitidos os assentamentos verticais da amostra. A Figura 43 demonstra esquematicamente o funcionamento simplificado do ensaio edométrico.

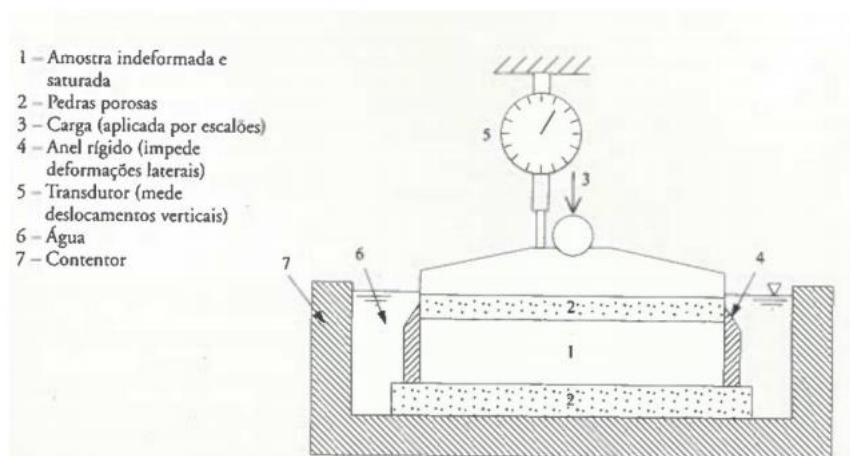


Figura 43 - Esquema simplificado do ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2006)

A amostra é mantida no estado saturado durante todo o processo, para a aplicação do carregamento, por fases, é utilizada uma alavanca com um fator de multiplicação de 10x. Um transdutor LVDT é responsável pela medição do assentamento vertical.

Na Figura 44 é apresentado o edómetro produzido pela Wykeham Farrance, que pertence ao LabGeo da FEUP que foi utilizado nesta dissertação.



Figura 44 - Edómetro Wykeham Farrance do LabGeo da FEUP

O ensaio edométrico é composto por diferentes escalões de carga (crescentes e depois decrescentes), estes escalões, provocarão assentamentos e graus de consolidação diferentes na amostra. Quando um incremento de carga é imposto, a amostra irá equilibrar esta nova tensão com o excesso de pressão neutra, mas, com o tempo, a drenagem da amostra e dissipação do excesso de pressão neutra o equilíbrio na amostra irá ser mantido pela parte sólida da amostra, sendo agora tensão efetiva.

Sendo a amostra limitada a assentamentos/deslocamentos verticais pelo anel rígido, é possível assumir que, a extensão axial é igual à extensão volumétrica, como demonstrado na seguinte equação:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (3.8)$$

Onde, h_0 é a altura inicial da amostra e Δh o assentamento ao fim de cada escalão.

Devido ao incremento de carga imposto na amostra e respetiva consolidação (rearranjo estrutural do solo), o índice de vazios irá ser diferente, podendo ser calculado com recurso a seguinte expressão:

$$e_0 - e = \Delta e = \frac{1 + e_0}{h_0} \Delta h \quad (3.9)$$

3.8. PERCOLAÇÃO E PERMEABILIDADE

3.8.1. INTRODUÇÃO

No âmbito desta dissertação foi também objetivo medição da permeabilidade de todas as amostras utilizadas nesta dissertação com o objetivo de melhor caracterizar a facilidade de escoamento, característica fundamental para o dimensionamento de obras geotécnicas.

No entanto, devido a diversas limitações inerentes ao ambiente laboratorial, não foi possível realizar a medição da permeabilidade na amostra remoldada ao longo desta dissertação, restringindo assim o alcance e a representatividade dos resultados obtidos com a execução deste ensaio.

3.8.2. PRINCÍPIO TEÓRICO

Nos vazios existentes dentro das amostras, a água livre ou gravítica pode não estar em equilíbrio hidrostático, mas sim em movimento – movimento este denominado percolação. A água desloca-se sempre de regiões com maior para menor carga hidráulica devido a diferenças naturais ou induzidas.

Baseando-nos no teorema de Bernoulli é possível extrair a equação geral da carga hidráulica:

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (3.10)$$

Onde, z é a cota geométrica, $\frac{p}{\gamma_w}$ é a altura piezométrica e $\frac{v^2}{2g}$ é a energia cinética (geralmente desprezável em solos).

Henry Darcy em 1856, quando dimensionava o sistema de abastecimento de água de Dijon, observou que o caudal por unidade de área é diretamente proporcional à perda de carga por unidade de comprimento em um tubo preenchido por areia. Permitindo-o estabelecer a seguinte equação, denominada Lei de Darcy:

$$Q = kiA \quad (3.11)$$

Onde, i corresponde ao gradiente hidráulico ($\frac{\Delta h}{L}$), k corresponde ao coeficiente de permeabilidade e A à área da secção transversal ao fluxo.

A Lei de Darcy é válida para escoamentos laminares, nos quais a velocidade é proporcional ao gradiente hidráulico.

Segundo Matos Fernandes (2006), os principais fatores que influenciam o coeficiente de permeabilidade dos solos são a granulometria, o índice de vazios e porosidade, estrutura do solo (micro e macroestrutura), o grau de saturação e o tipo de fluido. Matos Fernandes (2006) compilou também intervalos típicos do coeficiente de permeabilidade, demonstrados na Tabela 8.

Tabela 8 - Intervalos típicos do coeficiente de permeabilidade (Matos Fernandes, 2006)

Tipo de solo	$k(\text{m/s})$
Argila	De 10^{-10} a 10^{-8}
Silte	De 10^{-8} a 10^{-6}
Areia	De 10^{-6} a 10^{-2}
Cascalho	$> 10^{-2}$

3.8.3. PROCEDIMENTO

A medição da permeabilidade foi realizada, nos dois ensaios realizados nas amostras naturais intactas, numa câmara triaxial *Stress-Path*, com diferentes estados de tensão. Após a consolidação, onde são aplicadas diferentes tensões de confinamento (pressões radiais) e axiais, é mantido um gradiente hidráulico constante ou variável entre as extremidades da amostra, facilitando o escoamento de água. O *software* Triax regista o volume de água que atravessa a amostra, o intervalo de tempo e a diferença de carga hidráulica.

É assim, agora possível calcular o coeficiente de permeabilidade, k , rearranjando a Lei de Darcy:

$$k = \frac{QL}{A\Delta h} \quad (3.12)$$

Este procedimento permite determinar com precisão o coeficiente de permeabilidade das amostras em análise, considerando diferentes estados de tensão e condições drenadas, essenciais para a correta caracterização hidráulica em aplicações geotécnicas.

4.

APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

4.1. RESULTADOS DO ENSAIO EDMÉTRICO

Como já foi mencionado, foi realizado um ensaio edométrico utilizando a amostra remoldada proveniente do campo experimental ES2. Esta metodologia possibilitou a avaliação do comportamento de compressibilidade e das características de consolidação do solo sob condições laboratoriais controladas.

A Figura 74 apresenta a curva de compressibilidade obtida a partir do ensaio edométrico. Esta representação gráfica permite visualizar o comportamento do solo sob diferentes níveis de tensão.

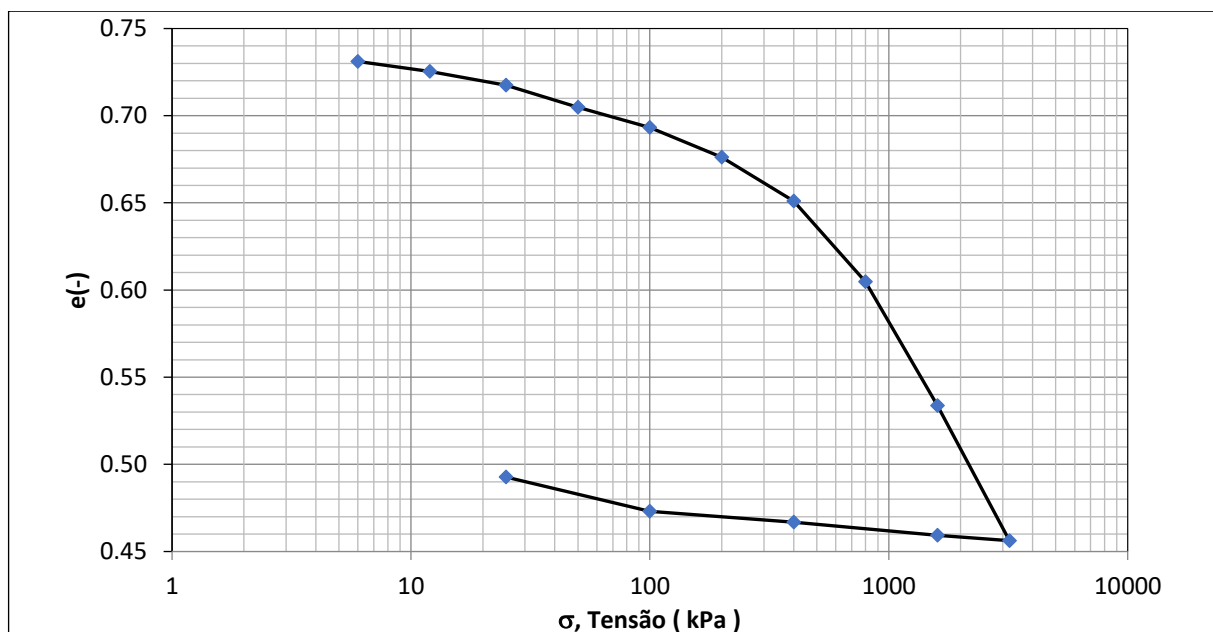


Figura 45 - Curva de compressibilidade do ensaio edométrico

4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS TRIAXIAIS E *STRESS-PATH*

4.2.1. PLANEAMENTO

Na Tabela 9 apresenta-se uma síntese dos ensaios triaxiais convencionais e *Stress-Path* realizados no âmbito desta dissertação, com o objetivo de avaliar a anisotropia dos solos residuais graníticos da região do Porto. Estes ensaios foram cuidadosamente planeados para abranger diferentes condições de consolidação e trajetórias de tensão, essenciais para a caracterização mecânica detalhada dos solos em estudo. As iniciais TX representam os ensaios executados nas camaras triaxiais convencionais, enquanto as iniciais SP representam os ensaios elaborados na camara triaxial *Stress-Path*.

Tabela 9 - Planeamento de ensaios triaxiais/Stress-Path

Ensaio	σ'_v (kPa) máximo	σ'_h (kPa) máximo	$K = \frac{\sigma'_{h,max}}{\sigma'_{v,max}}$	Tipo de amostra	<i>Bender elements</i>	Estado de Tensão na consolidação
TX_1	70	70	1	Remoldada	Verticais	Isotrópico
TX_2	100	50	0.5	Remoldada	Verticais	Anisotrópico
SP_1	215	115	0.5	Remoldada	Verticais e horizontais	Anisotrópico
SP_2	300	300	1	Intacta	Verticais e horizontais	Anisotrópico/Isotrópico
SP_3	300	300	1	Intacta	Verticais e horizontais	Anisotrópico/Isotrópico

O primeiro ensaio, designado TX_1, foi inteiramente consolidado em condições isotrópicas, mantendo uma tensão efetiva média $p'=70$ kPa. Os ensaios TX_2 e SP_1 foram consolidados de forma anisotrópica, utilizando uma razão de tensões laterais $K=0,5$. Os ensaios SP_2 e SP_3 foram planeados para permitir a consolidação sob trajetórias de tensão que abrangem tanto estados isotrópicos como anisotrópicos.

Foram utilizadas os dois tipos de amostras, as amostras remoldadas e as amostras naturais intactas, esta seleção de amostras permitiu comparar o comportamento do solo tal como se apresenta *in situ* com o comportamento após a perda da sua estrutura original.

A caracterização da resposta dinâmica das amostras foi realizada através da medição das velocidades de propagação das ondas sísmicas de corte (S) e compressão (P), em ambas as direções vertical e horizontal. O registo e processamento dos dados foi efetuado com o *software* MultiGeo, servindo de base à análise apresentada nesta dissertação.

Assim, o objetivo primário da realização destes ensaios foi a caracterização e avaliação do comportamento anisotrópico inerente e induzido por diferentes trajetórias de tensão.

4.2.2. PREPARAÇÃO

Foram utilizados dois tipos de amostras e técnicas de montagem para a realização dos ensaios laboratoriais: amostras remoldadas foram montadas com técnica *moist tamping* e as amostras naturais intactas, como já foi mencionado anteriormente foram recolhidas em blocos e talhadas para amostras cilíndricas.

Na Tabela 10, são demonstradas as condições iniciais destes ensaios, como as dimensões do provete, o teor de água inicial da amostra e a técnica de montagem.

Tabela 10 - Condições iniciais dos ensaios triaxiais convencionais/*Stress Path*

Ensaio	H(mm)	D(mm)	V(cm ³)	w (%)	$e_0(-)$	Técnica de montagem	Tipo de amostra
TX_1	128.37	59.40	355.73	10.45	0.87	<i>Moist tamping</i>	Remoldada
TX_2	123.10	60.72	349.66	9.89	0.95	<i>Moist tamping</i>	Remoldada
SP_1	143.48	70.72	563.61	9.67	0.77	<i>Moist tamping</i>	Remoldada
SP_2	133.76	76.87	620.73	9.89	0.51	Direta	Intacta
SP_3	152.49	70.77	597.77	14.30	0.73	Direta	Intacta

A técnica de montagem *moist tamping* consiste na preparação do provete introduzindo o solo uniformemente em camadas num molde (da mesma dimensão do provete), solo este, já previamente humedecido com um teor de água predefinido, $w(\%) = 10\%$. Esta técnica envolve a compactação de 6 camadas, onde cada uma é compactada com a ajuda de um pilão para atingir a altura predefinida a atingir de modo a obter o índice de vazios pretendido.

A seleção deste conjunto permitiu comparar o comportamento do solo tal como se apresenta *in situ* com o comportamento do material após perda da sua estrutura original, proporcionando uma análise robusta dos efeitos da estrutura e do estado de consolidação no desempenho mecânico dos solos residuais graníticos do Porto.

As amostras remoldadas foram preparadas com o objetivo alcançar um índice de vazios inicial $e_0 = 0.7$, no entanto, na prática verificou-se que o índice de vazios inicial obtido foi superior ao esperado.

As discrepâncias observadas entre os valores do índice de vazios inicial, e_0 , têm origem em dois fatores principais: a técnica de montagem e a necessidade de estimar parâmetros, muitas vezes distantes da realidade exata do material. A técnica *moist tamping* pressupõe uma compactação ligeira, pelo que, não possível aplicar uma maior energia de compactação, para além disto, muitas vezes a quantidade de solo introduzida no provete, não é exata para coincidir rigorosamente com a linha que representa a altura final do provete. Estes e outros fatores influenciam o índice de vazios inicial, e_0 , e o índice de compactação relativa levando a erros residuais na dimensão da amostra. Estas pequenas variações demonstram que um trabalho metódico e cuidadoso é de máxima importância nos ensaios a realizar.

4.2.3. SATURAÇÃO

O cálculo do índice de vazios ao longo do ensaio é, por norma, realizado de forma inversa, ou seja, a partir dos dados obtidos no final do ensaio para os momentos iniciais. No presente trabalho, a determinação do índice de vazios foi efetuada com base nas variações volumétricas registadas pelo medidor de volume acoplado à câmara triaxial, no início da consolidação. Utiliza-se esta análise porque durante as fases de percolação e saturação não se utiliza instrumentação interna, correspondendo assim, a uma forma mais viável de determinar o índice de vazios correspondente ao final na saturação (e_s).

O índice de vazios utilizado ao final da saturação corresponde aos valores iniciais obtidos pelo *software* MultiGeo/Triax durante a etapa de consolidação, considerando que, nesse estágio, o solo ainda não sofreu deformações ou alterações significativas em relação ao estado saturado.

Na Tabela 11 está demonstrado a tensão de confinamento (CP) e de contrapressão (BP) de cada ensaio (300kPa-310kPa), respeitando as condições de saturação exigidas: $B > 0.95$ e $V_p \cong 1500m/s$.

Tabela 11 - Nível de saturação em cada amostra

Ensaio	CP (kPa)	BP (kPa)	B (-)	V_p (m/s)	e_s (-)	Tipo de amostra
TX_1	310	300	0.996	1504	0.98	Remoldada
TX_2	310	300	0.975	1514	1.02	Remoldada
SP_1	310	300	0.993	1484	1.02	Remoldada
SP_2	310	300	0.98	1563	0.77	Intacta
SP_3	310	300	0.989	1392	0.80	Intacta

Verificou-se que, nas amostras remoldadas, houve uma tendência de aumento do índice de vazios após as fases de percolação e saturação, alcançando um valor de $e_s \approx 1.0$; por outro lado, nas amostras naturais intactas, o aumento ocorreu até aproximadamente $e_s \approx 0.8$.

Durante as fases de percolação e saturação, o solo passa por processos de reorganização e preenchimento dos vazios. O fluxo de água e o possível rearranjo das partículas, e mais tarde, o preenchimento total dos vazios por água, influenciam o grau de saturação do solo. Mesmo com diferentes índices de vazios iniciais, as amostras tendem a alcançar valores semelhantes de índice de vazios após estes processos, pois as condições hidráulicas e físicas impostas durante a percolação e saturação promovem um estado mais estável e uniforme do solo, que condiciona arranjo das partículas e o volume dos vazios presentes.

Nos ensaios SP_2 e SP_3, foi também medido o parâmetro de Skampton, B, de forma intercalar, os resultados estão demonstrados na Figura 46.

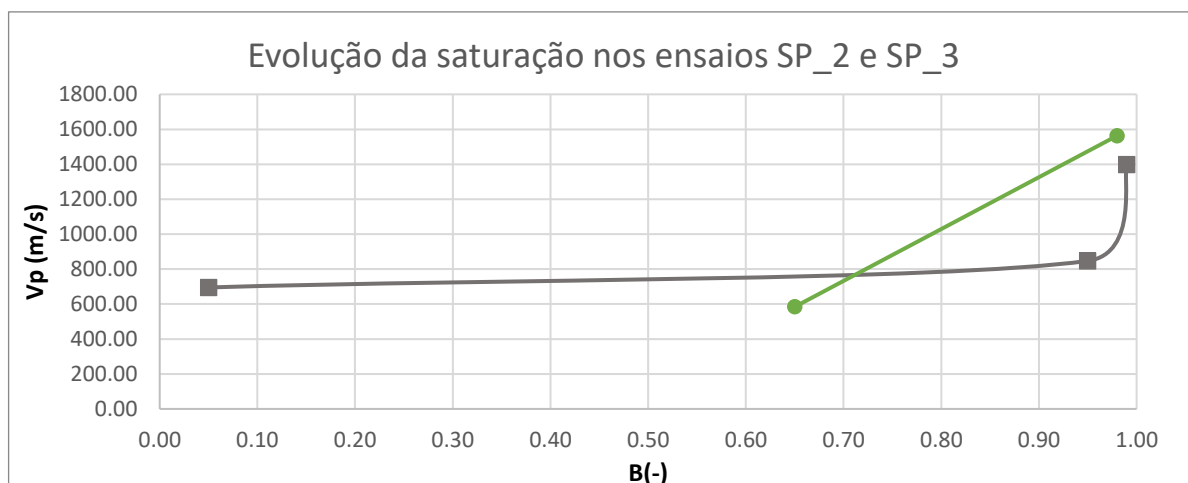


Figura 46 - Valores intercalares do nível de saturação nas amostras SP_2 (verde) e SP_3 (cinza)

4.2.4. CONSOLIDAÇÃO

Nesta fase, as amostras foram consolidadas para tensões efetivas pré-definidas, visando reproduzir diferentes estados de tensão para analisar a influência da anisotropia nas propriedades das amostras. Foram implementadas trajetórias isotrópicas, anisotrópicas e mistas, possibilitando a análise das características e fatores que podem induzir anisotropia de rigidez no solo.

A Tabela 12 apresenta um resumo simplificado das condições de consolidação aplicadas nos diferentes ensaios realizados. No entanto, com o objetivo de tornar mais clara a compreensão das trajetórias de tensão aplicadas durante a consolidação, cada ensaio será apresentado e descrito individualmente, detalhando as condições específicas a que cada amostra foi submetida.

Tabela 12 - Breve resumo da consolidação nos diferentes ensaios

	Ensaio	σ_{vc}' (kPa) máximo	σ_{hc}' (kPa) máximo	p' (kPa) máximo	K (no valor máximo)	Descarga	Consolidação Isotrópica e anisotrópica
	TX_1	70	70	70	1	-	CID
	TX_2	100	50	100	0.5	-	CID e CKD
	SP_1	215	115	215	0.5	CKD	CID e CKD
	SP_2	300	300	300	1	CID	CID e CKD
	SP_3	300	300	300	1	CID e CKD	CID e CKD

Para a tensão/deformação radial, considerou-se que fosse igual à tensão/deformação horizontal, devido à simetria do provete e às condições de confinamento impostas durante o ensaio.

4.2.4.1. Ensaio TX_1 e TX_2

Os ensaios TX_1 e TX_2 seguiram as trajetórias de consolidação mais simples e diretas, respeitando consolidações, respetivamente, isotrópica e anisotrópica. Na Figura 47 estão representadas estas trajetórias, onde TX_1 teve uma consolidação completamente isotrópica e TX_2 uma consolidação isotrópica até $p'=50\text{kPa}$, tendo depois uma consolidação anisotrópica com $K=0.5$ e $p'=66,7\text{kPa}$.

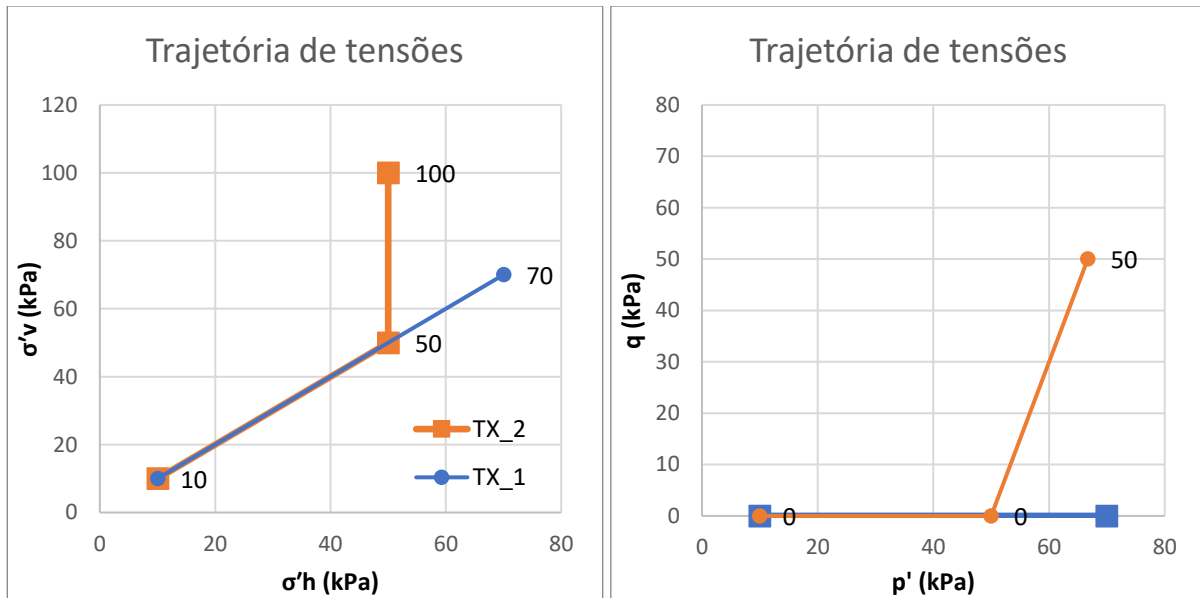


Figura 47 - Trajetória de tensões na consolidação dos ensaios TX_1 e TX_2

Na Figura 48, é demonstrada a variação do índice de vazios ao longo da consolidação em relação a $p'(\log)$.

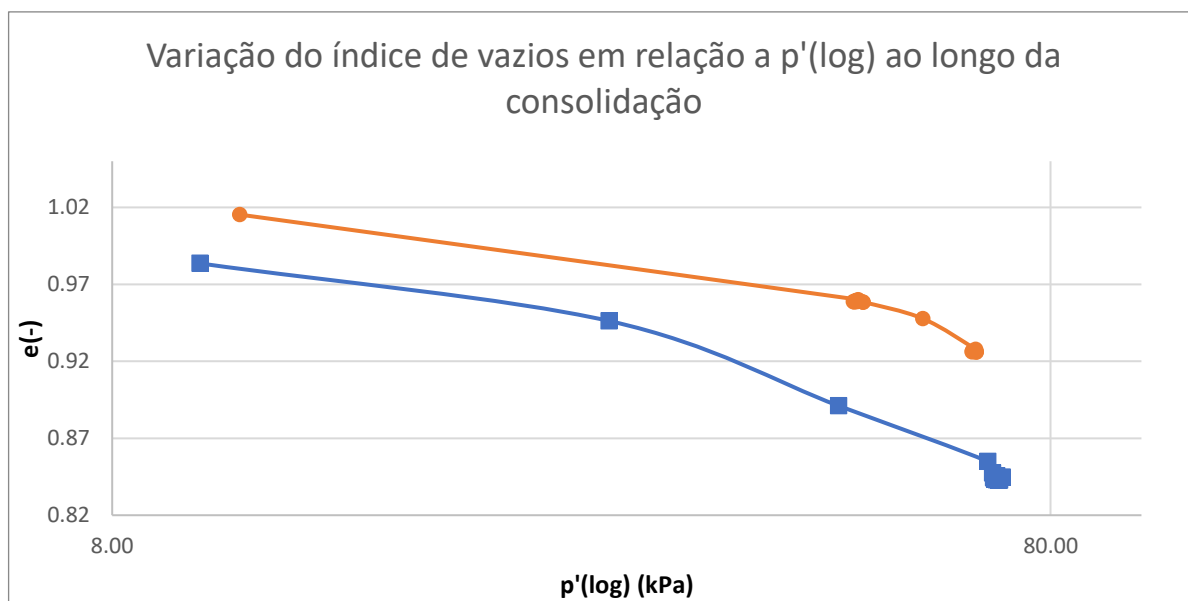


Figura 48 - Variação do índice de vazios em relação a $p'(\log)$ ao longo da consolidação nos ensaios TX_1 (azul) e TX_2 (laranja)

4.2.4.2. SP_1

O ensaio SP_1 caracteriza-se por três fatores relevantes. Inicialmente, a consolidação foi realizada sob condições anisotrópicas até atingir uma tensão efetiva média $p' = 150$ kPa. Em segundo lugar, o ensaio sofreu uma interrupção devido a uma fuga de água associada a um *bender element* horizontal. Por fim, após a desmontagem e posterior remontagem da câmara para reparação da referida fuga, procedeu-se a uma fase adicional de carga e descarga.

De modo a melhor organizar os dados do ensaio, este foi dividido em duas fases: A fase 1 (amarelo-torrado) corresponde à fase antes da desmontagem e da fuga e a fase 2 (amarelo-claro) que corresponde à fase após reparação e montagem da câmara.

Na Figura 49 estão representadas as trajetórias de tensão das duas fases do ensaio, fase 1 a amarelo-torrado e fase 2 a amarelo-claro, ambas com $K=0.5$ e com o correspondente p' . Na fase 1 existiu um incremento linear das tensões em $K=0.5$ até $p'=150$ kPa, e na fase 2 existiu um incremento linear em $K=0.5$ até $p'=50$ kPa seguido de uma descarga em $K=0.5$ até $p'=25$ kPa.

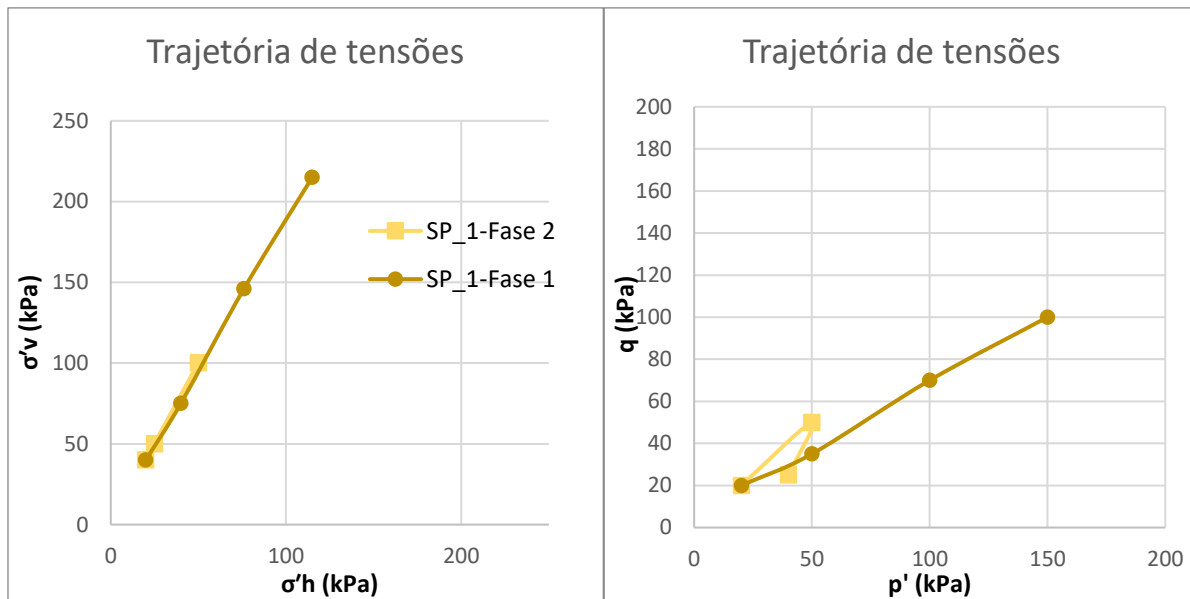


Figura 49 - Trajetórias das tensões na consolidação das duas fases do ensaio SP_1, fase 1 (amarelo-torrado) e fase 2(amarelo)

Na Figura 50 é apresentada a evolução do índice de vazios ao longo do processo de consolidação. Na fase 1 (representada em amarelo-torrado), observa-se inicialmente uma redução gradual do índice de vazios, seguida por uma diminuição mais acentuada quando a tensão efetiva p' ultrapassa 100 kPa. Já a fase 2 (marcada em amarelo-claro) corresponde a um ciclo de carga e descarga realizado para tensões efetivas mais baixas, no qual a variação do índice de vazios foi pouco significativa.

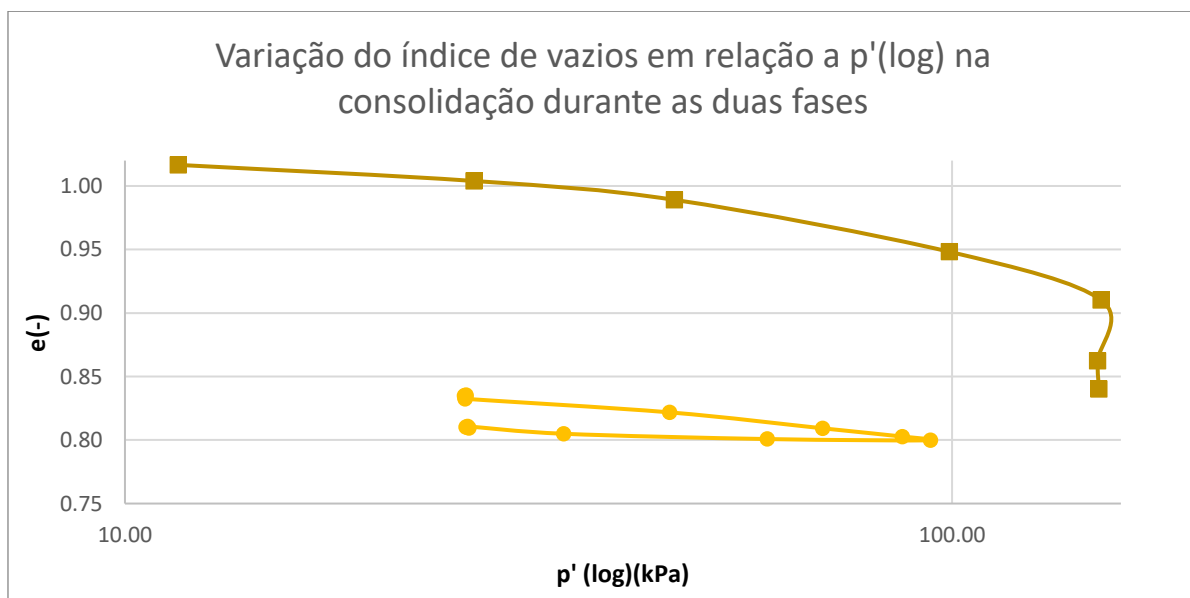


Figura 50 - Variação do índice de vazios em relação a p' (log) durante as duas fases

A variação mais acentuada observada para valores de p' superiores a 100kPa pode estar relacionada a uma possível fuga, o que sugere que a curva de evolução do índice de vazios deveria, provavelmente, não apresentar uma curva tão acentuada.

De modo a assegurar a fidedignidade dos resultados, a fase 2 do ensaio, realizada após a reparação da fuga do *bender element*, será descartada da análise. Tal decisão deve-se ao facto de os valores de rigidez obtidos nessa fase serem significativamente baixos, principalmente em consequência da desmontagem e remontagem da câmara, que comprometeu a integridade dos dados.

4.2.4.3. SP_2

O ensaio SP_2 foi conduzido segundo uma trajetória de consolidação complexa, especialmente delineada para explorar o comportamento do solo sob diferentes estados de tensão, demonstrado na Figura 51. Inicialmente, a amostra foi consolidada de forma anisotrópica até atingir uma tensão efetiva média $p'=200\text{kPa}$ (1-5). Após esta etapa, foi estabelecido um estado de tensão isotrópico com $\sigma'_v=\sigma'_h=300\text{ kPa}$ (5-7). Finalmente, procedeu-se a uma descarga sob condições anisotrópicas, $K=0.5$, reduzindo a tensão efetiva média até $p'=100\text{kPa}$ (7-10). Por fim, a amostra foi novamente consolidada anisotropicamente, de modo a restabelecer as condições previstas para o ensaio de corte que se seguirá(10-11).

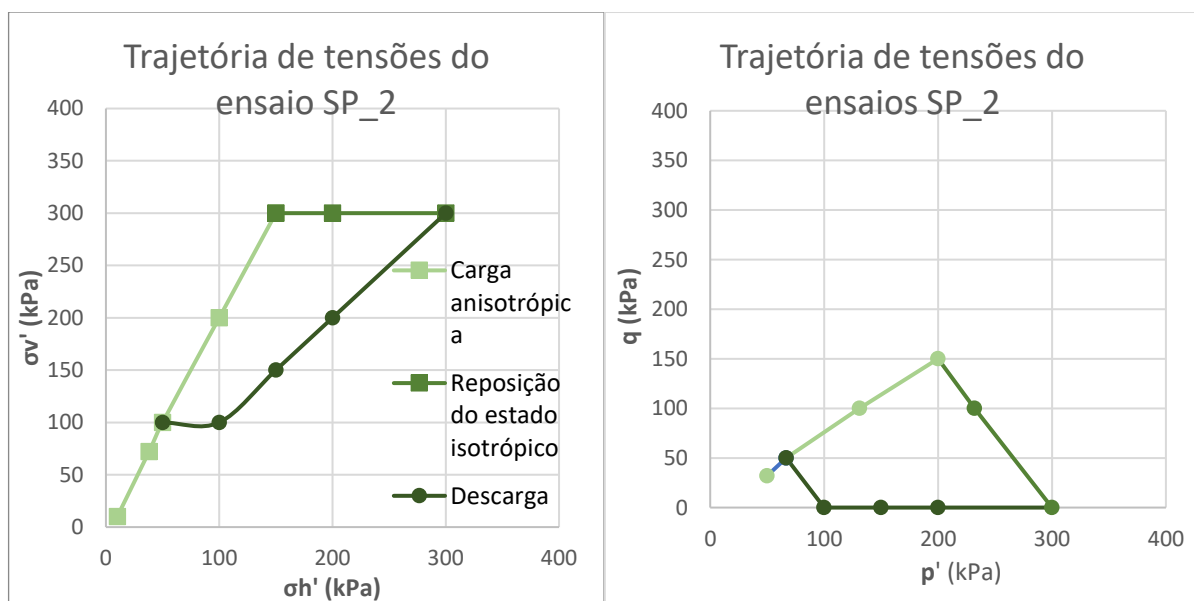
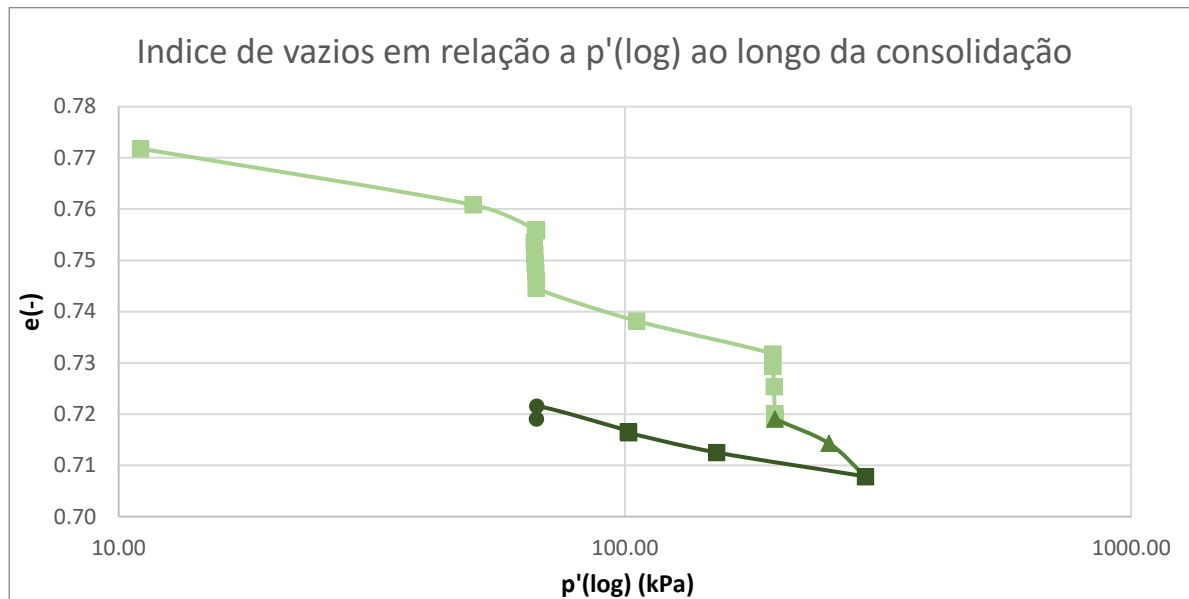


Figura 51 - Trajetória de tensões do ensaio SP_2 na consolidação

Na Figura 52 é apresentada a variação do índice de vazios em função de p' (log) ao longo do processo de consolidação. As cores utilizadas na figura seguem a mesma codificação apresentada na Figura 51, que divide o ensaio em três fases distintas, facilitando a visualização das diferentes etapas do comportamento do solo durante o ensaio.

Figura 52 – Variação do índice de vazios em relação a $p'(\log)$

4.2.4.4. SP_3

No ensaio SP_3, inicialmente, o objetivo consistia em implementar uma trajetória de tensões mais ambiciosa. No entanto, tal abordagem foi inviabilizada por complicações técnicas durante a execução do ensaio. Primeiramente, registou-se uma fuga na membrana de látex na região adjacente ao *bender* horizontal, comprometendo a integridade do sistema de medição. Posteriormente, observou-se a descolagem de uma segunda membrana – esta responsável por viabilizar a aplicação de extensão ao provete. Enquanto o primeiro incidente pode ser atribuído à imprevisibilidade inerente aos procedimentos laboratoriais, a análise do segundo evento permitiu concluir que a descolagem da membrana foi provocada pela elevada resistência apresentada pelo solo à extensão, excedendo a capacidade de aderência entre a membrana e o provete. Estas limitações experimentais restringiram a realização da trajetória de tensões inicialmente planeada, condicionando a análise dos resultados obtidos para o ensaio SP_3.

Considerando as limitações experimentais anteriormente descritas, a trajetória de tensões efetivamente realizada encontra-se representada na Figura 53. Inicialmente, foi introduzida uma fase de carga e

descarga isotrópica. Em seguida, procedeu-se à aplicação de uma carga anisotrópica e por fim, implementou-se uma fase de descarga sob condição de p' constante.

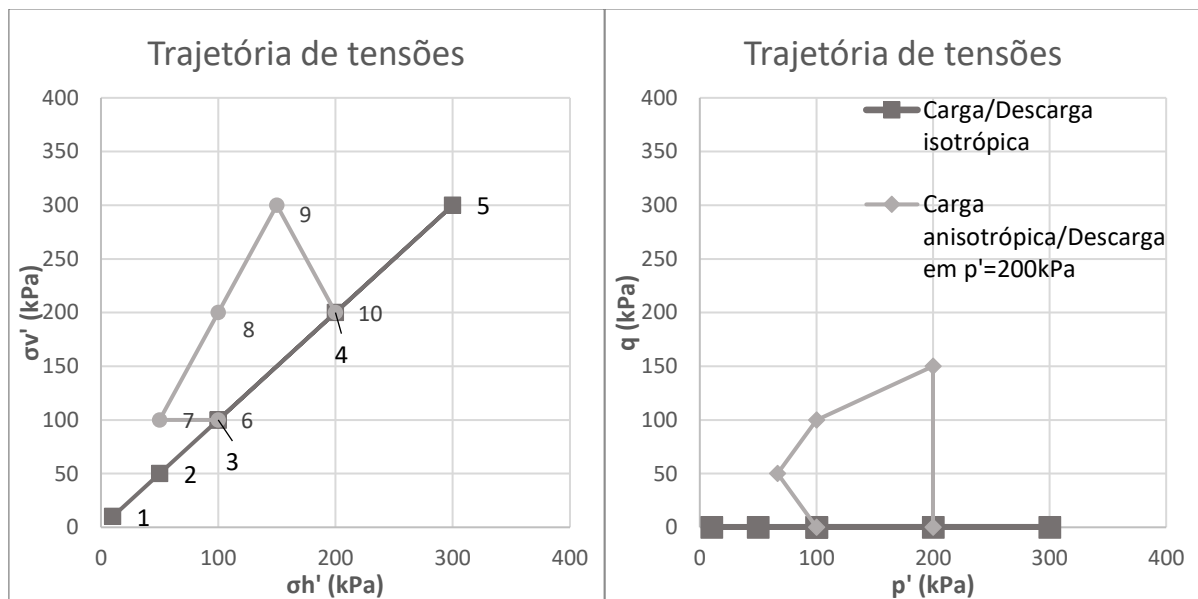


Figura 53 - Trajetória de tensões do ensaio SP_3 na consolidação

A partir da análise das folhas de cálculo, o ensaio foi segmentado em duas fases distintas: uma etapa inicial correspondente à aplicação de carga e descarga isotrópica (representada a cinza-escuro), e uma segunda etapa, referente à carga anisotrópica seguida de descarga sob p' constante (assinalada a cinza-claro). Na Figura 54, apresenta-se a evolução da variação do índice de vazios em função da tensão efetiva média (log).

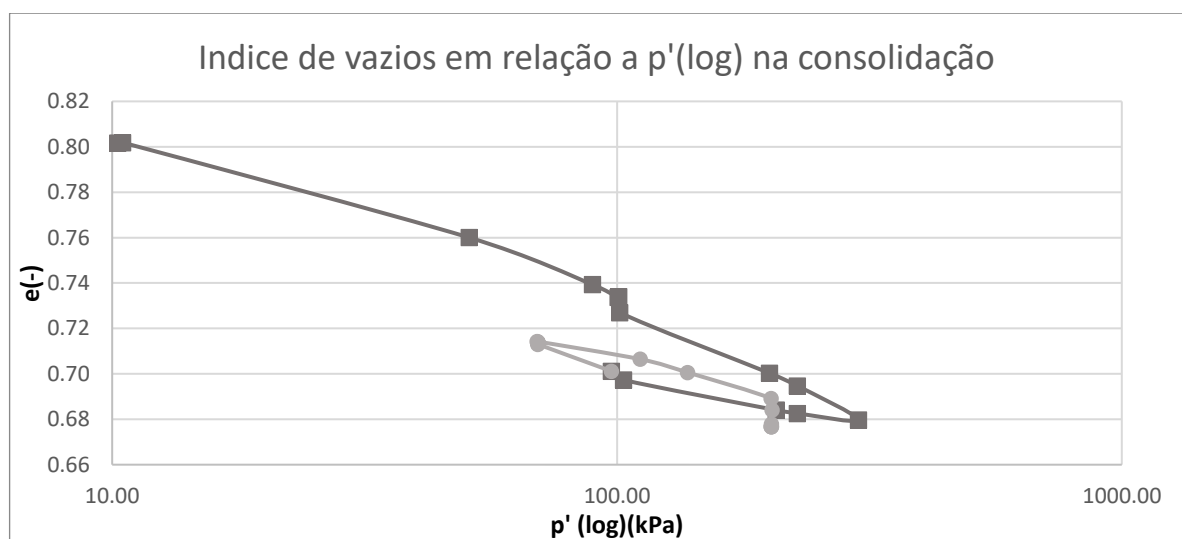


Figura 54 - Índice de vazios em relação a p' (log) na consolidação

Tal como aconteceu no ensaio SP_1, devido a uma fuga na câmara triaxial *Stress-Path*, foi necessária a desmontagem da câmara. Por consequência, os valores de rigidez obtidos após a remontagem, correspondentes após a fase isotrópica com $p' = 200$ kPa, não serão considerados na análise do módulo de distorção, G . Essa decisão visa garantir a fiabilidade dos resultados, uma vez que a desmontagem pode ter afetado a integridade e as propriedades da amostra.

4.2.5. CORTE ESTÁTICO

Nesta etapa do ensaio, procedeu-se à realização do corte estático drenado das amostras, processo essencial para a caracterização dos parâmetros mecânicos do solo. Da Figura 55 à Figura 58, é, respetivamente, apresentada a evolução de alguns parâmetros mecânicos ao longo da fase do corte estático das amostras TX_1 e TX_2, SP_1, SP_2 e SP_3.

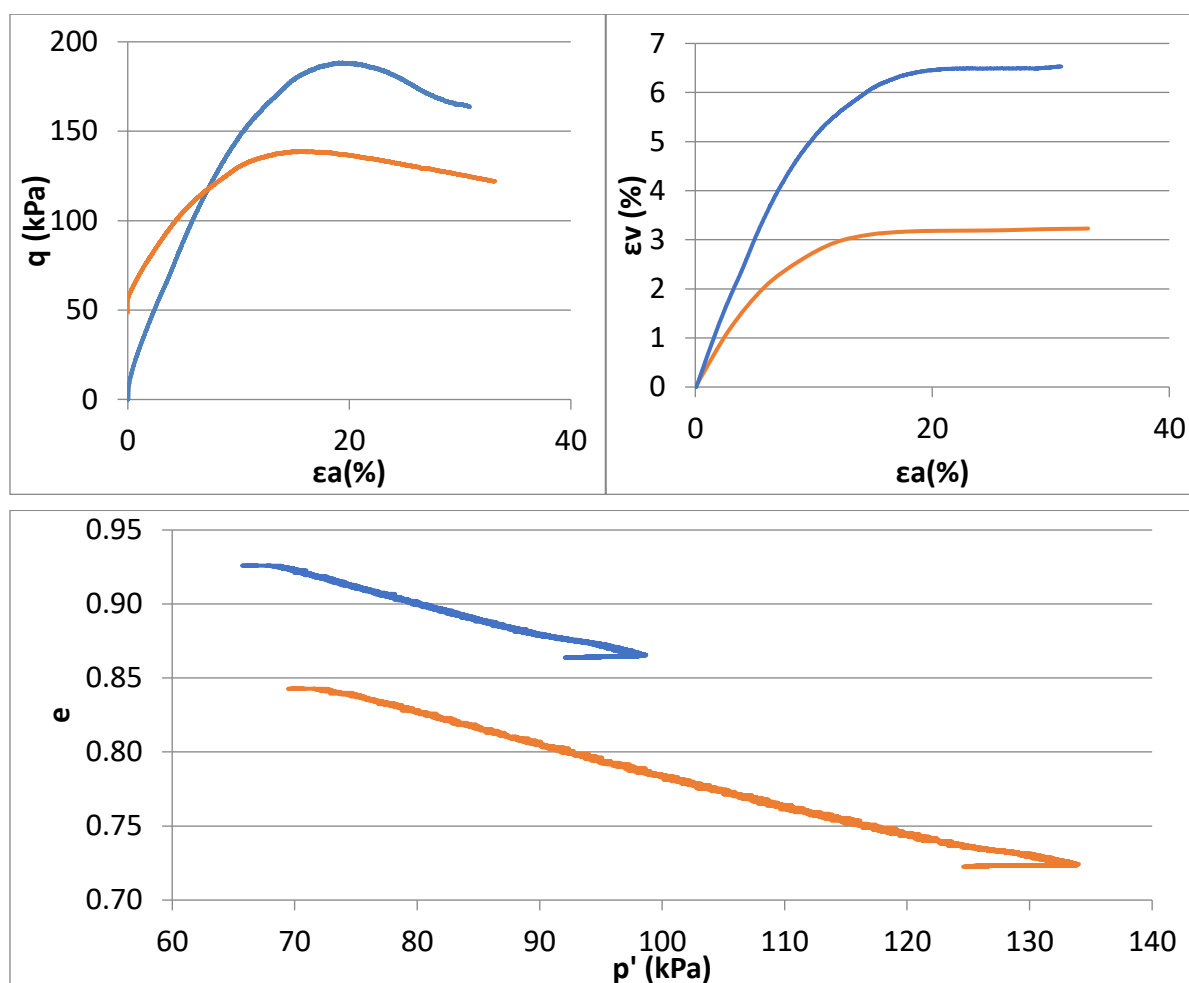


Figura 55 - Parâmetros mecânicos da fase do corte nos ensaios TX_1 (azul) e TX_2 (laranja)

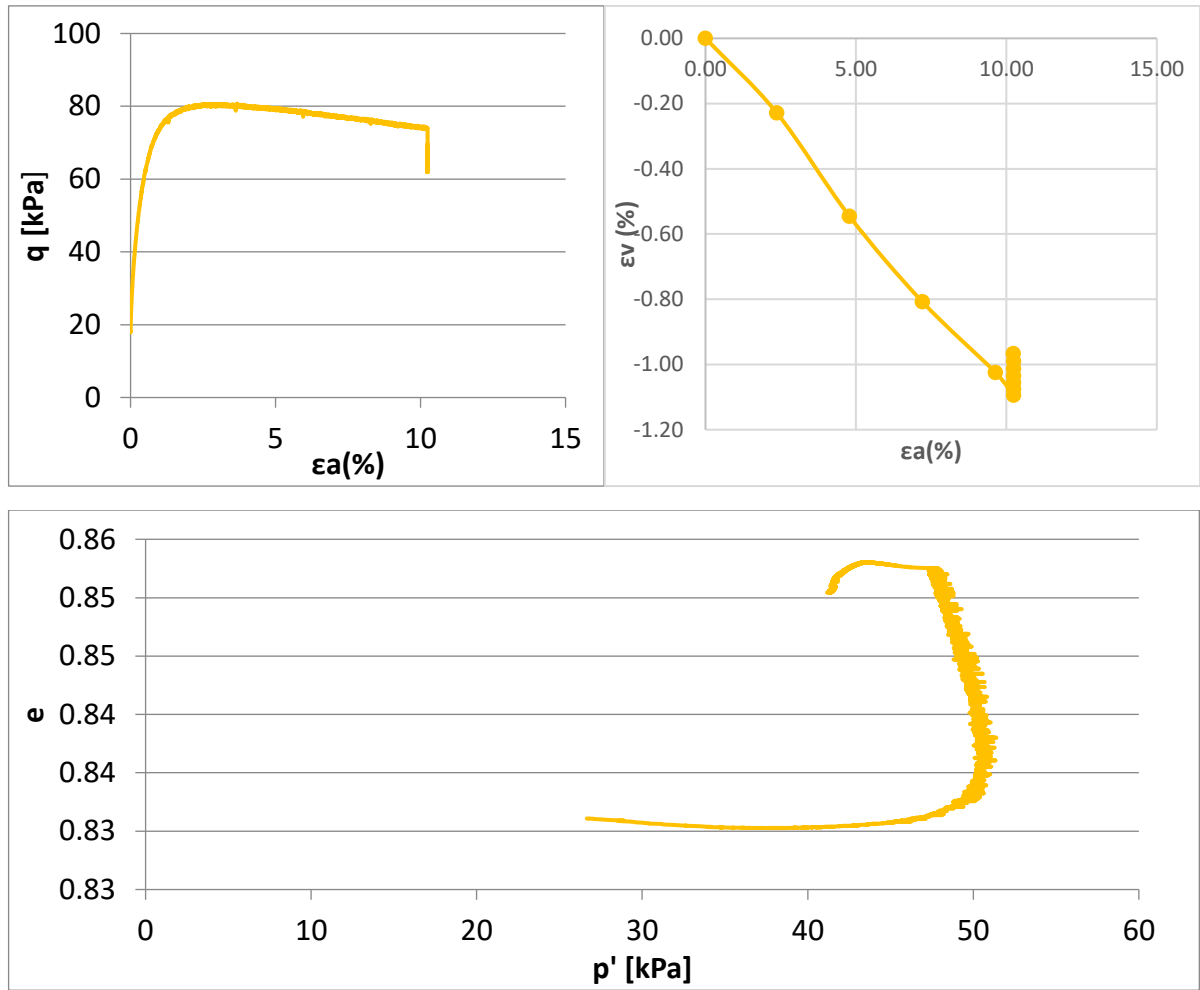
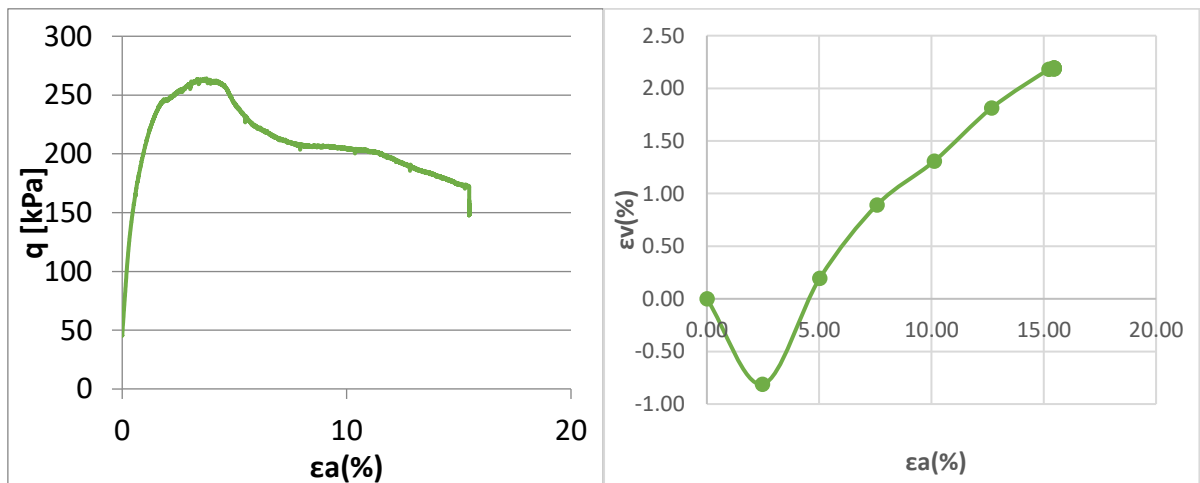


Figura 56 - Parâmetros mecânicos do corte do ensaio SP_1



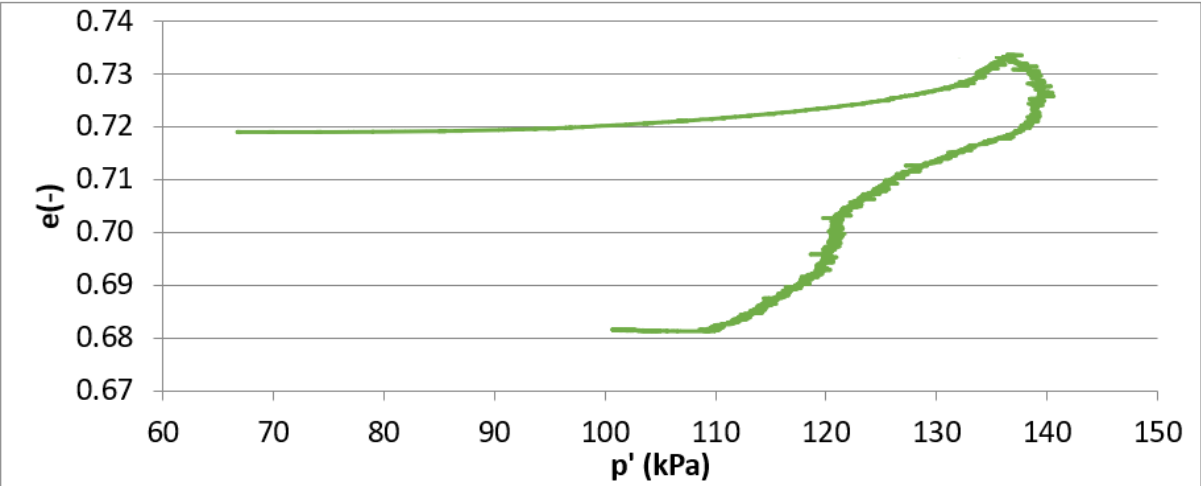


Figura 57 - Parâmetros mecânicos no corte do ensaio SP_2

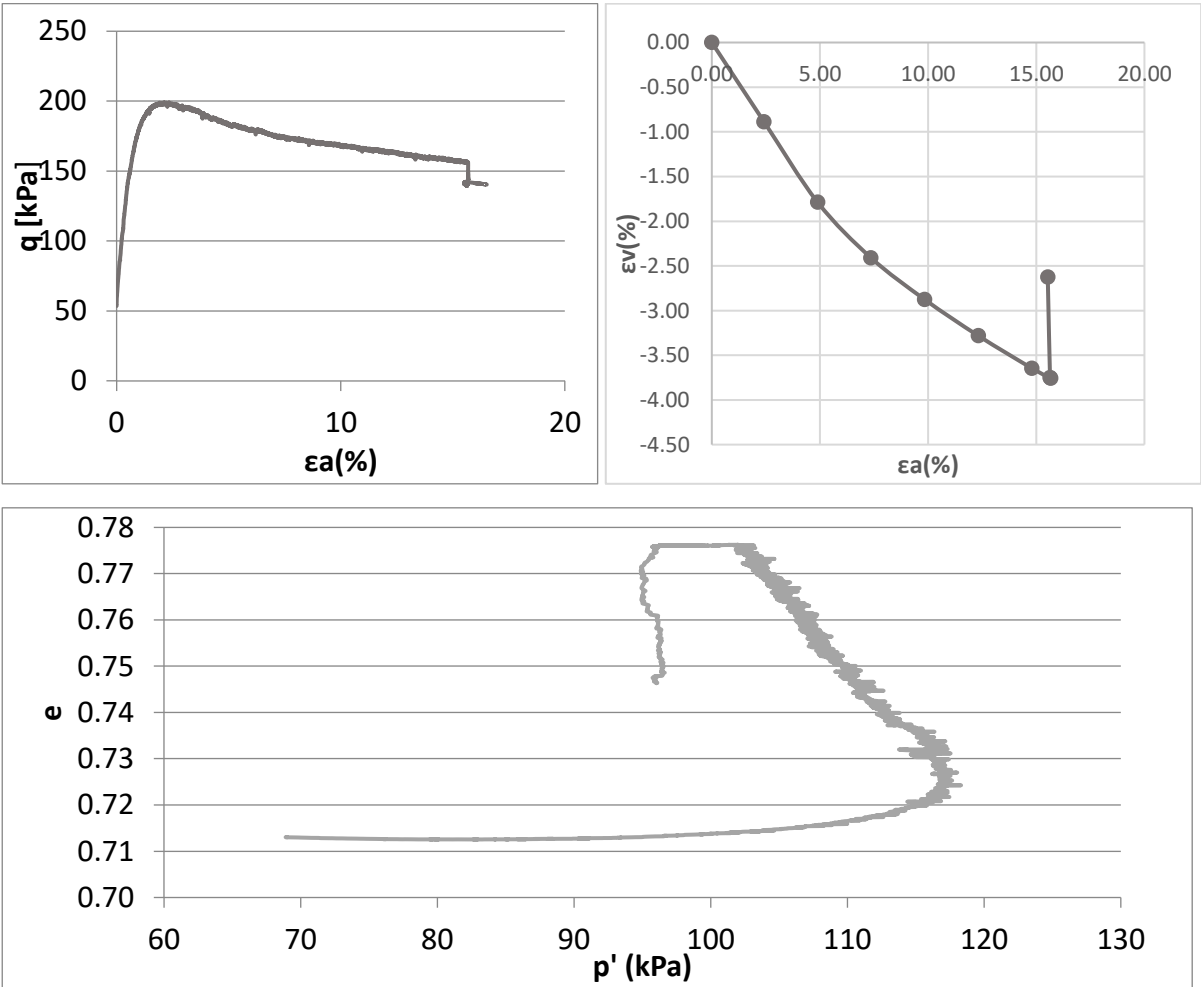


Figura 58 - Parâmetros mecânicos no corte do ensaio SP_2

4.3. RESULTADOS DE RIGIDEZ

Devido à instalação de *bender elements* nas câmaras triaxiais convencionais na direção vertical e nas câmaras triaxiais *Stress Path* na direção vertical e horizontal foi possível medir o tempo que as ondas sísmicas demoraram a percorrer o provete em diversas fases do ensaio. Na Tabela 13 estão demonstradas as fases nas quais foram medidas as ondas sísmicas S e P.

Tabela 13 - Fase de medição das ondas sísmicas

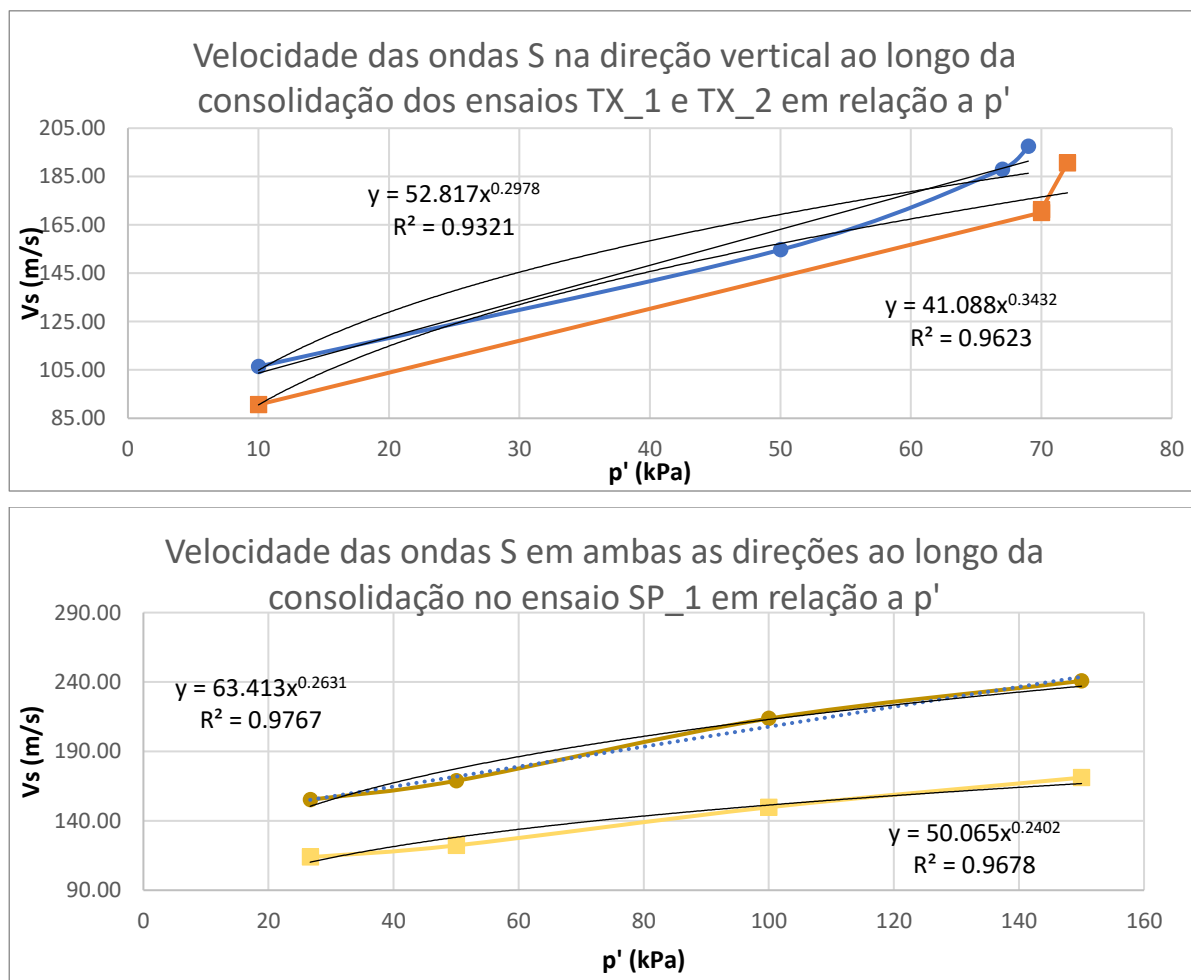
TX_1	TX_2	SP_1	SP_2	SP_3
Montagem	Montagem	Montagem	Montagem	Percolação
Percolação	Início percolação	Percolação	Percolação	Fim percolação
Saturação	Fim percolação	Saturação, B=0.99	Fim percolação	Saturação 100kPa
Fim da saturação	Saturação, B=0.95	Consolidação 20-40	Saturação 100kPa	Saturação 200kPa
Consolidação	Saturação, B=0.99	Consolidação 75-40	Saturação 200kPa	Saturação 300kPa
Corte – 0.17%	Consolidação 50-50 ISO	Consolidação 145-75	Saturação 300kPa	Consolidação 50-50 ISO
Corte – 0.33%	Consolidação 100-50 ANI	Consolidação 215-115	Fim Saturação	Consolidação 100-100 ISO
Corte – 0.41%	Corte – 0.13%	Consolidação 20-40	Consolidação 72-38	Consolidação 200-200 ISO
Corte – 0.65%	Corte – 0.21%	Consolidação 100-50	Consolidação 100-50	Consolidação 300-300 ISO
Corte – 0.81%	Corte – 0.46%	Consolidação 50-25	Consolidação 200-100	Consolidação 100-100 ISO
Corte – 1.61%	Corte – 0.57%	Corte – 0.05/0.16%	Consolidação 300-150	Consolidação 100-50 kPa
Corte – 4.02%	Corte – 0.82%	Corte – 0.28/0.33%	Consolidação 300-200	Consolidação 200-100 kPa
Corte – 6.59%	Corte – 1.23%	Corte – 0.62/0.76%	Consolidação 300-300	Consolidação 300-150
-	Corte – 1.65%	Corte – 2.44/2.56%	Consolidação 200-200	Consolidação p'=100kPa
-	Corte – 2.72%	Corte – 3.62/3.48%	Consolidação 150-150	Consolidação 300-150 kPa
-	-	Corte – 5.08/5.26%	Consolidação 100-100	Consolidação 200-200 kPa
-	-	-	Consolidação 100-50	Consolidação 100-50 kPa
-	-	-	Corte – 0.1/0.12%	Corte – 6.0mm
-	-	-	Corte – 0.25/0.27%	Corte – 7.0mm
-	-	-	Corte – 0.35/0.38%	Corte – 9.2mm

-	-	-	Corte – 0.6/0.61%	
-	-	-	Corte – 1.25/1.33%	

4.3.1. VELOCIDADE DAS ONDAS SÍSMICAS E MODULO G NA CONSOLIDAÇÃO

Com base nas medições dos tempos de propagação das ondas sísmicas e recorrendo às folhas de cálculo associadas a cada ensaio, foi possível determinar de forma consistente e fiável os valores correspondentes à velocidade das ondas de corte (ondas S) em ambas as direções analisadas. A velocidade foi calculada através da relação fundamental: $V_s = \frac{L_h}{t_s}$, com $L_h = H - L_{BE}$.

A velocidade das ondas S ao longo da consolidação nos ensaios TX_1 e TX_2, SP_1, SP_2 e SP_3 estão respetivamente representadas na Figura 59, com as regressões exponenciais associadas.



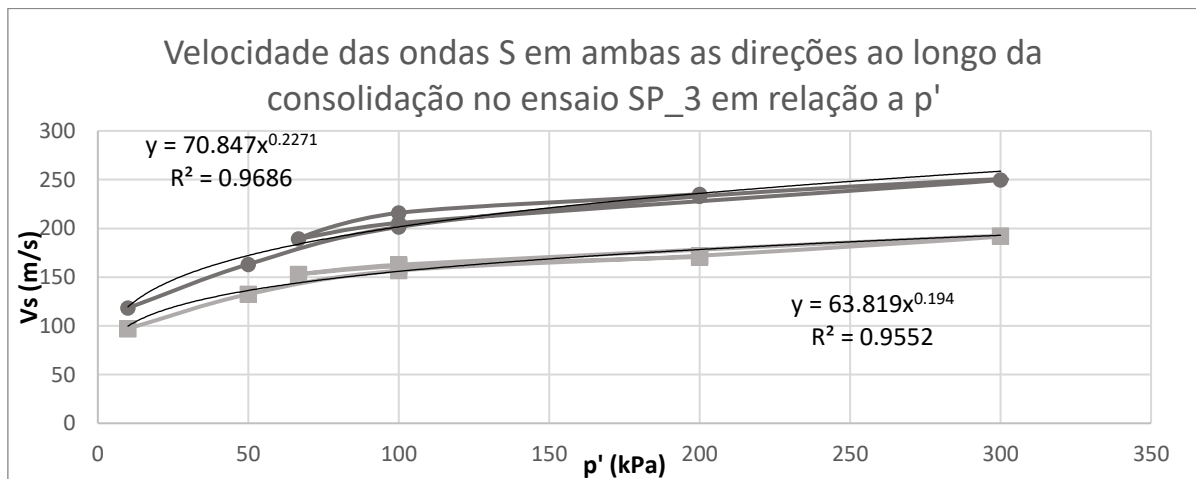
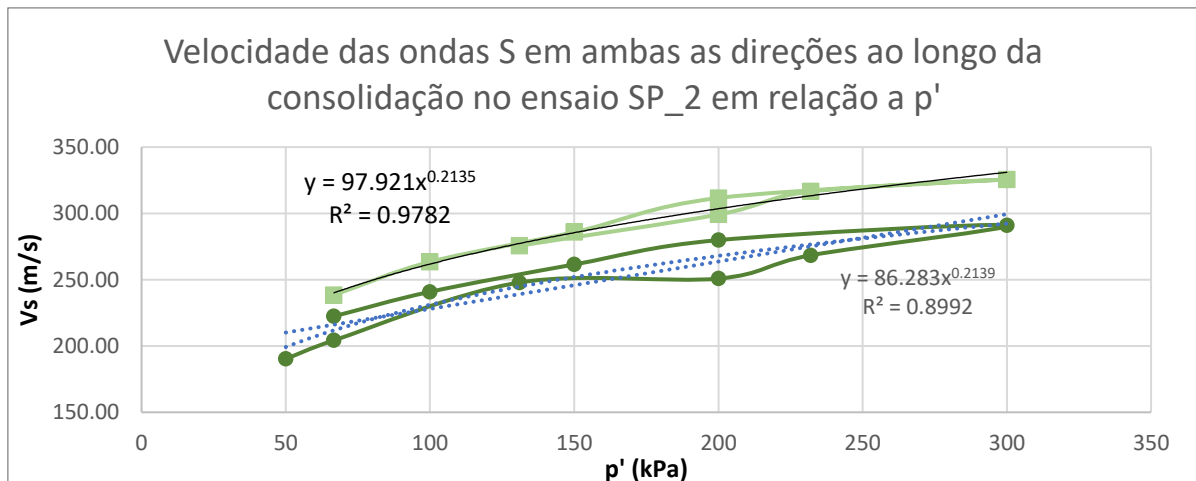
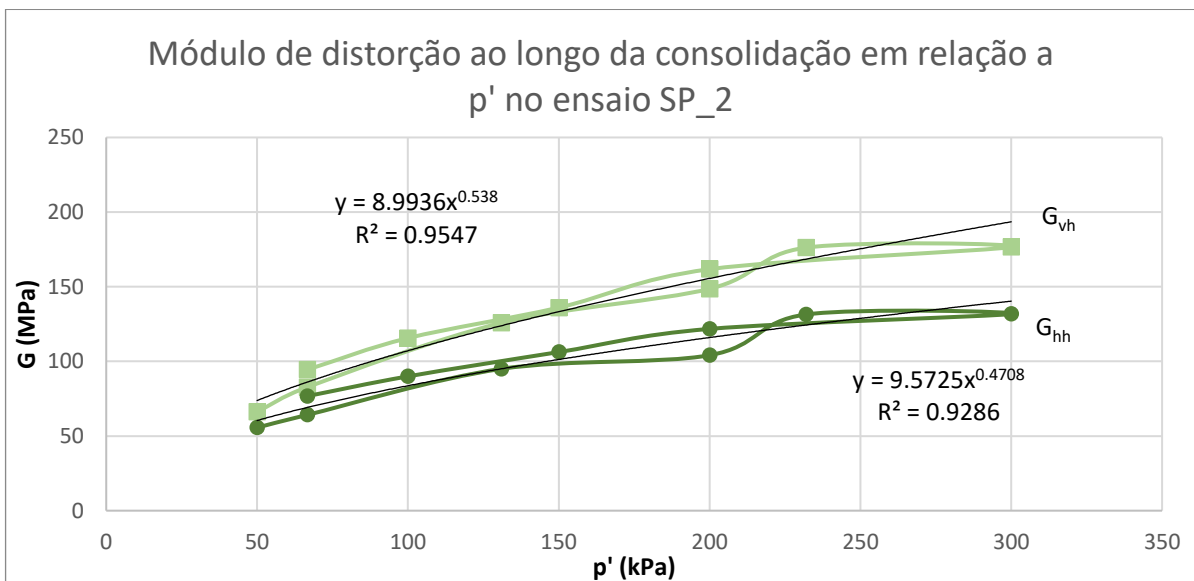
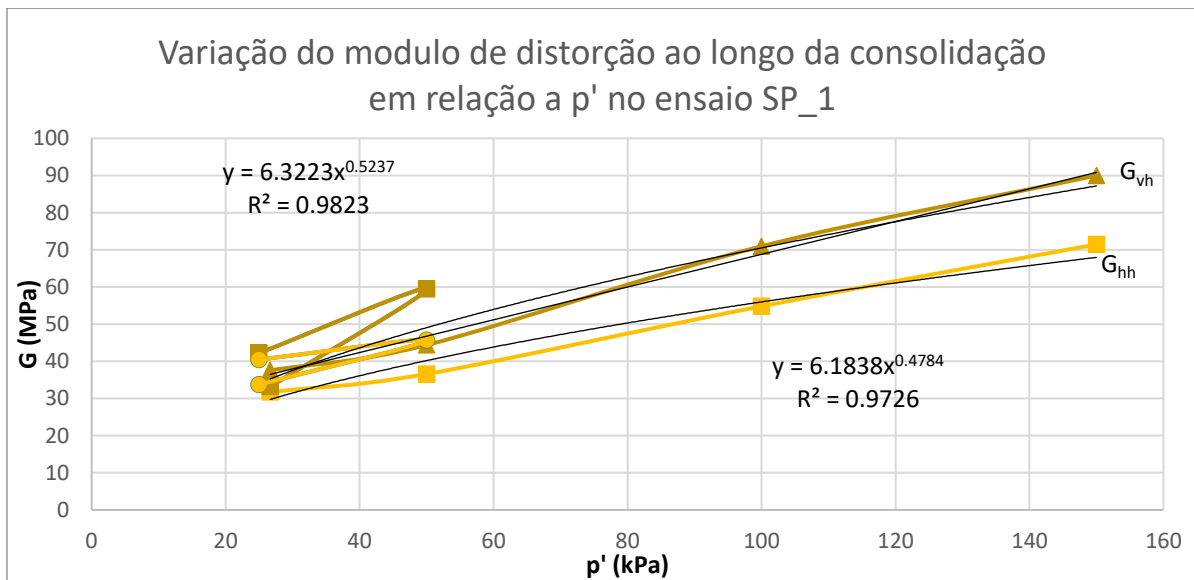
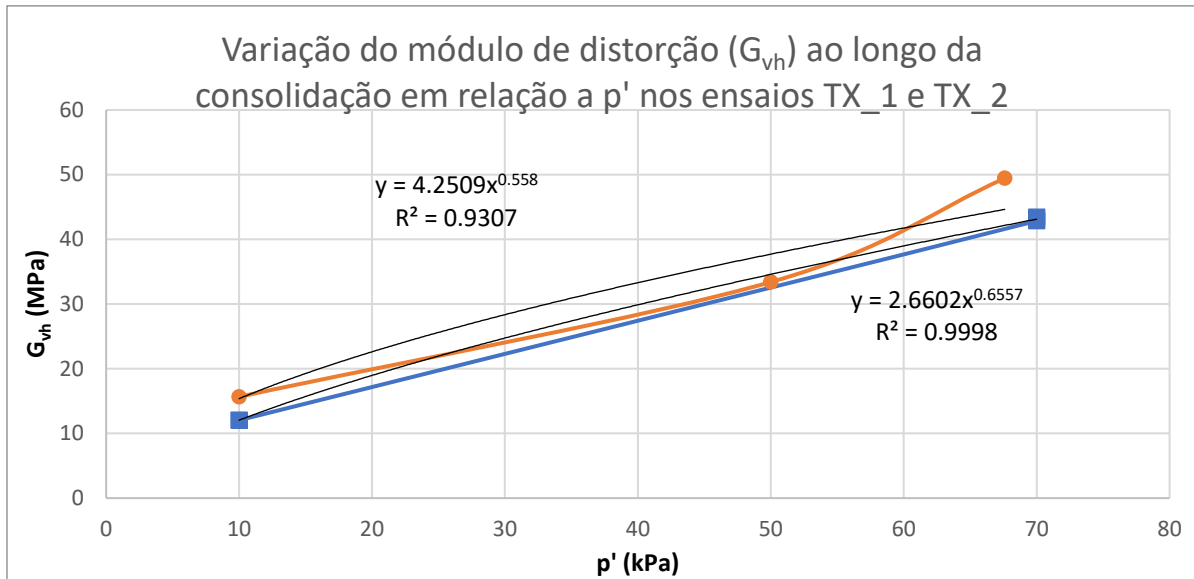


Figura 59 - Velocidade das ondas S em ambas as direções ao longo dos ensaios na consolidação

Tendo sido determinadas as velocidades das ondas S ao longo dos ensaios e com a ajuda, mais uma vez, das folhas de cálculo associadas a cada ensaio, passa agora a ser possível calcular o correspondente módulo de distorção, G , parâmetro obtido através da expressão (2. 11).

Na Figura 60, está apresentada a variação do módulo de distorção em função da tensão efetiva média, p' . Os gráficos incluem as regressões exponenciais que caracterizam a dependência deste módulo em relação à tensão. Nos ensaios TX_1 e TX_2, as medições das ondas sísmicas foram realizadas apenas na direção vertical, pelo que é mostrado apenas o módulo G_{vh} . Nos demais ensaios, as ondas foram medidas em ambas as direções, vertical e horizontal, resultando na apresentação dos módulos G_{vh} e G_{hh} .



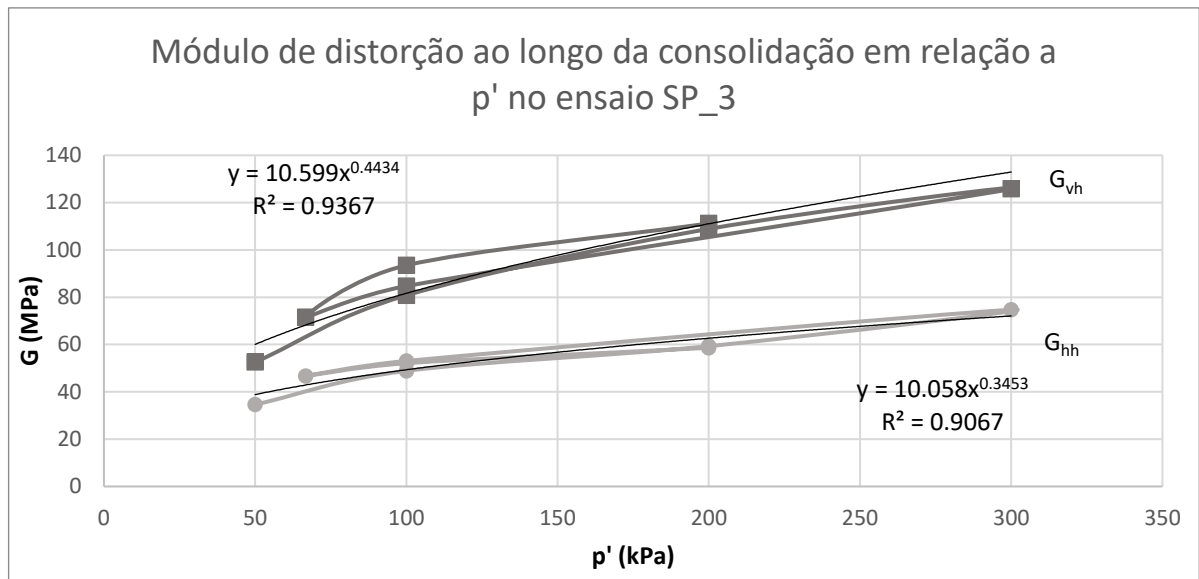


Figura 60 - Módulo de distorção, G_{vh} e G_{hh} nos ensaios, em relação a p' ao longo da consolidação

4.3.2. VELOCIDADE DAS ONDAS SÍSMICAS E MÓDULO G NO CORTE

Assim como na fase de consolidação, durante a fase do corte estático também foram medidas as ondas sísmicas. Com isso, tornou-se possível determinar as velocidades das ondas de corte, V_s e das ondas P, V_p , ao longo dessa fase do ensaio. Na leitura das ondas, deu-se prioridade à leitura para pequenas deformações, valorizando assim a avaliação do comportamento do solo nesta condição.

Na Figura 61 está representada a velocidade das ondas S no corte em relação a p' e q , respectivamente, segundo o esquema de cores anterior, onde, a azul está representada o ensaio TX_1 e a laranja o ensaio TX_2.

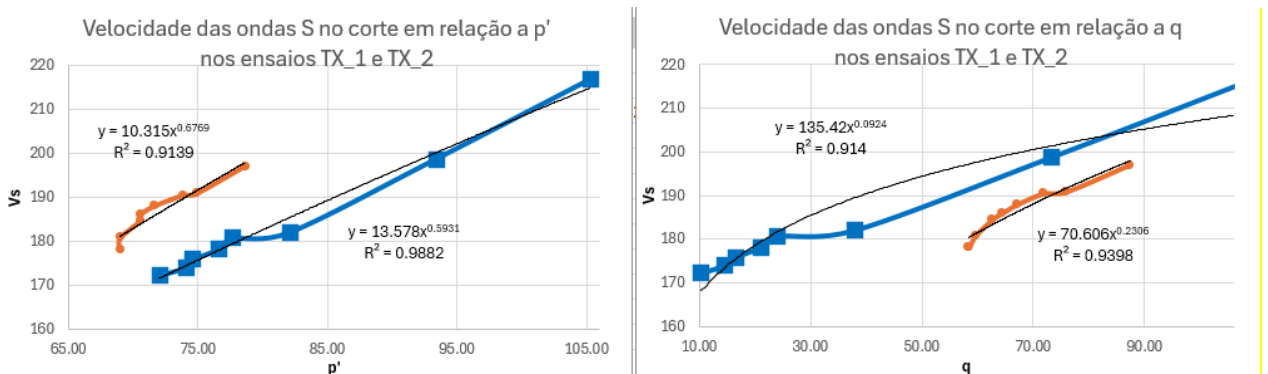


Figura 61 - Velocidade das ondas S no corte em relação, respectivamente, a p' e q nos ensaios TX_1 (azul) e TX_2 (laranja)

Já na Figura 62, Figura 63 e Figura 64 estão demonstradas, respectivamente, a velocidade das ondas S na fase do corte em relação a p' e q nos ensaios SP_1, SP_2 e SP_3.

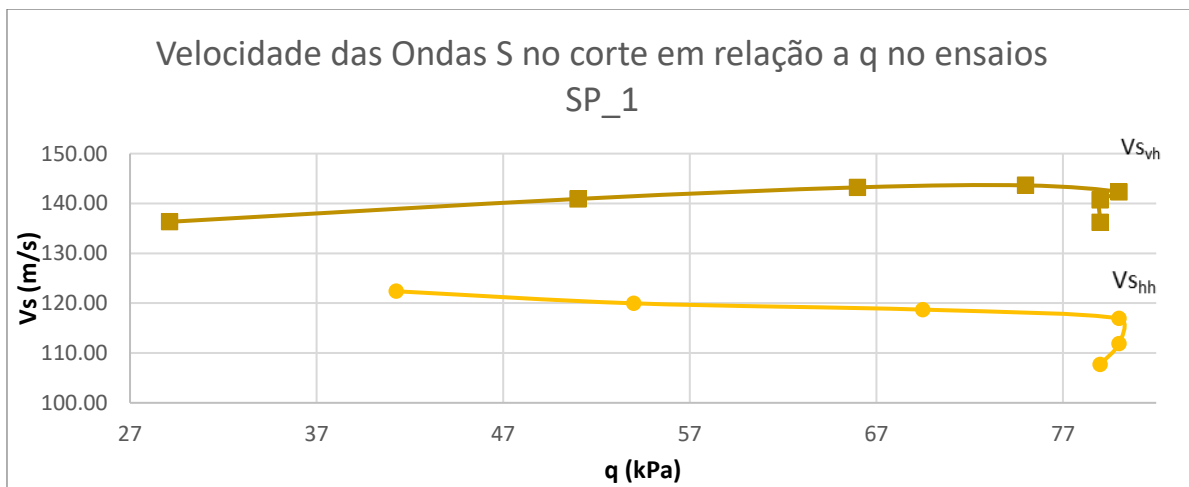
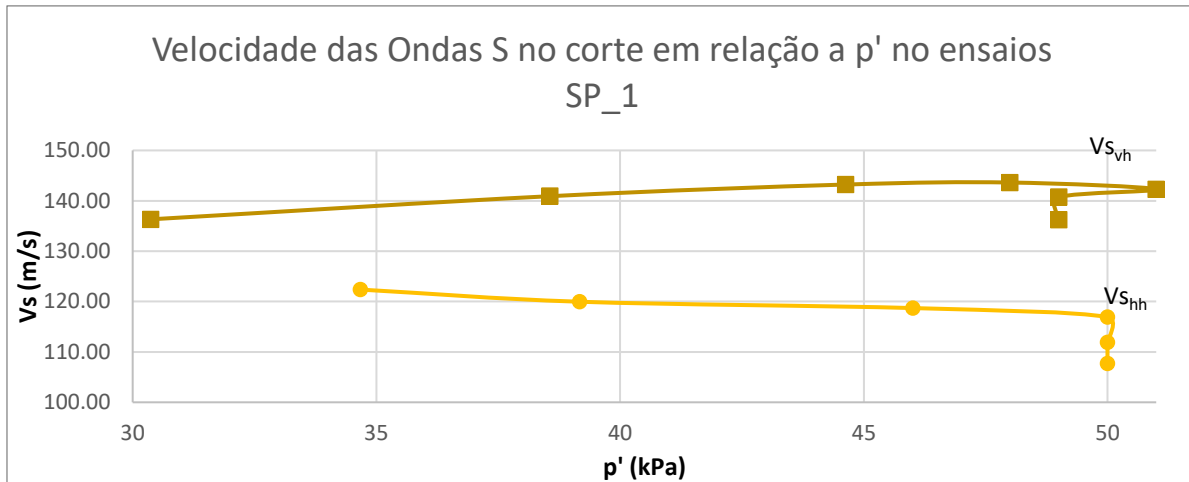
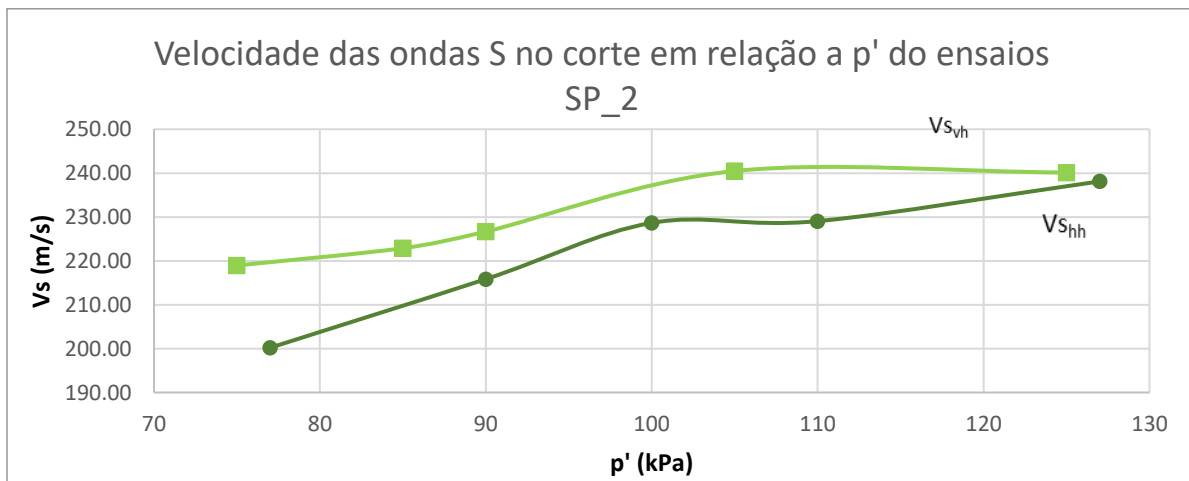


Figura 62 - Velocidade das ondas S no corte em relação a p' e q , respetivamente no ensaio SP_1



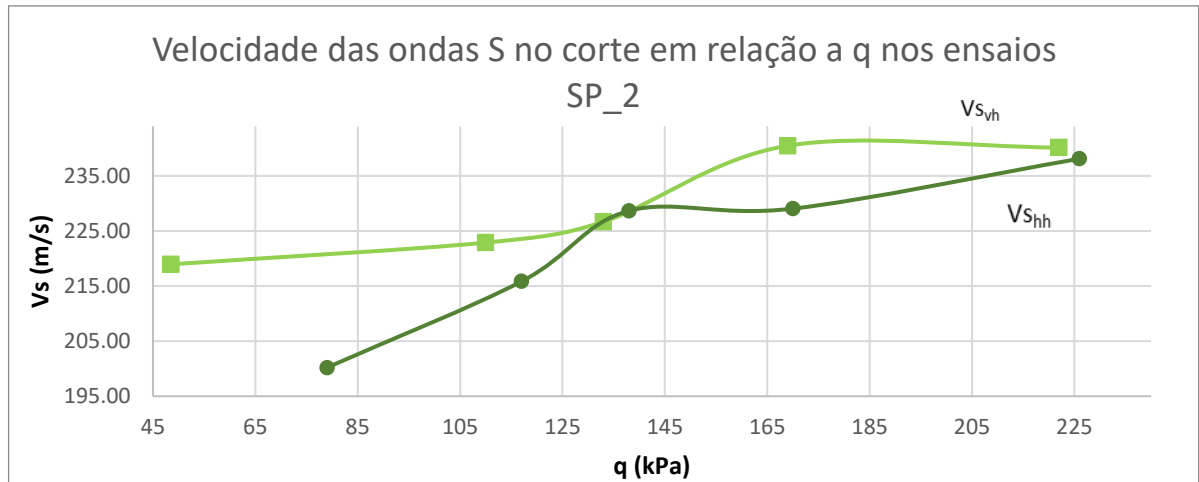


Figura 63 - Velocidade das ondas S no corte em relação a p' e q, respetivamente no ensaio SP_2

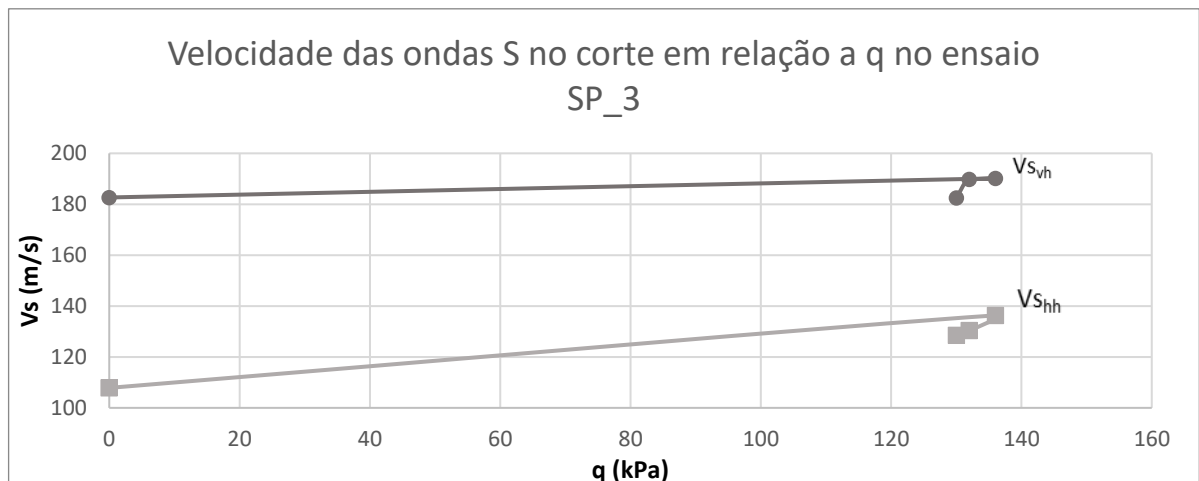
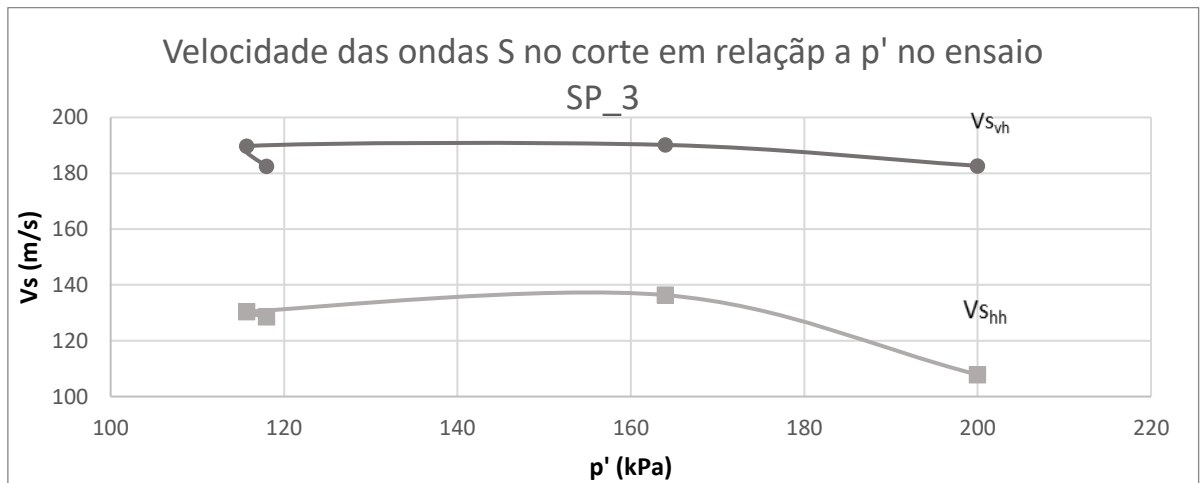


Figura 64 - Velocidade das ondas S em relação a p' e q no corte no ensaio SP_3

Mais uma vez, tal como foi realizado na consolidação, após serem obtidas as ondas S foi obtido o módulo de distorção, G , representado na Figura 65 em relação a p' e q , para cada ensaio.

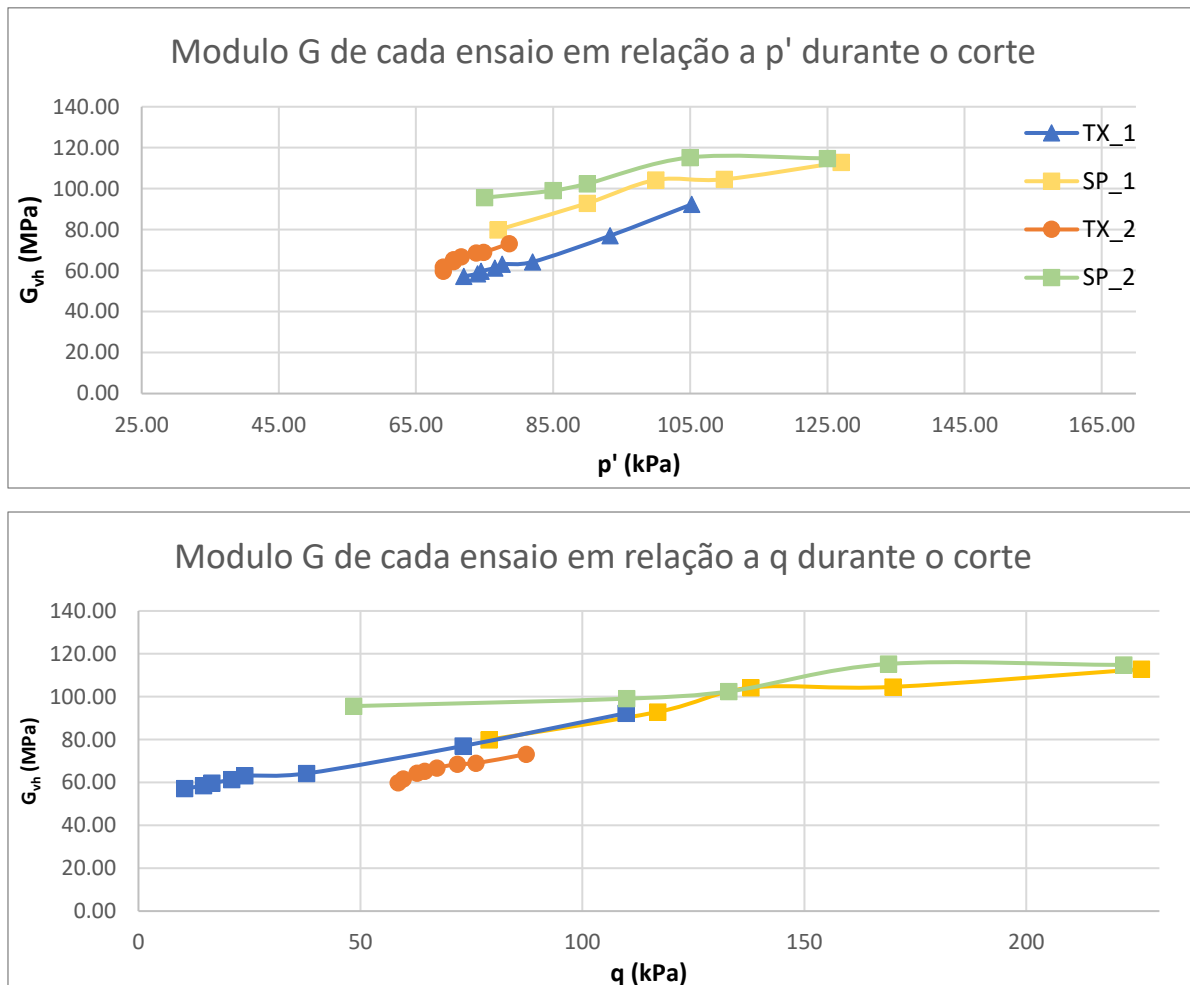


Figura 65 – Módulo de distorção, G , em relação a p' e q durante o corte

4.4. RESULTADOS DA PERMEABILIDADE

Foram realizadas medições de permeabilidade nos dois últimos ensaios triaxiais conduzidos na câmara *Stress-Path*, sendo cada ensaio executado em dois patamares distintos de tensão. Nos ensaios SP_2 e SP_3, as determinações de permeabilidade foram efetuadas, respetivamente, aos níveis de 50 kPa e 150 kPa para o SP_2, e 50 kPa e 100 kPa para o SP_3.

Na Tabela 14 estão representados os resultados obtidos na medição da permeabilidade no ensaio SP_2 com $p'=50$ kPa e $p'=150$ kPa e, no ensaio SP_3 com $p'=50$ kPa e $p'=100$ kPa.

Tabela 14 - Resultados da medição da permeabilidade

Ensaio	Escalão (kPa)	Caudal, Q (m ³ /s)	Gradiente hidráulico, i	Coefficiente de permeabilidade, k
SP_2	50	$4 \cdot 10^{-7}$	35	$2 \cdot 10^{-6}$
SP_2	150	$4 \cdot 10^{-7}$	107	$7 \cdot 10^{-7}$
SP_3	50	$6 \cdot 10^{-7}$	32	$5 \cdot 10^{-6}$
SP_3	100	$5 \cdot 10^{-7}$	66	$2.5 \cdot 10^{-6}$

Na Figura 66 é demonstrada a variação do coeficiente de permeabilidade, k, em comparação com a tensão efetiva média.

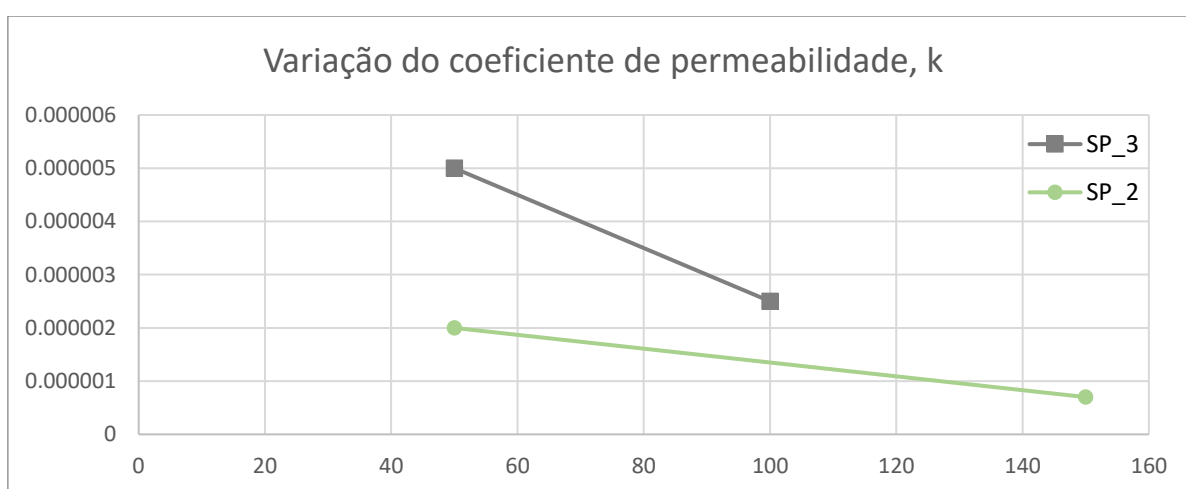


Figura 66 – Variação do coeficiente de permeabilidade, k, para os ensaios SP_2 (verde) e SP_3 (cinza)

5.

ANALISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Neste capítulo, serão analisados e discutidos os resultados apresentados nos capítulos anteriores, com o objetivo de interpretar os dados obtidos, identificar tendências relevantes e avaliar o seu impacto no contexto da dissertação. A análise abordará as principais variáveis investigadas, destacando as correlações e diferenças observadas, bem como as implicações práticas e teóricas decorrentes dos achados.

5.1. ENSAIO EDMÉTRICO

A curva de compressibilidade do solo obtida no ensaio edométrico pode ser caracterizada pela existência de 3 fases, uma primeira, com menor tensão e uma redução lenta do índice de vazios, uma segunda caracterizada pelas tensões médias/altas na qual se observa uma queda mais acentuada do índice de vazios e, finalmente, uma terceira caracterizada pela descarga das tensões exercidas.

A diferença de inclinação entre a primeira e segunda fase do ensaio edométrico, pode ser interpretada por uma razão análoga, o solo, quando submetido a cargas elevadas, atinge a tensão de pré-consolidação, o que provoca um incremento significativo da compressibilidade e a redução do índice de vazios.

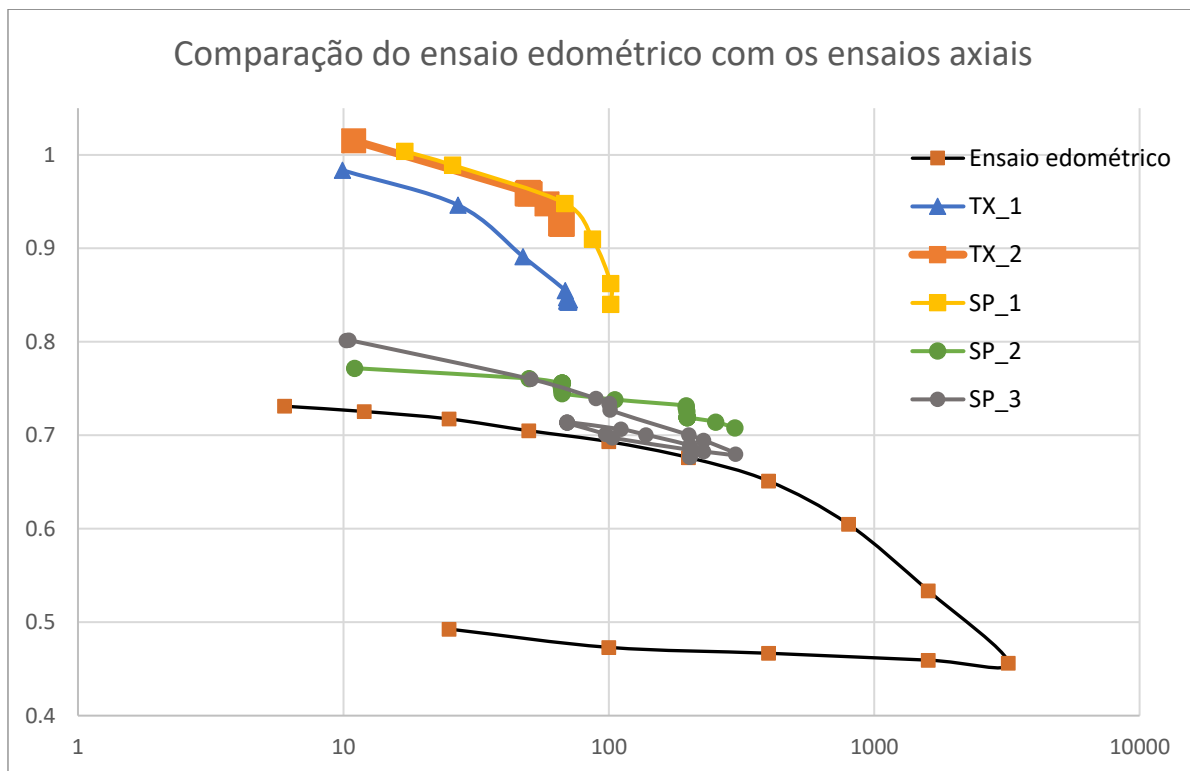


Figura 67 - Comparação do índice de vazios ao longo de p' em escala logarítmica entre o ensaio edométrico e os ensaios triaxiais

As curvas correspondentes aos ensaios SP_2 (verde) e SP_3 (cinza), correspondem a amostras naturais intactas na fase de consolidação. O comportamento observado assemelha-se à primeira fase do ensaio edométrico. Nesses dois ensaios, como não foi excedida a tensão de pré-consolidação, a compressibilidade das amostras intactas é praticamente linear.

Por outro lado, nos ensaios TX_1 (azul), TX_2 (laranja) e SP_1 (amarelo), que correspondem a amostras remoldadas, observa-se um comportamento semelhante à segunda fase do ensaio edométrico. Este comportamento é compatível com o modo de preparação destas amostras, uma vez que a energia de compactação foi muito baixa, dando resultado a um elevado índice de vazios inicial.

Viana da Fonseca et al. (2009) destacam que os solos residuais graníticos da região do Porto, em particular aqueles provenientes do campo experimental ES2 — local de origem das amostras naturais intactas analisadas nesta dissertação — apresentam uma orientação preferencial das partículas resultante da rocha mãe e dos processos de meteorismo que lhe dão origem. Essa orientação estrutural confere ao solo propriedades anisotrópicas naturais de maior rigidez no plano vertical. Tal comportamento está evidente na Figura 71, onde os ensaios SP_2 (verde) e SP_3 (cinza), relativos às amostras naturais intactas, revelam menor compressibilidade (plano vertical), em relação às amostras remoldadas que não usufruem desta disposição preferencial das partículas natural. Assim, o solo remoldado apresenta menor resistência inicial e tende a se compactar de forma mais acelerada quando submetido a processos de percolação e saturação, em comparação às amostras naturais intactas, que mantêm alguma estabilidade estrutural advinda de suas ligações originais.

5.2. PARÂMETROS DE RIGIDEZ NA CONSOLIDAÇÃO

Com a determinação do módulo de distorção, G , torna-se possível realizar uma comparação detalhada entre os parâmetros de rigidez das diversas amostras analisadas. É importante destacar que a relação entre o módulo de distorção, G e a tensão efetiva média, p' , foi previamente demonstrada no capítulo anterior. Desta forma, a análise comparativa permite avaliar as variações de rigidez em função das condições experimentais impostas e suas implicações no comportamento mecânico do solo. Para isso, estão demonstradas na Figura 68 e na Figura 69, a relação G_{vh}/σ'_v e a relação G_{hh}/σ'_h .

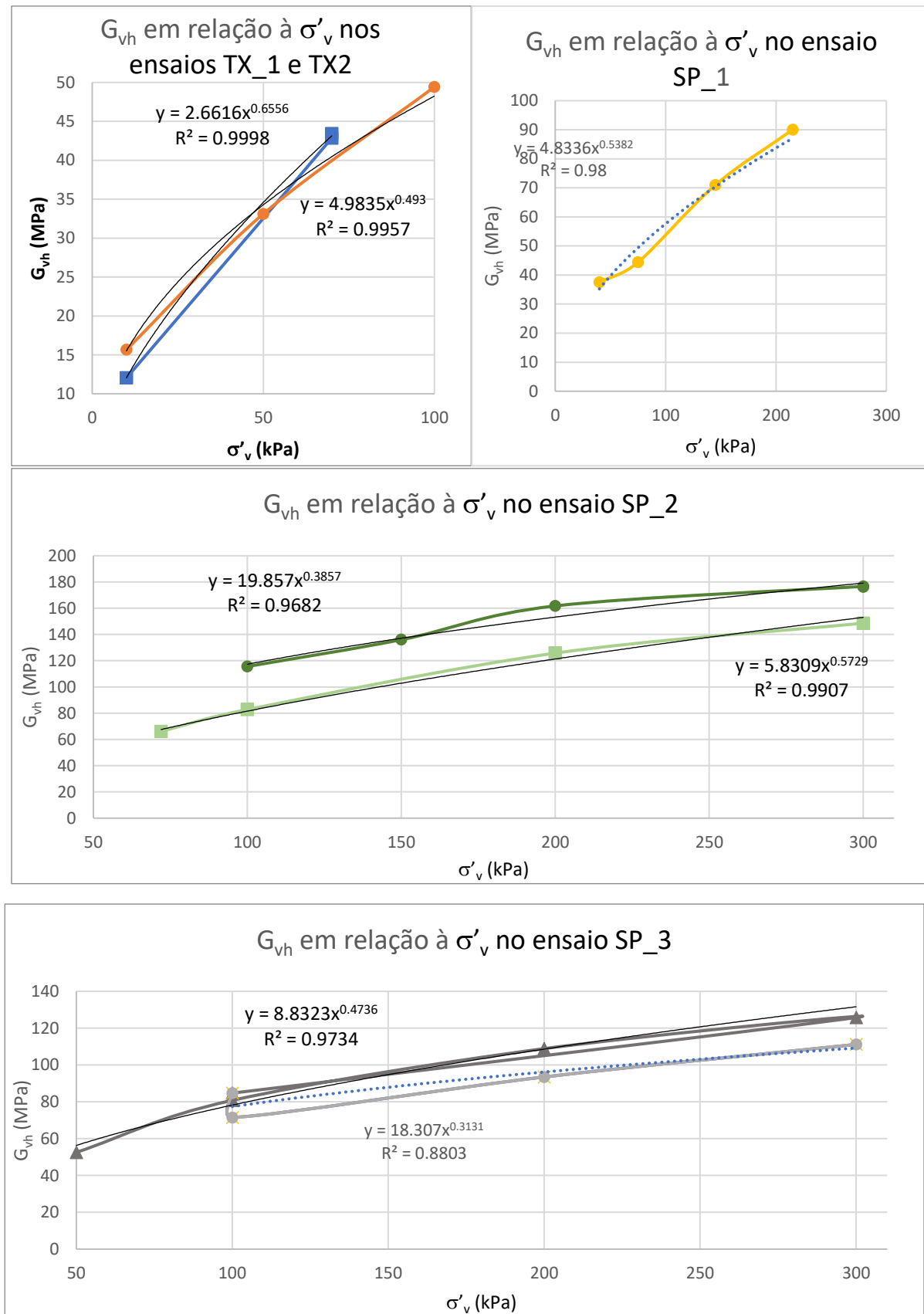


Figura 68 - Módulo de distorção, G_{vh}, em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v

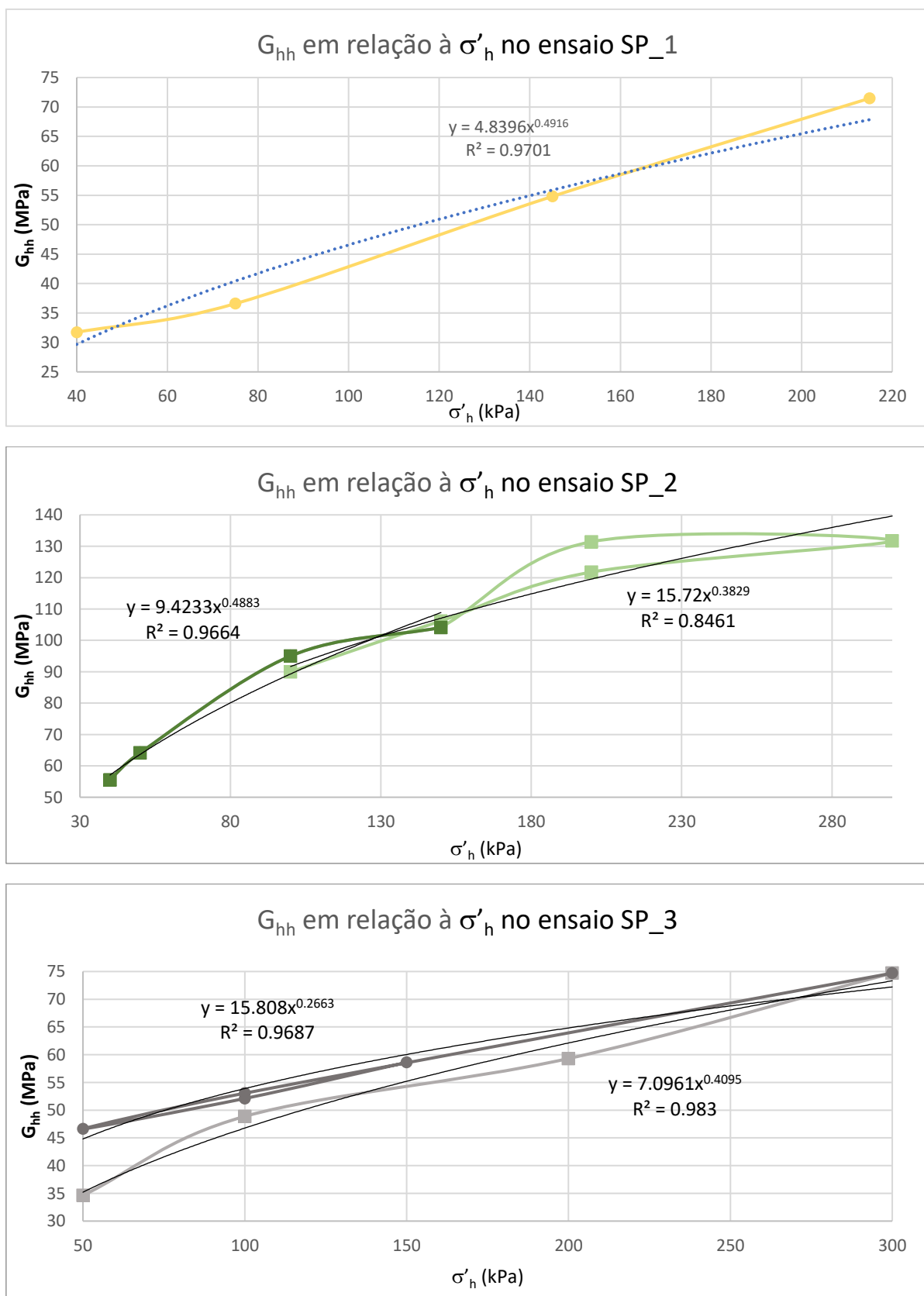


Figura 69 - Módulo de distorção, G_{hh} , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_h

Na Tabela 15 são apresentados os parâmetros de rigidez determinados, nomeadamente as relações G_{vh}/p' , G_{hh}/p' , G_{vh}/σ'_v e G_{hh}/σ'_h . Estes parâmetros são expressos por meio dos coeficientes das regressões exponenciais, que sintetizam o comportamento observado nos ensaios nas várias fases de carregamento. Estas regressões exponenciais podem ser relacionadas com atenção à seguinte expressão:

$$G_0 = Af(v)p'^n R_0^m \quad (5.1)$$

As regressões podem depois ser expressas genericamente pelas expressões, Ap'^n e $S\sigma'^m$, onde, os parâmetros A e S podem ser relacionados com a magnitude do módulo de distorção e os parâmetros n , n_v e n_h , estão relacionados com a sensibilidade à tensão imposta.

Tabela 15 -Parâmetros de rigidez das amostras avaliadas nesta dissertação

Amostra	$p' (G_{vh})$		$P' (G_{hh})$		$\sigma'_v (G_{vh})$		$\sigma'_h (G_{hh})$	
	A	n	A	n	S_v	n_v	S_h	n_h
TX_1 – Carga isotrópica	2.66	0.66	-	-	2.66	0.66	-	-
TX_2 – Carga isotrópica/anisotrópica	4.25	0.56	-	-	4.98	0.49	-	-
SP_1 – Carga anisotrópica	6.32	0.52	6.18	0.48	4.83	0.54	4.83	0.49
SP_2 – Carga Anisotrópica	8.99	0.54	9.57	0.47	19.86	0.39	15.72	0.38
SP_2 – Carga/Descarga isotrópica					5.83	0.57	9.42	0.49
SP_3 – Carga isotrópica	10.60	0.44	10.06	0.34	8.83	0.47	7.10	0.41
SP_3 – Descarga Isotrópica					18.31	0.31	15.81	0.27

Com o objetivo de melhor organizar a análise e discussão dos parâmetros de rigidez obtidos nos diferentes ensaios, estes serão discutidos em subcapítulos específicos com os ensaios/amostras em comparação. Cada subcapítulo irá apresentar novamente os parâmetros de rigidez em análise, de modo a facilitar a leitura e a compreensão dos dados experimentais no contexto global da dissertação. Esta abordagem estruturada permitirá uma avaliação comparativa clara entre os diversos ensaios realizados.

5.2.1. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RIGIDEZ DOS ENSAIOS TX_1, TX_2 E SP_1

Como já previamente mencionado, tanto os ensaios TX_1 quanto TX_2 foram realizados em amostras remoldadas. Importa salientar, adicionalmente, que estes ensaios foram conduzidos em câmaras triaxiais convencionais, sendo os únicos da presente dissertação a utilizar esta configuração experimental. Esta limitação implicou que a medição das ondas de corte foi possível apenas na direção vertical, restringindo, assim, a avaliação direta do módulo de rigidez a esta orientação. Os parâmetros obtidos para os ensaios TX_1 e TX_2 estão detalhados novamente na Tabela 16.

Tabela 16 - Parâmetros de rigidez dos ensaios TX_1 e TX_2

Amostra	p' (G_{vh})		P' (G_{hh})		σ'_v (G_{vh})		σ'_h (G_{hh})	
	A	n	A	n	S_v	n_v	S_h	n_h
TX_1 – Carga isotrópica	2.66	0.66	-	-	2.66	0.66	-	-
TX_2 – Carga isotrópica/anisotrópica	4.25	0.56	-	-	4.98	0.49	-	-

É de salientar que os valores de TX_1 para G_{vh}/p' e G_{vh}/σ'_v são iguais devido à tensão puramente isotrópica imposta durante a fase de consolidação. Nestas condições, a tensão efetiva média, p' , e a tensão efetiva vertical, σ'_v , coincidem, justificando os mesmos valores dos parâmetros extraídos das regressões exponenciais para ambas as relações.

Como já previamente mencionado, as amostras remoldadas não contém a estrutura natural dos solos residuais, fator este refletido, de forma evidente, pelos baixos valores do parâmetro A observados nestes ensaios. No entanto, observa-se que o valor do parâmetro A obtido para o ensaio TX_2 é praticamente o dobro do correspondente em TX_1, indicando que a rigidez inicial da amostra remoldada submetida a uma trajetória de consolidação combinada (isotrópica/anisotrópica) é significativamente superior àquela verificada sob consolidação puramente isotrópica, mesmo quando considerada a diferença de tensões impostas máximas, onde TX_1 teve $p'=70\text{kPa}$ e TX_2 teve $p'=66.7\text{kPa}$, revelando influencia do histórico de tensões imposto recentemente.

Por outro lado, o menor valor do expoente n em TX_2, comparativamente ao obtido em TX_1, pode ser atribuído à maior rigidez conferida pelas condições específicas de consolidação, aliada à tensão anisotrópica induzida durante o ensaio. Este resultado sugere que, embora a amostra apresente uma rigidez superior sob consolidação mista, a taxa de incremento da rigidez com o aumento da tensão efetiva é menos acentuada, possivelmente devido à maior rigidez induzida durante a fase de consolidação anisotrópica presente no ensaio.

Embora ambos os ensaios, TX_2 e SP_1, tenham também sido realizados com amostras remoldadas — portanto sem a estrutura natural do solo residual —, a trajetória e o estado de tensão aplicados foram distintos, refletindo-se de forma clara nos valores dos coeficientes das equações. Os parâmetros obtidos nos ensaios TX_2 e SP_1 estão representados na Tabela 17.

Convém salientar que, embora o ensaio SP_1 tenha registado uma fuga seguida da abertura da câmara triaxial, os valores obtidos após esse incidente não foram considerados, de forma a assegurar a máxima fiabilidade dos resultados.

Tabela 17 - Parâmetros de rigidez dos ensaios TX_2 e SP_1

Amostra	$p' (G_{vh})$		$P' (G_{hh})$		$\sigma'_v (G_{vh})$		$\sigma'_h (G_{hh})$	
	A	n	A	n	S_v	n_v	S_h	n_h
TX_2 – Carga isotrópica/anisotrópica	4.25	0.56	-	-	4.98	0.49	-	-
SP_1 – Carga anisotrópica	6.32	0.52	6.18	0.48	4.83	0.54	4.83	0.49

Comparando estas amostras, pode-se afirmar que o ensaio SP_1 apresenta valores mais elevados do parâmetro A, o que indica uma rigidez inicial maior em relação ao ensaio TX_2 com o aumento da tensão efetiva média. No entanto, ao analisar a rigidez em função da tensão efetiva vertical σ'_v observa-se que os valores do parâmetro S_v são bastante semelhantes entre os dois ensaios. Essa diferença sugere uma possível influência do comportamento anisotrópico puro na consolidação, característico do ensaio SP_1, em contraste com um comportamento combinado, misto entre isotrópico e anisotrópico, observado no ensaio TX_2. Em outras palavras, a maior sensibilidade da rigidez (parâmetro n_v) ao longo da σ'_v no SP_1 pode refletir o efeito predominante da anisotropia induzida pelas condições específicas de carregamento aplicadas, enquanto o TX_2 apresenta um comportamento mais equilibrado entre isotropia e anisotropia.

Por outro lado, ao analisar exclusivamente o ensaio SP_1, observa-se que o parâmetro S é semelhante em ambas as direções, o que indica uma rigidez inicial próxima. Contudo, o parâmetro n apresenta um valor maior na direção vertical (n_v), sugerindo que, apesar da rigidez inicial ser comparável, a rigidez na direção vertical aumenta mais rapidamente do que na direção horizontal (n_h) à medida que a tensão efetiva cresce. Este comportamento reforça a hipótese da existência de anisotropia induzida, uma vez que o carregamento aplicado no ensaio foi puramente anisotrópico, o que altera o desenvolvimento da rigidez de forma distinta nas direções vertical e horizontal.

5.2.2. PARÂMETROS DE RIGIDEZ DOS ENSAIOS SP_2 E SP_3

Os ensaios SP_2 e SP_3 foram realizados na câmara triaxial Stress Path, permitindo a medição do tempo das ondas de corte em ambas as direções (vertical e horizontal). Além disso, ambos os ensaios utilizaram amostras naturais intactas. Na Tabela 18 estão demonstrados os parâmetros de rigidez obtidos nestes ensaios.

Tabela 18 - Parâmetros de rigidez das amostras SP_2 e SP_3

Amostra	p' (G_{vh})		p' (G_{hh})		σ'_v (G_{vh})		σ'_h (G_{hh})	
	A	n	A	n	S_v	n_v	S_h	n_h
SP_2 – Carga Anisotrópica	8.99	0.54	9.57	0.47	19.86	0.39	15.72	0.38
SP_2 – Carga/Descarga Isotrópica					5.83	0.57	9.42	0.49
SP_3 – Carga Isotrópica	10.60	0.44	10.06	0.34	8.83	0.47	7.10	0.41
SP_3 – Descarga Isotrópica					18.31	0.31	15.81	0.27

Relativamente ao ensaio SP_3, é importante salientar que, em concordância com o procedimento realizado no ensaio SP_1, todos os valores obtidos após a fuga no *bender element* e após a rutura da membrana, e com as consequentes aberturas da câmara triaxial *Stress Path*, não foram contabilizados para esta análise.

Analisando a rigidez em relação à tensão efetiva média, observa-se que o ensaio SP_3 apresenta um valor do parâmetro A superior ao do ensaio SP_2, indicando uma magnitude de rigidez maior possivelmente devido às maiores tensões atingidas ao longo do ensaio. Em contrapartida, o parâmetro n é maior no ensaio SP_2, o que revela uma maior sensibilidade da rigidez ao aumento da tensão efetiva nesta amostra. Essa maior sensibilidade pode ser atribuída à natureza anisotrópica do estado de tensão aplicado no ensaio SP_2, evidenciando a presença de anisotropia induzida no solo.

Analisando o ensaio SP_2 para a direção da tensão vertical efetiva, σ'_v , observa-se que o parâmetro A, associado à rigidez inicial, é maior na direção vertical, S_v , em comparação com a direção horizontal S_h . Além disso, o expoente n_v , que representa a sensibilidade da rigidez à variação da tensão efetiva na direção vertical, também é superior ao correspondente na direção horizontal. Este comportamento indica que, no carregamento anisotrópico, o solo apresenta maior rigidez inicial verticalmente e, simultaneamente, a rigidez nessa direção responde de forma mais sensível às alterações da tensão efetiva. Em outras palavras, a rigidez no sentido vertical não só parte de um valor mais elevado, como também varia mais rapidamente com o incremento das tensões, o que pode ser um reflexo misto de anisotropia induzida e inerente.

Por sua vez, na direção da tensão horizontal efetiva, σ'_h , observa-se que o parâmetro S_h assume valores significativamente mais elevados na direção horizontal. No entanto, o expoente n_h é inferior, o que indica que, apesar da rigidez inicial ser maior na horizontal, a sensibilidade da rigidez a incrementos adicionais de tensão efetiva é menor nessa direção. Este comportamento sugere que, no plano horizontal, a estrutura interna do solo já está bastante consolidada, provavelmente devido à ação de processos de deposição ou ao próprio histórico de tensões a que a amostra foi submetida. Como consequência, variações adicionais de tensão horizontal produzem aumentos relativamente pequenos na rigidez, em contraste com a direção vertical, onde a estrutura apresenta maior propensão a ajustar-se e, por isso, a rigidez evolui de forma mais sensível à tensão.

No ensaio SP_3, embora o carregamento e a descarga tenham sido realizados sob condições de tensão efetiva isotrópicas, verifica-se que o solo mantém uma rigidez superior na direção vertical, manifestada por valores mais elevados dos parâmetros S e n . Por outras palavras, mesmo quando submetido a tensões isotrópicas, o solo não responde de forma isotrópica, evidenciando que as propriedades mecânicas são dependentes da direção devido à sua anisotropia estrutural natural, ou seja, a anisotropia inerente que resulta do seu processo de formação.

É importante destacar que, durante a fase de descarga, o parâmetro S apresenta valores superiores em comparação à fase de carregamento, enquanto o parâmetro n , associado à sensibilidade da rigidez às variações da tensão efetiva, tende a ser menor. Este comportamento indica que, após o ciclo de carregamento seguido de descarga e com consequente aumento da rigidez, que a rigidez do solo se torna menos sensível a incrementos de tensão efetiva, sugerindo um comportamento plástico do solo.

Este comportamento é característico de solos naturais intactos ou com preservação estrutural, como os solos residuais, e tem sido amplamente documentado em ensaios triaxiais que contemplam ciclos de carga e descarga. A combinação do aumento do parâmetro S com a diminuição do parâmetro n evidencia a adaptação e a maior resistência do solo após a trajetória de tensão complexa.

Quando comparados os ensaios, é destacada a diferença no estado de tensão durante o carregamento. No ensaio SP_2, realizado sob condições de carregamento anisotrópico, observa-se que o parâmetro A assume valores maiores, enquanto o parâmetro n apresenta valores inferiores comparativamente com SP_3. Esse comportamento indica que, sob carga anisotrópica, a rigidez do solo parte de um valor elevado, refletindo a influência de anisotropia induzida pelo próprio carregamento.

5.2.3. COMPARAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RIGIDEZ DOS ENSAIOS TX_1, TX_2 E SP_1 COM SP_2 E SP_3

Os ensaios TX_1, TX_2 e SP_1 correspondem todos a ensaios realizados com recurso a amostras remoldadas, enquanto os ensaios SP_2 e SP_3 foram realizados com recurso a amostras naturais intactas.

Após a análise comparativa dos parâmetros A , S e n entre os dois grupos de amostras, torna-se evidente a significativa diferença observada nos parâmetros A e S . Esses parâmetros, que representam a magnitude da rigidez das amostras, indicam que as amostras naturais intactas apresentam uma rigidez substancialmente maior ao longo dos ensaios, em comparação com as amostras remoldadas. Essa maior rigidez pode ser atribuída à preservação da estrutura interna natural nas amostras intactas, incluindo a anisotropia inerente. Em contraste, as amostras remoldadas, que não contêm estrutura natural, não apresentam estas características, resultando em rigidez inicial mais baixa, mas com um parâmetro n maior demonstrando assim que as amostras remoldadas apresentam também uma menor capacidade de deformação elástica.

Viana da Fonseca e Topa Gomes (2010) realçam que a anisotropia inerente deve ser entendida como um atributo fundamental do solo residual, originada no seu processo de formação natural, que influencia diretamente o seu comportamento mecânico dinâmico e estático. Essa anisotropia estruturada é um fator essencial para a correta caracterização e modelação do solo em análises geotécnicas, sendo evidente na variabilidade dos parâmetros de rigidez e na resposta dependente da direção da tensão, validando a existência de anisotropia inerente na amostra em análise.

5.2.4. GRAU DE ANISOTROPIA

Após terem sido calculados os módulos de distorção para cada orientação, vertical e horizontal respetivamente é possível calcular o grau de anisotropia, $\alpha = \frac{G_{vh}}{G_{hh}}$. Nos ensaios TX_1 e TX_2 não foi possível realizar a medição do tempo de propagação das ondas de corte na direção horizontal. Consequentemente, não foi possível determinar o módulo de distorção horizontal, G_{hh} , para esses ensaios. Dessa forma, o grau de anisotropia α , também não pôde ser calculado nestes casos.

Na Figura 70 é apresentado o grau de anisotropia presente ao longo do ensaio SP_1.

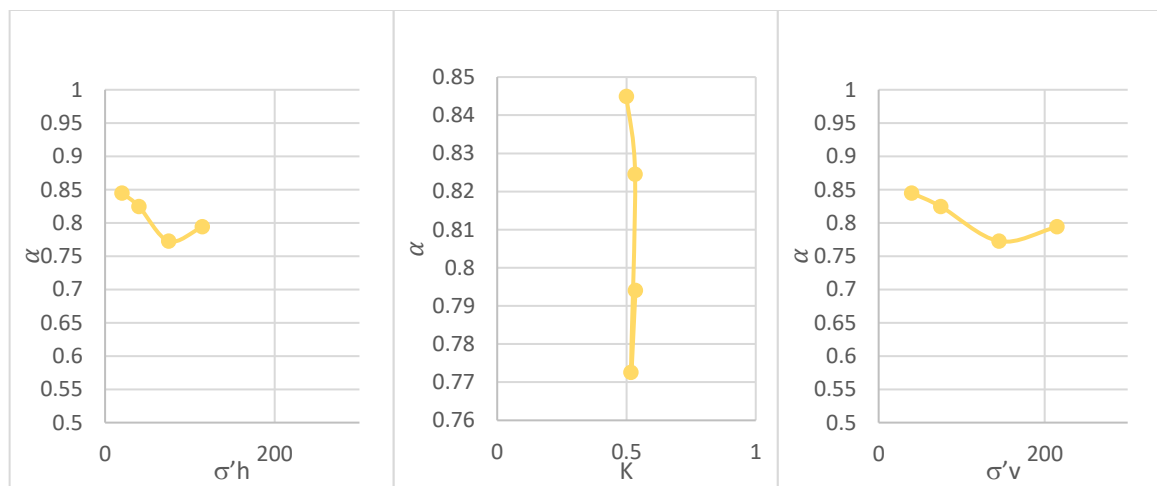


Figura 70 - Grau de anisotropia no ensaio SP_1

Para o ensaio SP_1, o grau de anisotropia, α , variou sensivelmente entre os valores de 0.85 e 0.77 para $K=0.5$ com uma média de 0.80. Logo, a rigidez média ao longo do ensaio foi 20% maior na direção vertical em relação à direção horizontal.

Na Figura 71 é demonstrado grau de anisotropia presente ao longo do ensaio SP_2.

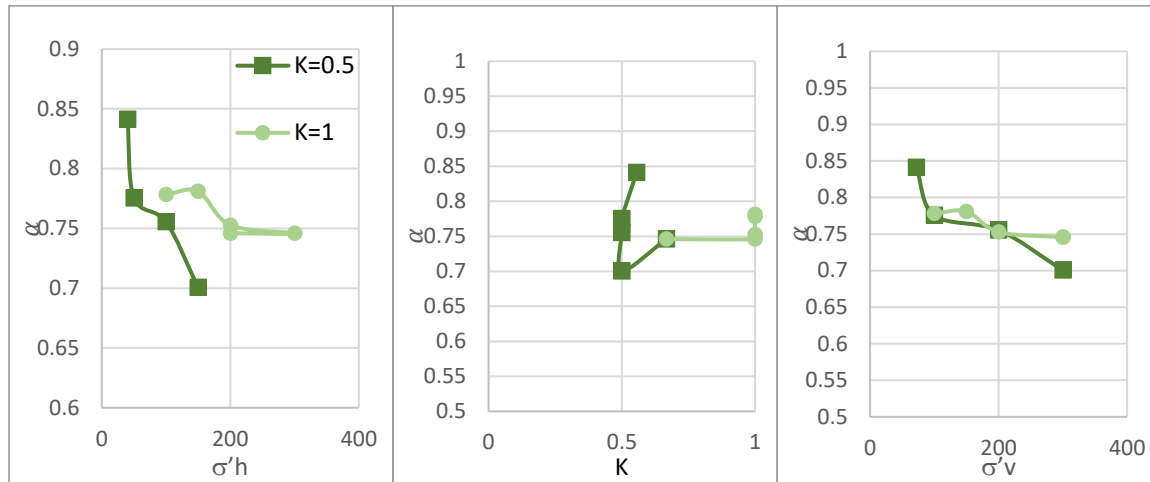


Figura 71 - Grau de anisotropia no ensaio SP_2

Para o ensaio SP_2, o grau de anisotropia, α , variou sensivelmente entre os valores de 0.85 e 0.70 para $K=0.5$ tendo depois estabilizado em 0.75 em $K=1$. Logo, a rigidez média ao longo do ensaio foi 25% maior na direção vertical em relação à direção horizontal.

Na Figura 72 é demonstrado grau de anisotropia presente ao longo do ensaio SP_3.

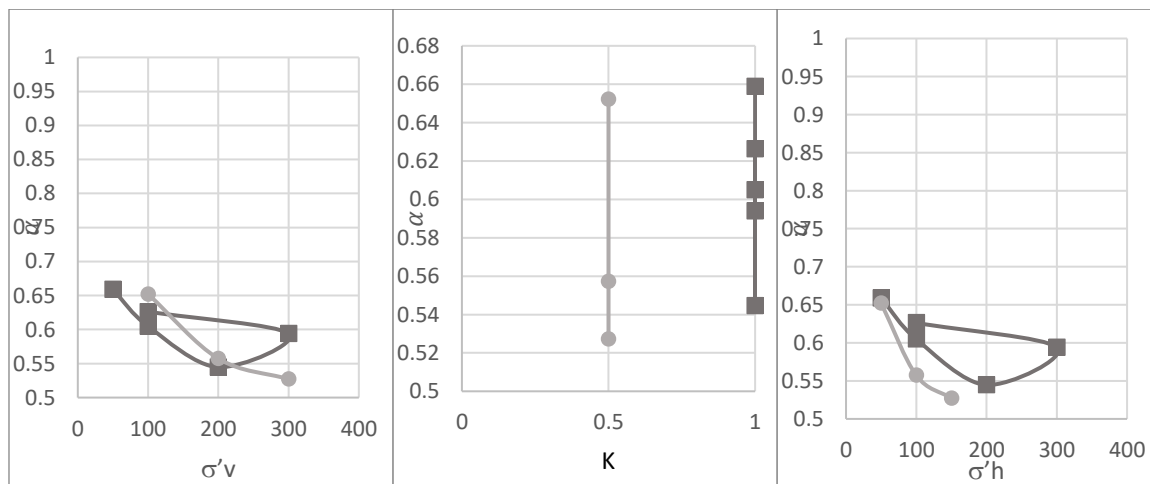


Figura 72 - Grau de anisotropia no ensaio SP_3

Para o ensaio SP_3, o grau de anisotropia, α , variou sensivelmente entre os valores de 0.65 e 0.53 para $K=0.5$ e, variou sensivelmente entre 0.66 e 0.54 para $K=1$ com uma média de 0.58 ao longo do ensaio. Logo, a rigidez média ao longo do ensaio foi sensivelmente 40% maior na direção vertical em relação à direção horizontal.

Na Figura 73 é demonstrado o grau de anisotropia, α , em relação à tensão efetiva média, p' , para os ensaios SP_1, SP_2 e SP_3.

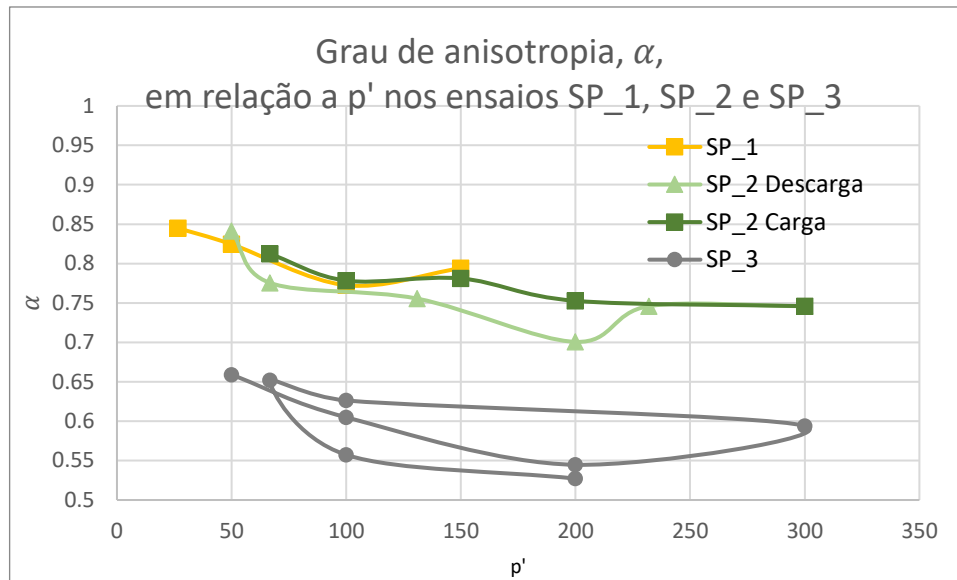


Figura 73 - Grau de anisotropia, α , em relação a p' nos ensaios SP_1 (amarelo), SP_2 (verde) e SP_3 (cinza)

Ao comparar o ensaio SP_3 com os demais ensaios, destaca-se a notória anisotropia presente na rigidez, que apresenta, em média, um valor cerca de 20% superior aos outros testes. A análise torna-se ainda mais relevante quando se considera que o carregamento no ensaio SP_3 foi realizado sob um estado de tensão isotrópico, diferentemente dos dois outros ensaios, que foram submetidos a carregamentos anisotrópicos. Este resultado pode, por um lado, evidenciar a presença de anisotropia de rigidez inerente no solo residual do Porto, indicando que mesmo na ausência de tensões anisotrópicas externas o solo mantém comportamentos mecânicos anisotrópicos.

Para compreender melhor as discrepâncias observadas no grau de anisotropia entre o ensaio SP_3 e os demais ensaios, recorreremos à análise das curvas granulométricas das amostras estudadas. Nessa análise, é evidente a diferenciação da amostra utilizada no ensaio SP_3, (amostra intacta 2), em relação às demais. Embora a amostra intacta 2 apresente uma granulometria extensa, semelhante às outras amostras, ela é caracterizada por uma má graduação, isto é, uma distribuição deficiente das partículas ao longo dos diferentes tamanhos. Essa má graduação resulta em uma estrutura mais heterogênea e desorganizada, o que pode contribuir para uma maior anisotropia mecânica e estrutural. Tal comportamento pode decorrer da incapacidade das partículas de estabelecerem uma redução do índice de vazios uniforme, produzindo variações significativas nas propriedades físicas e mecânicas do solo conforme a direção analisada.

Esta conclusão é apoiada por Lambert e Mitchell (1988), que por sua vez indicam que uma amostra com uma curva granulométrica mal graduada, tem por sua vez, uma estrutura mais heterogênea que pode contribuir fortemente para uma anisotropia mecânica e física do material. Lambert e Mitchell (1988) justificam ainda que a falta de uma distribuição extensa e bem graduada impede a existência uniformidade no solo, resultando em propriedades anisotrópicas.

Ao comparar os ensaios SP_1 e SP_2, ambos submetidos a carregamentos anisotrópicos, observa-se uma notória sobreposição das curvas α/p' . Esse comportamento indica uma resposta similar em termos de rigidez relativa em função da tensão efetiva média, p' , apesar das diferenças na natureza das amostras, sendo uma remoldada e a outra natural intacta. Esta sobreposição sugere que, sob as condições específicas de carregamento e preparação das amostras, a influência do estado natural do solo pode se manifestar menos acentuadamente na curva α/p' do que o esperado, podendo refletir semelhanças nos mecanismos de deformação controladores da anisotropia de rigidez em ambos os casos.

5.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DA MEDIÇÃO DA PERMEABILIDADE

O comportamento observado, resumido na **Error! Reference source not found.**, nas amostras naturais pode ser sintetizado por meio do coeficiente de permeabilidade, k , medido em dois patamares distintos de tensão efetiva média, p' . O valor apresentado para k corresponde ao estágio no qual este parâmetro atingiu estabilização durante o ensaio, refletindo a condição de fluxo constante e consolidado do solo sob as tensões aplicadas.

Tabela 19 - Resultados da medição da permeabilidade nas amostras naturais intactas

Ensaio	p' [kPa]	k [m/s]
SP_2	50	$2 \cdot 10^{-6}$
SP_2	150	$7 \cdot 10^{-7}$
SP_3	50	$5 \cdot 10^{-6}$
SP_3	100	$2.5 \cdot 10^{-6}$

No ensaio SP_2, observa-se um coeficiente de permeabilidade inicial inferior, o que indica a presença de um índice de vazios reduzido na amostra analisada. Além disto, a variação menos acentuada do coeficiente de permeabilidade no ensaio SP_3 em resposta ao aumento da tensão efetiva média sugere que o material apresenta um índice de vazios próximo ao índice de vazios mínimo. Na Figura 74 está representada a variação do coeficiente de permeabilidade.

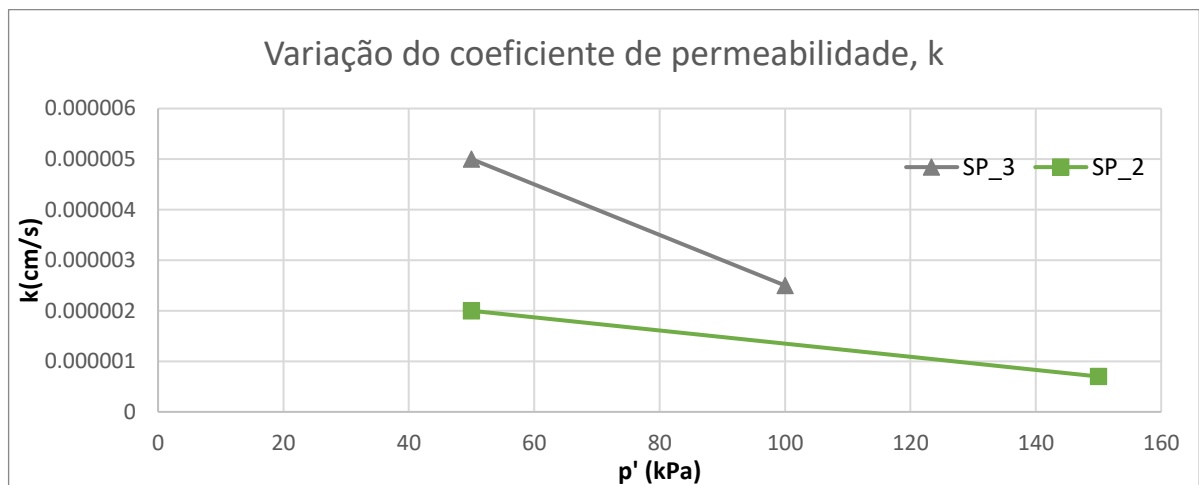


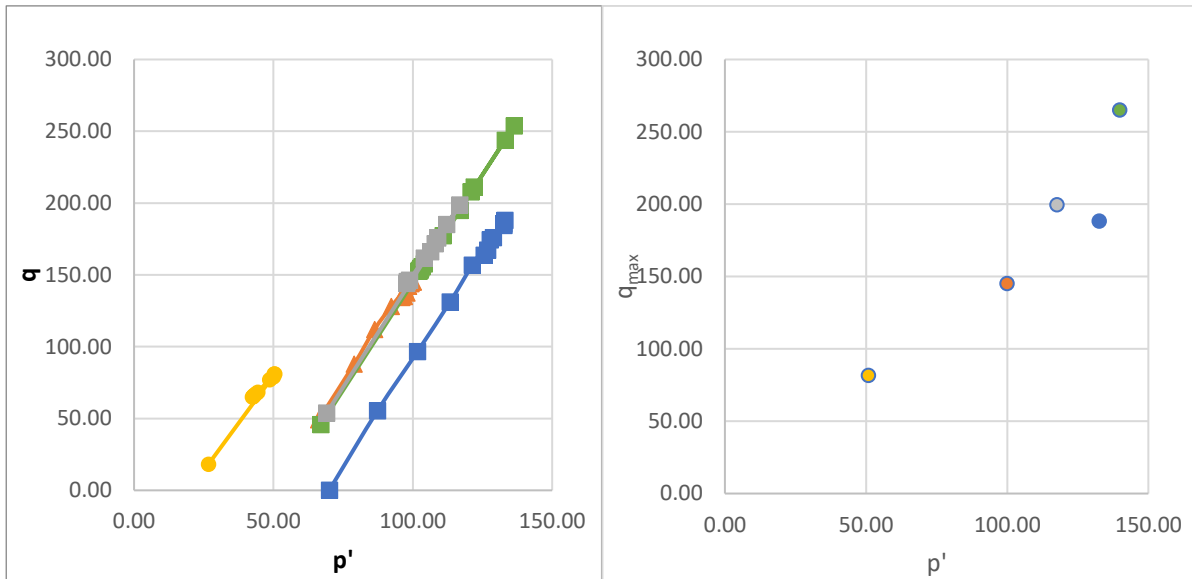
Figura 74 - Variação do coeficiente de permeabilidade nas amostras naturais intactas (ensaios SP_2 e SP_3)

Segundo Viana da Fonseca (1996), a permeabilidade e o correspondente coeficiente de permeabilidade, k , apresentam forte dependência em relação à curva granulométrica do solo. Solos mal graduados, devido à distribuição restrita de tamanhos de partículas e à maior prevalência de vazios não preenchidos, revelam geralmente condutividades hidráulicas mais elevadas e demonstram uma sensibilidade acrescida às tensões impostas, já que a compactação dos seus vazios pode provocar variações significativas no valor de k .

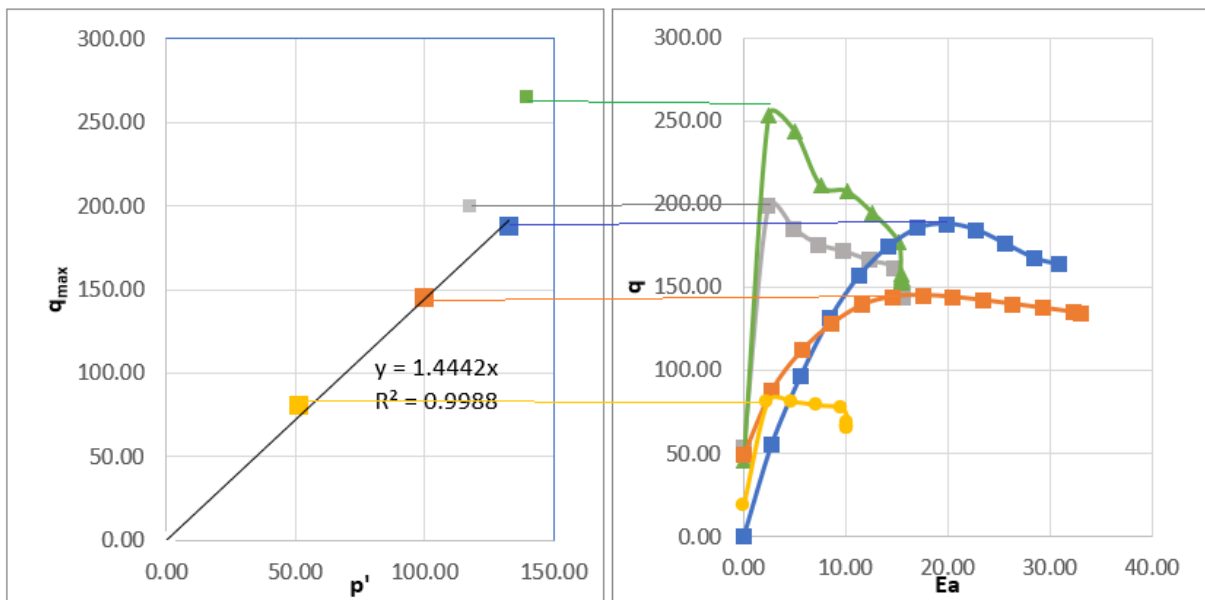
A estrutura anisotrópica inerente no solo residual do Porto é caracterizada pela orientação preferencial das partículas e planos de foliação que promovem a variação da rigidez conforme a direção de solicitação. A permeabilidade não está isenta da influência da estrutura natural do solo, visto que esta afeta diretamente a distribuição, o tamanho e a conectividade dos vazios, condicionando os caminhos de circulação da água e o valor do coeficiente de permeabilidade.

5.4. ANÁLISE DE RESULTADOS NO CORTE ESTÁTICO

Com base nos registos arrecadados durante o ensaio, bem como nas folhas de cálculo associadas a cada teste, foi possível determinar a relação entre a tensão de desvio, q , e a tensão efetiva média, p' , apresentada na Figura 75.



A relação entre a tensão de desvio, q , e a tensão efetiva média, p' , é de fundamental importância, pois possibilita a identificação clara da resistência do solo. Este parâmetro é também essencial para a determinação do ângulo de atrito e a coesão. Na Figura 76 está representada a relação entre os gráficos $q_{\max}/p'$ e q/Ea .



A partir da análise da Figura 76, é possível observar que os resultados dos ensaios realizados em amostras remoldadas apresentam uma regressão linear, comportamento esperado dado que todas as

amostras derivam do mesmo solo, com o mesmo método de preparação. Por outro lado, as duas amostras naturais intactas revelam uma resistência máxima superior, revelando que esta maior resistência provém da sua estrutura original preservada, por outras palavras, este desempenho indica que a estrutura natural presente nas amostras intactas lhes confere uma maior resistência ao corte, enquanto as amostras remoldadas, desprovidas dessa estrutura, evidenciam uma resistência mais baixa.

Com a regressão linear obtida a partir dos resultados dos três ensaios realizados com a amostra remoldada, torna-se possível determinar o ângulo de atrito efetivo desta amostra utilizando o critério de Mohr-Coulomb e admitindo coesão nula (com interseção na origem). Para este caso, emprega-se a seguinte expressão que relaciona a inclinação (M) da regressão no gráfico $q_{\max}/p'$ ao ângulo de atrito:

$$\frac{q_{\max}}{p'} = M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (4.1)$$

No caso das amostras naturais intactas, o ângulo de atrito efetivo foi igualmente determinado, adotando-se também uma coesão nula ($c' = 0$).

Na Tabela 20 estão demonstrados os resultados do cálculo do ângulo de atrito efetivo para cada amostra.

Tabela 20 - Ângulo de atrito efetivo para cada amostra

Ensaio	M	ϕ' [°]
TX_1, TX_2 e SP_1	1.44	35.5
SP_2	1.89	46
SP_3	1.70	41.5

O ângulo de atrito efetivo da amostra remoldada é de aproximadamente 35,5° valor em concordância com a análise da curva granulométrica. Deve-se destacar que a consideração conservativa de uma coesão nula ($c' = 0$, ou com interseção na origem) contribui para uma abordagem segura na estimativa do ângulo de atrito efetivo.

As amostras naturais intactas apresentam valores do ângulo de atrito efetivo de 41,5° e 46°, o que indica que a resistência das amostras naturais evidencia uma estrutura ou fábrica natural vincada, que se distingue claramente da condição remoldada.

Esses valores encontram respaldo nas observações de Viana da Fonseca (1996), que aponta que os ângulos de atrito efetivo de pico para solos residuais graníticos do Porto situam-se normalmente na faixa de 40° a 42° para amostras naturais e entre 35° e 40° para amostras remoldadas. Tais intervalos estão em consonância com os resultados obtidos nesta dissertação, reforçando a sua representatividade e validade.

Torna-se, assim, evidente que o valor do ângulo de atrito efetivo estimado para a amostra natural referente ao ensaio SP_2 pode ser excessivamente elevado. Este valor provavelmente está associado à presença de uma componente coesiva não avaliada, uma vez que a determinação precisa da coesão requer a realização de, pelo menos, três ensaios com amostras idênticas submetidas a diferentes níveis de tensão para possibilitar o traçado adequado.

Adicionalmente, conforme destacado por Viana da Fonseca (1996), os solos residuais graníticos do Porto tendem a apresentar ângulos de atrito superiores aos típicos de solos sedimentares, devido à sua textura, estrutura e composição mineralógica. Para fins de projeto geotécnico seguro, é usual adotar a coesão nula e utilizar valores de ângulo de atrito dentro desses intervalos para o dimensionamento de fundações diretas, estabilização de taludes e outras infraestruturas na região do Porto.

6.

CONCLUSÃO E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

6.1. CONCLUSÕES

A presente dissertação tem como objetivo principal a avaliação da anisotropia de rigidez nos solos residuais da região do Porto. Para isso, realizou-se inicialmente um levantamento e análise do estado da arte, abordando não somente os fundamentos teóricos relacionados com a rigidez, anisotropia e propagação de ondas sísmicas, mas também as características específicas dos solos residuais e, depois com mais detalhe, os solos residuais de granito do Porto, reconhecido pelas suas particularidades geotécnicas e mineralógicas.

Foi desenvolvido um programa experimental detalhado, que compreendeu a seleção das técnicas e metodologias mais adequadas para a caracterização desses solos. Além disso, esta dissertação apresenta uma análise crítica e detalhada dos resultados obtidos, promovendo uma discussão que visa não apenas aprofundar o tema investigado, mas também expor, de forma transparente, o processo de raciocínio e investigação adotado ao longo da dissertação.

Relativamente aos resultados obtidos, constatou-se a presença de anisotropia nos diferentes estados de tensão, inclusive sob condições de carregamento isotrópico, o que evidencia a existência de anisotropia inerente no solo. Além disso, em ensaios realizados sob carregamentos anisotrópicos, também foi identificada a anisotropia induzida, demonstrando que o comportamento anisotrópico do solo pode ser tanto uma característica natural quanto ser desenvolvida ou ampliada em função das condições de carregamento aplicadas.

Foi também reconhecido que a anisotropia depende de diversas características físicas do solo, tais como a compressibilidade, a coesão, o tamanho e a distribuição granulométrica. Propriedades que podem influenciar a forma de como as partículas se organizam e interagem, especialmente nos solos naturais onde a estrutura inerente e a estratificação estão presentes.

6.2. FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

Com o objetivo de aprofundar e complementar a análise realizada nesta dissertação, recomenda-se a execução de um número maior de ensaios laboratoriais. Já se constatou que, mesmo entre amostras provenientes do mesmo campo experimental, podem existir variações significativas nas suas características, sendo, por isso, fundamental aumentar o volume de dados experimentais para representar de forma mais fidedigna a realidade do solo residual de granito do Porto.

Adicionalmente, a realização de ensaios em amostras submetidas a condições de tensão idênticas permitirá comparar de forma mais rigorosa a influência de determinados parâmetros e características

específicas. Dessa forma, será possível obter resultados mais robustos e consistentes, contribuindo para uma melhor compreensão dos fatores que condicionam o comportamento mecanicamente anisotrópico.

No ensaio SP_3, o objetivo incluía a avaliação do comportamento do solo sob uma componente de extensão. Contudo, devido a desafios específicos de execução, essa etapa não pôde ser realizada. Dessa forma, torna-se relevante recomendar o desenvolvimento de estudos futuros focados na componente de extensão, de modo a aprofundar os conhecimentos dos efeitos desta componente na anisotropia do solo.

Finalmente, a caracterização da anisotropia de rigidez neste solo poderia também ser enriquecida pela realização de um leque mais variado de ensaios laboratoriais, como ensaios triaxiais cíclicos, ou de corte direto e até complementar com ensaios *in situ*. A inclusão de ensaios com diferentes modos de solicitação permitiria avaliar de forma mais abrangente o comportamento do solo sob variadas condições de carregamento, nomeadamente em situações dinâmicas ou de carregamento repetido, que reproduzem de modo mais fiel as solicitações reais a que os solos podem estar sujeitos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Atkinson, J. H. (2000). 40th Rankine Lecture: Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique*, 50(5), 487–508.
- Atkinson, J. H., & Evans, J. S. (1985). The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus – Discussion. *Géotechnique*, 35(3), 378–382
- Atkinson, J. H., & Sallfors, G. (1991). *Experimental determination of soil properties*. General Report to the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Vol. 3, pp. 915-956.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. *Rock Mechanics*, 6(4), 189-236.
- Bieniawski, Z. T. (1976). *Rock mass classifications in rock engineering*. In *Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering* (pp. 97-106). A. A. Balkema, Rotterdam.
- Blatt, H., Tracy, R. J., & Owens, B. E. (2006). *Petrology: Igneous, Sedimentary, and Metamorphic* (3rd ed.). W.H. Freeman and Company, New York
- Burland, J. B. (1989). "Small is beautiful"—the stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(4), 499-516.
- Burland, J. B., & Wroth, C. P. (1975). *Compressive strain and volume change in soil mechanics* (Report CP33/75). Building Research Establishment, UK.
- Burland, J. B., Simpson, B., & St John, H. D. (1979). *Movements around excavations in London Clay*. In M. J. Geddes & R. Japp (Eds.), *Design Parameters in Geotechnical Engineering: Proceedings of the Conference held at Imperial College, London, 5–7 September 1979* (pp. 71–104). London: Institution of Civil Engineers.
- Casagrande, A., & Carrillo, N. (1944). "Shear Failure of Anisotropic Materials." *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 31, 74–87.
- Chang, I., Im, J., & Cho, G.C. (2011). *Strengthening of Korean residual soil with β -1,3/1,6-glucan biopolymer*. *Construction and Building Materials*, 25(2), 799–806.
- Cole, K. W., & Burland, J. B. (1972). *Observations of retaining wall movements associated with a large excavation*. In *Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Madrid, vol. 1, pp. 445–453
- Collins, R. (1985). *Towards characterisation of tropical soil microstructure*. In: *Proceedings of the 1st International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils*, pp. 327-336.
- Crampin, S. (1981). *A review of wave motion in anisotropic and cracked elastic-media*. *Wave Motion*, 3(4), 343–391.

- Deere, D. U., & Patton, F. D. (1971). *Slope Stability in Residual Soils*. In Proceedings of the Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (pp. 87–170). American Society of Civil Engineers, New York.
- Dyvik, R., & Madshus, C. (1985). *Lab measurements of G_{max} using bender elements*. In V. Khosla (Ed.), *Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions* (pp. 186–196). Proceedings of the ASCE Annual Convention, Detroit.
- Elmore, W. C., & Heald, M. A. (1969). *Physics of Waves*. McGraw-Hill, New York.
- Ferreira, C. (2009). *The use of seismic wave velocities in the measurement of stiffness of a residual soil*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Universidade do Porto, Porto.
- Georgiannou, V. N., Hight, D. W., & Burland, J. B. (1991). *Undrained behaviour of natural and model clayey sands*. *Géotechnique*, 41(3), 383–393.
- Hardin, B. O. (1978). *The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils*. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, California, Vol. 1, pp. 3–90.
- Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). *Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98(SM7), 667–692.
- Hight, D. W. (1998). *Soil characterisation: the importance of structure and anisotropy*. 38th Rankine Lecture. *Géotechnique*, 48(4), 353–392.
- Hooper, J. A. (1974). *Review of behaviour of piled raft foundation on London Clay*. Report No. 83, Londres: CIRIA.
- Hoque, E., & Tatsuoka, F. (1998). *Anisotropy in elastic deformation of granular materials*. *Soils and Foundations*, 38(1), 163–179.
- Jardine, R. J., & Bond, A. J. (1995). *Shaft capacity of displacement piles in a high OCR clay*. *Géotechnique*, 45(4), 573–592.
- Jardine, R. J., Potts, D. M., Fourie, A. B., & Burland, J. B. (1999). *Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction*. *Geotechnique*, 39(3), 355–482.
- Jovicic, V., & Coop, M. R. (1997). *Stiffness of coarse-grained soils at small strains*. *Géotechnique*, 47(3), 545–56.
- Jovicic, V., Coop, M. R., & Simic, M. (1996). *Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests*. *Géotechnique*, 46(2), 357–362.
- Kondner, R. L. (1963). *Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 89(SM1), 115–143.
- Kuwano, R., & Jardine, R. J. (2002). *On measuring creep behaviour in granular materials through triaxial testing*. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), 1061–1074.
- Lade, P. V. (2008). *Failure criterion for cross-anisotropic soils*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(1), 117–124.
- Lambert, S. B., & Mitchell, J. K. (1988). "Effect of particle-size distribution on soil anisotropy." *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(4), 383–396.

- Lings, M. L., & Greening, P. D. (2001). *A novel bender/extender element for soil testing*. *Géotechnique*, 51(8), 713–717.
- Lings, M. L., Pennington, D. S., & Nash, D. F. T. (2000). *Inherent anisotropic stiffness of decomposed tuff and alluvium*. In: Geotechnical Control Office, Civil Engineering Department, Hong Kong Government.
- Love, A. E. H. (1927). *A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity* (4th ed.). Cambridge University Press, Cambridge.
- Matos Fernandes, Manuel de. (2006). *Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais*, Vol. 1. Porto: FEUP Edições. ISBN: 9727520863.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior* (3rd ed.). John Wiley & Sons, New York.
- Ng, C. W. W., Wang, L., & Zhou, C. (2004). *Preliminary laboratory study of anisotropic stiffness of a natural weathered geomaterial*. In: Proceedings of the International Symposium on Engineering Geology and the Environment, pp. 1007–1013.
- Oda, M. (1993). *Inherent and induced anisotropy in plasticity theory of granular soils*. *Mechanics of Materials*, 16(1-2), 119–131.
- Pennington, D. S. (1999). *The anisotropic small strain stiffness of Cambridge Gault clay*. Ph.D. thesis, University of Bristol.
- Pickering, D. J. (1970). *Anisotropic elastic parameters for soil*. *Géotechnique*, 20(3), 271–276.
- Shirkavand, D., & Fakharian, K. (2022). *A comparison of shear modulus of unsaturated sand in triaxial and simple shear tests under different strains and suctions*.
- Tatsuoka, F., & Kohata, Y. (1995). *Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications*. In: Pre-failure Deformation of Geomaterials (Shibuya, Mitachi & Miura, eds), Balkema, Rotterdam, Vol. 2, pp. 947–1063.
- Tatsuoka, F., & Shibuya, S. (1992). *Deformation characteristics of soils and soft rocks under monotonic and cyclic loads*. *Soils and Foundations*, 32(2), 29–48.
- Tatsuoka, F., Tateyama, M., Uchimura, T., & Koseki, J. (1997). *Geosynthetic-reinforced soil retaining walls as important permanent structures*. *Geosynthetics International*, 4(2), 81–136.
- Telford, W. M., Geldart, L. P., Sheriff, R. E., & Keys, D. A. (1990). *Applied Geophysics* (2nd ed.). Cambridge University Press, Cambridge.
- Timoshenko, S. P., & Goodier, J. N. (1970). *Theory of Elasticity* (3rd ed.). McGraw-Hill, New York.
- Townsend, F. C. (1985). *Geotechnical Characteristics of Residual Soils*. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(1), 77-94.
- Viana da Fonseca, A. (1988). *Caracterização Geotécnica de um Solo Residual do Granito da Região do Porto (Dissertação de Mestrado)*. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios de dimensionamento de fundações directas*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto.

- Viana da Fonseca, A. (2003). *Characterising and deriving engineering properties of a saprolitic soil from granite in Porto*. In: Leroueil, S., Phoon, K. K., Tan, T. S., & Hight, D. W. (Eds.), *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Vol. 2, pp. 1341–1378. Balkema.
- Viana da Fonseca, A., & Coutinho, R. Q. (2008). *Characterization of Residual Soils*. Keynote Lecture, Proceedings of the 3rd International Conference on Site Characterization (ISC'3), Taipei, Taiwan. Balkema, Taylor & Francis.
- Viana da Fonseca, A., & Ferreira, C. (2002a). *Aplicação da técnica de bender elements para avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Actas do XII Congresso Nacional de Geotecnia, Covilhã, Portugal, Vol. 2.
- Viana da Fonseca, A., & Topa Gomes, A. (2010). "Caracterização da variabilidade natural da resistência ao corte de um solo residual de granito do Porto." *Revista Engenharia Geotécnica*, 112, pp. 33–46.
- Viana da Fonseca, A., Carvalho, J., Ferreira, C., Santos, J. A., Almeida, F., Pereira, E., Feliciano, J., Grade, J., & Oliveira, A. (2006). *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical and mechanical testing techniques*. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(5), 1307–1348.
- Viana da Fonseca, A., Costa Esteves, E., & Ferreira, C. (2009). *Classificações de solos residuais do granito do Porto com base em ensaios SPT, CPTU, DMT e CH: Novas tendências*. In Congresso Geotecnia, Volume 1. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- Viana da Fonseca, A.; Carvalho, J.; Ferreira, C.; Tuna, C.; Costa, E.; Santos, J. (2004). *Geotechnical characterization of a residual soil profile: ISC'2 experimental site*. In: *Geotechnical & Geophysical Site Characterization*, A. Viana da Fonseca & P. W. Mayne (Eds.), Millpress, Rotterdam.
- Viana da Fonseca, A.; Ferreira, C.; Amaral, M.; Soares, M.; Santos, J. A.; Esteves, E. C.; Costa, E. (2013). *30 anos de progresso em 3 laboratórios de geotecnia de universidades portuguesas: caracterização de solos não plásticos*. *Geotecnia*, 152, 5–35.
- Viggiani, G. (1992). *Small strain stiffness of fine grained soils*. (Unpublished Doctoral thesis). City University London.
- Viggiani, G., & Atkinson, J. H. (1995). *Interpretation of bender element tests*. *Géotechnique*, 45(1), 149–154.

Anexos



LABORATÓRIO DE GEOTECNIA
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
 Rua Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 Porto

Telef. : 225081988 - Fax: 225081446 - web : <http://www.fe.up.pt/labgeo>

DATA 7-3-2008		PESO VOLUMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS CEN ISO/TS 17892-3		Amostra: Solo Residual (Granito)
1 - CALIBRAÇÃO				
	NÚMERO DO PICNÓMETRO	17	18	
m ₁	PESO DO PICNÓMETRO (gf)	55,35	60,17	
m ₂	PESO DO PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)	154,92	158,82	
t ₁	TEMPERATURA DE CALIBRAÇÃO DO PICNÓMETRO (°C)	25,4	25,4	
2 - DETERMINAÇÃO DO PESO VOLUMICO				
m ₅	PICNÓMETRO + PROVETE + ÁGUA DESTILADA (gf)	173,55	180,04	
-	NÚMERO DA CÁPSULA (gf)	14	22	
A	PESO DA CÁPSULA (gf)	173,40	167,05	
B	PESO DO PROVETE SECO + CÁPSULA (gf)	202,68	199,06	
m ₄ =B-A	PESO DO PROVETE SECO (gf)	29,28	32,01	
tx	TEMPERATURA DO ENSAIO (°C)	22,8°	22,8°	
m ₃	PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)	154,92	158,82	
K	RAZÃO ENTRE AS DENSIDADES DA ÁGUA À TEMPERATURA DO ENSAIO A 20° C	0,995	1,00	
$\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} \times 9,81$	PESO VOLUMICO DAS PARTÍCULAS (kN/m³)	26,75	26,45	
MÉDIA DOS PESOS VOLUMICOS DAS PARTÍCULAS (kN/m³)		26,6		
Observações:				
ENTIDADE:		OBRA:		
ENSAIOU:	CALCULOU:	VERIFICOU:		

	Universidade do Porto Faculdade de Engenharia	LABORATÓRIO DE GEOTECNIA ENSAIO TRIAXIAL
Material: <u>Solo residual</u>		Ensaio n.º: <u>Tx-BE-SR-CID-70kPa</u>
		Data: <u>01/04/2025</u>

Início do ensaio

Considerando:	e	0,7
H = 121 mm	w (%)	10 %
$\phi = 60$ mm	W_{TOTAL} (g)	
$G_s = 2,71$	W_d (g)	

Determinação do teor em água

Cápsulas n.º	134	H1
W_{cap} (g)	22,72	31,07
$W_{cap} + solo\ húm$ (g)	91,52	128,93
$W_{cap} + solo\ seco$ (g)	83,56	101,60
		w (%)
		10,4

Peso da camada

W_1 (g)	97,95 ✓	W_4 (g)	100,35 ✓
W_2 (g)	98,75 ✓	W_5 (g)	101,15 ✓
W_3 (g)	99,55 ✓	W_6 (g)	101,95 ✓
		W_{adic} (g)	

Dimensões provete

ϕ_1 (mm)	59,24	ϕ_5 (mm)	60,00	H_1 (mm)	128,45
ϕ_2 (mm)	60,28	ϕ_6 (mm)	60,63	H_2 (mm)	128,41
ϕ_3 (mm)	60,45	ϕ_7 (mm)	60,62	H_3 (mm)	128,30
ϕ_4 (mm)	59,72	ϕ_8 (mm)	59,71	H_4 (mm)	128,32
ϕ (mm)	60,10	H (mm)	128,37 ✓		

OBS.

Percolou: 1200 mL

Parâmetro B de Skempton:

CP	301,7	kPa	→	332,26	kPa
BP	300,8	kPa	→	333,35	kPa
PN	310,8	kPa	→	341,45	kPa
				B =	0,996 ≈ 1

OBS.

 $\Delta H = -0,57$ (VALOR CONSIDERADO DO ENSAIO Tx-...-CKD-50kPa)**Consolidação:**

70kPa

CONS.: 5724

Data/Hora	CP	BP	Volume (cm³)	
8/4/25 12:00	311,35	300,97	0	Flow down
9/4/2025 12:10	371,865	301,339	24,855	
Tx-BE-SR-CID-70kPa-CONS (15 seg)				

OBS. CP=CH10 BP=CH9 PN=CH7 V=CH15 LVDT=CH4 FORÇA=CH2

CORTE DRENADO VOLUME: FLOW DOWN

VELOCIDADE: 0,02 mm/min

TX-BE-SR-CID-70kPa-CORTE (15 seg)



A AMOSTRA ESTÁ GIGERAMENTE INCLINADA

Final do ensaio:

$W_{rec. 11}$ (g)	116,57 ✓	$W_{filtros + membrana}$ (g)	26,07 ✓	CORTE: 5418
$W_{rec.} + solo\ sat + filtros + membrana$ (g)	747,50 ✓	$W_{rec. 11} + solo\ seco$ (g)	594,23 ✓	
$W_{rec. IT1}$ (g)	118,34 ✓	$W_{rec. IT1} + solo\ seco$ (g)	118,84 ✓	

Notas:



Universidade do Porto
FEUP Faculdade de Engenharia

LABORATÓRIO DE GEOTECNIA
ENSAIO TRIAXIAL

Material: SOLO RESIDUAL Ensaio n.º: Tx-BE-SR-CKD-50kPa

Data: 14/11/25

Início do ensaio

Considerando:

e	0,7
H = 60 mm	w (%)
$\phi = 120 \text{ mm}$	$W_{\text{TOTAL}} (\text{g})$
Gs = 2,71	Wd (g)

Determinação do teor em água

Cápsulas n.º

W_{cap} (g)

W_{cap + solo húm.} (g)

W_{cap + solo seco} (g)

24	I2
30,77	28,30
92,54	102,75
77,11	76,10

w (%)

Peso da camada

W ₁ (g)	99,12	✓	W ₄ (g)	99,12
W ₂ (g)	99,12	✓	W ₅ (g)	99,12
W ₃ (g)	99,12	✓	W ₆ (g)	99,12
			W _{adic} (g)	11,12
				59,52

Dimensões provete

ϕ_1 (mm)	60,83	ϕ_5 (mm)	60,72	H ₁ (mm)	123,63
ϕ_2 (mm)	60,91	ϕ_6 (mm)	60,63	H ₂ (mm)	122,64
ϕ_3 (mm)	60,45	ϕ_7 (mm)	60,22	H ₃ (mm)	123,40
ϕ_4 (mm)	60,56	ϕ_8 (mm)	60,76	H ₄ (mm)	123,54
ϕ (mm)	60,72			H (mm)	123,10

OBS.

Parâmetro B de Skempton:

CP	311,58	kPa →	342,76	kPa
BP	301,31	kPa →	332,26	kPa
PN	301,11	kPa →	332,11	kPa

B = 0,575

OBS.

$$\Delta H = 152,82 - 153,39 = -0,57 \text{ mm} \quad V_i = \pi \times 60,72^2 \times (123,10 + 0,57) = 0,014 \text{ m}^3$$

Consolidação: $p' = 50 \text{ kPa}$; $k_0 = 0,5$ (100 kPa/h)

Data/Hora	CP	BP	Volume (cm³)	Flow DOWN
22/04/2025 15:30	341,71	300,26	0,00	
23/04/2025 15:20	350,57	300,39	16,04	F=138N LVDT=3,06

Tx-BE-SR-CKD-50kPa-CONS (15 seg)

OBS. ch2: F_{ax} ch4: LVDT PN=CANAL7 BP=CANAL9 CP=CANAL10 CH15=V

CORTE DRENADO

VOLUME: flow DOWN

VELOCIDADE: 0,028 mm/min Tx-BE-SR-CKD-50kPa-CORTE (15 seg)

Final do ensaio:

W_{rec. W} (g)

W_{rec. + solo sat. + água + membrana} (g)

W_{rec. 1} (g)

220,47
959,73
117,92

W_{águas + membrana} (g)

W_{rec. W} + solo seco (g)

W_{rec. 1} + solo seco (g)

20,67
705,23
119,04

Notas:

Universidade do Porto
FEUP Faculdade de Engenharia

LABORATÓRIO DE GEOTECNIA
ENSAIO TRIAXIAL

lab G

Material: Solo Residual Dambrã Ensaio: SP-BE-CKD-250 kPa Data: 30-4-25

LEITURA DAS ONDAS COM OS BENDERS

Altura da amostra (mm)		impar Par	Base Topo		Polaridade		
Altura da amostra (mm)	Altura da amostra (mm)		Altura média dos bender (mm)	Transmissor	Base	Topo	
					Canal -		
					Canal -		
					Canal -		
					Canal -		

Data/Hora	Fase do ensaio	Frequência kHz	ts (μs)	Vs (m/s)	N.º do Ficheiro	Frequência kHz	tp (μs)	Vp (m/s)	N.º do Ficheiro	Obs.
30-4-25	Mont.	2/4/6/8/10	853		1	30/4/6/8/10	688		1	Vent.
30-4-25	Mont.	2/4/6/8	680		1	25/3/20	341		1	Horiz.
30-4-25	Mont.	2/4/6/8	687		1	50/60/75	150		1	Horiz.
16-5-25	Parc.	2/4/6/8	1220		2	25/40/60/75	155		2	Vent.
16-5-25	Parc.	2/4/6/8	730		2	25/40/60/75	127		2	Horiz.
20-5-25	Sut.	2/4/6/8	1407		3	25/40/60/75	84		3	Vent.
20-5-25	Sut.	2/4/6/8	903		3	25/40/60/75	52		3	Horiz.
20-5-25	Comp.1	2/4/6/8	1150		4	25/50/60/75	81		4	Vent.
20-5-25	Comp.1	2/4/6/8	780		4	25/50/60/75	51		4	Horiz.
20-5-25	Comp.2	2/4/6/8	957		5	25/50/60/75	81		5	Vent.
20-5-25	Comp.2	2/4/6/8	604		5	40/50/60/75	50		5	Horiz.
21-5-25	Comp.3	2/4/6/8	743		6	25/50/60/75	79		6	Vent.
21-5-25	Comp.3	2/4/6/8	520		6	40/50/60/75	51		6	Horiz.
22-5-25	Comp.4	2/4/6/8	591		7	25/50/60/75	75		7	Vent.
22-5-25	Comp.4	4/5/6/8	450		7	25/50/60/75	50		7	Horiz.
Fim do ensaio - P2 2-#										
26-5-25	Sut.2	2/4/6/8	1212		1	25/50/75	82		1	Vent.
26-5-25	Sut.2	2/4/6/8	611		1	40/50/60/75	67		1	Horiz.
27-5-25	Comp.1	2/4/6/8	952		2	40/50/60/75	81		2	Vent.
27-5-25	Comp.1	4/5/6/8	530		2	40/50/60/75	56?		2	Horiz.
27-5-25	Comp.2	2/4/6/8	779		3	40/50/60/75	81		3	Vent.
27-5-25	Comp.2	2/4/6/8	442		3	40/50/60/75	51		3	Horiz.
28-5-25	Comp.3	2/4/6/8	826		4	25/50/60/75	80		4	Vent.
28-5-25	Comp.3	2/4/6/8	496		4	40/50/60/75	51		4	Horiz.
Fim do ensaio - 3- Disp. Imcual - 1.7 mm										
28-5-25	Cort.1	2/4/6	921		1	25/50/60			1	Vent.
	Cort.1	2/4/6	522		1	40/50/60			1	Horiz.
	Cort.2	2/4/6			1				1	Vent.
	Cort.2	2/4/6	512							Horiz.
		2/4/6	854			25/50/60				Vent.
		2/4/6	510							Horiz.
		2/4/6	850			25/40/50				Vent.



Universidade do Porto
FEUP Faculdade de Engenharia

LABORATÓRIO DE GEOTECNIA
FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 Porto

Telef. : 225081988 - web : <http://www.fe.up.pt/labgeo>



Data	ENSAIO EDOMÉTRICO	Amostra: SOLO RESIDUAL Remold
16/ABRIL/2025	CEN ISO/TS 17892-5	Profundidade:

Teor em água		
Cápsulas n.º	A6	A7
W _{cap} (g)	13,03	13,06
W _{cap + solo hum} (g)	69,53	58,67
W _{cap + solo seco} (g)	64,20	54,30

Características do anel e peso da amostra				
N.º Anel	1	✓ ✓		
W _{anel} (g)	214.56		W _{anel+amostra} (g)	447.37
H _{anel} (mm)	30.0		W _{amostra} (g)	
Ø _{anel} (mm)	74.9			

N.º Edómetro	2
--------------	---

Leitura com placa padrão	1.300,00
--------------------------	----------

Leitura inicial	100
-----------------	-----

[illegible]

Fim do ensaio

Cápsula n.º	A	\$K
W _{cáps.} (g)	173,92	29,37
W _{cáps.} + solo húmido + anel + tableta (g)	280,23	—
W _{cáps.} + solo seco + anel + tableta (g)	541,20	29,47

$W_{\text{filtros secos}} \text{ (g)}$	_____
$W_{\text{filtros húmedos}} \text{ (g)}$	_____

$$W = \text{CAPS } A (\%)$$

$$w d = w d_A + w d_{3M}$$

 Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia		LABORATÓRIO DE GEOTECNIA ENSAIO TRIAXIAL	
Material: <u>Solo Residual Natural</u>		Ensaio n.º: <u>SP-BE-SRU-CKD-100</u>	
		Data: <u>2-6-25</u>	

Início do ensaio

Considerando: $e = 0,9$

$H =$ $w(\%) = 10\%$

$\phi =$ $W_{TOTAL} (g) =$

$G_s = 2,71$ $W_d (g) =$

Determinação do teor em água

Cápsulas n.º

$W_{cap} (g)$	
$W_{cap} + solo\ húm (g)$	
$W_{cap} + solo\ seco (g)$	

$w(\%) =$

Peso da camada

$W_1 (g)$	
$W_2 (g)$	
$W_3 (g)$	

Dimensões provete

$\phi_1 (mm)$	<u>77.34</u>	$\phi_5 (mm)$	<u>77.24</u>	$H_1 (mm)$	<u>133.47</u>
$\phi_2 (mm)$	<u>77.61</u>	$\phi_6 (mm)$	<u>77.34</u>	$H_2 (mm)$	<u>132.36</u>
$\phi_3 (mm)$	<u>77.34</u>	$\phi_7 (mm)$	<u>77.75</u>	$H_3 (mm)$	<u>134.94</u>
$\phi_4 (mm)$	<u>77.58</u>	$\phi_8 (mm)$	<u>77.55</u>	$H_4 (mm)$	<u>133.97</u>
$\phi (mm)$		$H (mm)$			

OBS.

$H_i = 5,24 - 4,41 = 0,830 mm$ $\left\{ \begin{array}{l} H = 132,927 mm \\ \phi = 76,39 mm \end{array} \right.$

Parâmetro B de Skempton:

CP	<u>310,798</u> kPa	$\rightarrow$	<u>341,346</u> kPa	$B =$ <u>0,98</u>
BP	<u>300,860</u> kPa	$\rightarrow$	<u>330,657</u> kPa	
PN	<u>297,884</u> kPa	$\rightarrow$	<u>327,748</u> kPa	

OBS.

Consolidação: $p_H = 50 kPa$; $k_0 = 0,5$

Data/Hora	CP	BP	Volume (cm ³)
<u>20/06/2025 12:10</u>	<u>310,158</u>	<u>301,01</u>	<u>0,00</u>

OBS.

Final do ensaio:

$W_{rec} 21 (g)$	<u>203,05</u>	$W_{rec} 21 + membrana (g)$	<u>16,45</u>
$W_{rec} + solo sat + membrana (g)$	<u>1581,41</u>	$W_{rec} 21 + solo seco (g)$	<u>1312,44</u>
$W_{rec} 1 (g)$	<u>117,91</u>	$W_{rec} 1 + solo seco (g)$	<u>118,74</u>

Notas:

 Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia		LABORATÓRIO DE GEOTECNIA ENSAIO TRIAXIAL	
Material: <u>SA Natural</u>		Ensaio n.º: <u>SP-BE-SRN-CKD-150 kPa</u>	
		Data: <u>08/07/2025</u>	

Início do ensaio

Considerando: e

H = w (%)

φ = W_{TOTAL} (g)

G_s = W_d (g)

Determinação do teor em água

Cápsulas n.º	100	5	
W _{cap} (g)	28.28	31.44	w (%)
W _{cap + solo húm} (g)	52.43	59.64	
W _{cap + solo seco} (g)	57.33	56.40	

Peso da camada

W ₁ (g)		W ₄ (g)	
W ₂ (g)		W ₅ (g)	
W ₃ (g)		W ₆ (g)	
		W _{dec} (g)	

Dimensões provete

φ ₁ (mm)	68.76	φ ₅ (mm)	72.71	H ₁ (mm)	152.27
φ ₂ (mm)	69.84	φ ₆ (mm)	71.15	H ₂ (mm)	152.54
φ ₃ (mm)	70.98	φ ₇ (mm)	70.96	H ₃ (mm)	152.27
φ ₄ (mm)	71.55	φ ₈ (mm)	70.72	H ₄ (mm)	152.86
φ (mm)	70.77		H (mm)	152.48	

OBS.

Parâmetro B de Skempton:

CP	310.734	kPa	→	241.225	kPa	B = 0.997
BP	320.741	kPa	→	320.498	kPa	
PN	299.338	kPa	→	325.187	kPa	

OBS.

Δ H = +0.50 mm

Consolidação:

Data/Hora	CP	BP	Volume (cm ³)

OBS.

Final do ensaio:

W _{rec} <u>G</u> (g)	226.31	W _{rec} <u>membrana</u> (g)	
W _{rec + solo sat + filtros + membrana} (g)	1381.62	W _{rec} <u>G</u> + solo seco (g)	1132.15
W _{rec} <u>IC2</u> (g)	112.12	W _{rec} <u>IC2</u> + solo seco (g)	113.37

Notas:

		LABORATÓRIO DE GEOTECNIA FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO Rua Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 Porto Telef. : 225081988 - Fax: 225081446 - web : http://www.fe.up.pt/labgeo	
DATA 22/07/2025	PESO VOLUMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS CEN ISO/TS 17892-3	Amostra: SOLO RESIDUAL E4	
1 - CALIBRAÇÃO		30.87	32.07
	NÚMERO DO PICNÓMETRO	2	22
m ₁	PESO DO PICNÓMETRO (gf)		
m ₂	PESO DO PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)		
t ₁	TEMPERATURA DE CALIBRAÇÃO DO PICNÓMETRO (° C)		
2 - DETERMINAÇÃO DO PESO VOLUMICO			
m ₅	PICNÓMETRO + PROVETE + ÁGUA DESTILADA (gf)	176,23	174,15
-	NÚMERO DA CÁPSULA (gf)	3	22
A	PESO DA CÁPSULA (gf)	170.95	167,06
B	PESO DO PROVETE SECO + CÁPSULA (gf)	201.53	198,85
m ₄ =B-A	PESO DO PROVETE SECO (gf)		
tx	TEMPERATURA DO ENSAIO (° C)	26,8	27,0
m ₃	PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)	156.93	154.04
K	RAZÃO ENTRE AS DENSIDADES DA ÁGUA À TEMPERATURA DO ENSAIO A 20° C		
$\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} \times 9,81$	PESO VOLUMICO DAS PARTÍCULAS (kN/m ³)	27.02	26.65
MÉDIA DOS PESOS VOLUMICOS DAS PARTÍCULAS (kN/m ³)		26.8	
Observações:			
ENTIDADE:		OBRA:	
ENSAIOU:	CALCULOU:	VERIFICOU	



LABORATÓRIO DE GEOTECNIA DA F.E.U.P.
Rua Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 Porto
Telef. : 225081988 - Fax: 225081446 - Web: http://www.fe.up.pt/labgeo

DATA: 22/07/2025 ANALISE GRANULOMETRICA CEN ISO/TS 17892-4 Amostra: Solo Residual Prof.: EA

MASSA TOTAL DA AMOSTRA (gf) $m_t = 119.54g$
MASSA RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf) $m_{10} =$
MASSA PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf) $m'_{10} =$
% RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) $N'_{10} =$

FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10)								
PENEIROS	3"	2"	1.5"	1"	3/4"	3/8"	nº4	nº10
ABERTURA (mm)	76.1	50.8	38.1	25.4	19.0	9.51	4.76	2.00
MASSA RETIDA (gf)							3.44	3.75
% RETIDA								
% RETIDA ACUMULADA								
% PASSADA ACUMULADA								

FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10)								
NÚMERO DA PROVETA	3	TEMP. MÉDIA DO ENSAIO (°C) T=				PROV. SECO AO AR. $m_s = 81.62g$		
NÚMERO DO DENSÍMETRO	1	K = $30 \mu(980(\gamma_s - \gamma_w)^{0.5}) =$				PROVETE SECO (gf):		
CORREÇÕES:		A = $(100/m_s)(\gamma_s/\gamma_w \cdot 1) =$				SEM PRÉ-TRATAMENTO. $m_0 =$		
MENISCO. $C_M =$		Nº da cápsula	Peso Solo humido, gf	Peso Solo seco, gf	T. água w. (%)	COM PRÉ-TRATAMENTO. $m_0 =$		
ANTIFLOCULANTE. $C_A =$						PERDA NO PRÉ-TRATAMENTO	(gf). $n_p =$	(%). $N_p =$
P VOL PART SÓLIDAS. $\gamma_s =$								

MASSA DA AMOSTRA SECA A ENSAIAR (gf) $m_0 = 0.00$								
PENEIROS	nº20	nº40	nº60	nº80	nº140	nº200		
ABERTURA (mm)	0.841	0.425	0.250	0.180	0.106	0.075		
MASSA RETIDA (gf)	4.74	6.93	6.86	5.91	10.53	7.58		
% RETIDA								
% RETIDA ACUMULADA								
% PASSADA ACUMULADA								
PASSADA ACUM TOTAL								

W CAPS NC2 + AMOSTRA SECA = 144.92 W CAPS NC2 = 99.13g

FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO DE 75 µm - SEDIMENTAÇÃO										
TEMPO (min)	TEMPERATURA (°C)	CORREC DA TEMP C_T	LEIT NO DENSÍMET L_s	$L_s + C_M + C_A + C_T$	L_c	Z (cm)	Z / l	$D = K(Z/l)^{0.5}$	$B = 10^3(L_c - 1)$	$A \times B$ n_0 (%)
9:35			1.0185	1.019						
9:36			1.0155							
9:40	26.3		1.0115	1.012						
9:45	26.2		1.010							
10:05	26.0		1.0075	1.008						
10:35	25.9		1.0065							
12:15	27.1		1.0050							
	27.8		1.0035							
	27.7		1.0030							

ENTIDADE: OBRA: ENSAIOU: CALCULOU: VERIFICOU:

		LABORATÓRIO DE GEOTECNIA DA F.E.U.P. Rua Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 Porto Telef. : 225081988 - Fax: 225081446 - Web: http://www.fe.up.pt/labgeo																																																				
DATA 07/08/2025	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA CEN ISO/TS 17892-4	Amostra: Solo Residual Prof.: 2ª AMOSTRA																																																				
INDEFORNADA																																																						
<table style="width: 100%;"> <tr> <td>MASSA TOTAL DA AMOSTRA (gf)</td> <td>$m_t =$</td> <td>221,88g</td> </tr> <tr> <td>MASSA RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf)</td> <td>$m_{10} =$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>MASSA PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf)</td> <td>$m'_{10} =$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>% RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10)</td> <td>$N'_{10} =$</td> <td></td> </tr> </table>				MASSA TOTAL DA AMOSTRA (gf)	$m_t =$	221,88g	MASSA RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf)	$m_{10} =$		MASSA PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf)	$m'_{10} =$		% RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10)	$N'_{10} =$																																								
MASSA TOTAL DA AMOSTRA (gf)	$m_t =$	221,88g																																																				
MASSA RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf)	$m_{10} =$																																																					
MASSA PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10) (gf)	$m'_{10} =$																																																					
% RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10)	$N'_{10} =$																																																					
FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10)																																																						
PENEIROS	3"	2"	1,5"	1"	3/4"	3/8"	nº4	nº10																																														
ABERTURA (mm)	76,1	50,8	38,1	25,4	19,0	9,51	4,76	2,00																																														
MASSA RETIDA (gf)	(m _s)																																																					
% RETIDA	$[N_s = (m_s/m_t) \times 100]$																																																					
% RETIDA ACUMULADA	(N _s)																																																					
% PASSADA ACUMULADA	(N' _s = 100 - N _s)																																																					
<table style="width: 100%;"> <tr> <td>MASSA RETIDA (gf)</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>0,55</td> <td>29,89</td> </tr> </table>									MASSA RETIDA (gf)							0,55	29,89																																					
MASSA RETIDA (gf)							0,55	29,89																																														
FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO DE 2,00 mm (nº 10)																																																						
NÚMERO DA PROVETA	6	TEMP. MÉDIA DO ENSAIO (°C) T=		PROV. SECO AO AR. m _s =																																																		
NÚMERO DO DENSÍMETRO	1	K = 30μ/(980(γ _s -γ _u)) ^{0,5} =		PROVETE SECO (gf) :	88,14g																																																	
CORREÇÕES:		A = (100/m _b)(γ _s -1) =		SEM PRÉ-TRATAMENTO. m _b =																																																		
MENISCO. C _M =		Nº da cápsula		COM PRÉ-TRATAMENTO. m _b =																																																		
ANTIFLOCULANTE. C _A =		Peso Solo humido, gf		PERDA NO PRÉ-TRATAMENTO (gf). n _b =																																																		
P VOL PART SÓLIDAS. γ _s =		Peso Solo seco, gf		(%). N _b =																																																		
		T. água w. (%)																																																				
MASSA DA AMOSTRA SECA A ENSAIAR (gf)		m _b = 0,00																																																				
<table style="width: 100%;"> <tr> <td>PENEIROS</td> <td>nº20</td> <td>nº40</td> <td>nº60</td> <td>nº80</td> <td>nº140</td> <td>nº200</td> </tr> <tr> <td>ABERTURA (mm)</td> <td>0,841</td> <td>0,425</td> <td>0,250</td> <td>0,180</td> <td>0,106</td> <td>0,075</td> </tr> <tr> <td>MASSA RETIDA (gf)</td> <td colspan="6">(m_s)</td> </tr> <tr> <td>% RETIDA</td> <td colspan="6">$n_s = (m_s/m_b) \times 100$</td> </tr> <tr> <td>% RETIDA ACUMULADA</td> <td colspan="6">(n'_s)</td> </tr> <tr> <td>% PASSADA ACUMULADA</td> <td colspan="6">$n'_s = 100 - n_s$</td> </tr> <tr> <td>PASSADA ACUM. TOTAL</td> <td colspan="6">$N'_s = n'_s \cdot (100 - N'_{10}) / 100$</td> </tr> </table>						PENEIROS	nº20	nº40	nº60	nº80	nº140	nº200	ABERTURA (mm)	0,841	0,425	0,250	0,180	0,106	0,075	MASSA RETIDA (gf)	(m _s)						% RETIDA	$n_s = (m_s/m_b) \times 100$						% RETIDA ACUMULADA	(n' _s)						% PASSADA ACUMULADA	$n'_s = 100 - n_s$						PASSADA ACUM. TOTAL	$N'_s = n'_s \cdot (100 - N'_{10}) / 100$					
PENEIROS	nº20	nº40	nº60	nº80	nº140	nº200																																																
ABERTURA (mm)	0,841	0,425	0,250	0,180	0,106	0,075																																																
MASSA RETIDA (gf)	(m _s)																																																					
% RETIDA	$n_s = (m_s/m_b) \times 100$																																																					
% RETIDA ACUMULADA	(n' _s)																																																					
% PASSADA ACUMULADA	$n'_s = 100 - n_s$																																																					
PASSADA ACUM. TOTAL	$N'_s = n'_s \cdot (100 - N'_{10}) / 100$																																																					
W CAPS CF + AMOSTRA SECA = 162,52g W CAPS CF = 115,47g																																																						
FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO DE 75μm - SEDIMENTAÇÃO																																																						
TEMPO (min)	TEMPERATURA (°C)	CORREC. DA TEMP. C _t	LEIT NO DENSÍMET L _s	L _s + C _M - C _A + C _t	Z (cm)	Z/l	D = K(Z/l) ^{0,5}	B = 10 ³ (L _c -1)	A x B n ₀ (%)	n ₀ (100-N' ₁₀)/100 N ₀ (%)																																												
1			1,025																																																			
2			1,023																																																			
5	26,1		1,021	1,0205																																																		
15	26,1		1,0140																																																			
30	26,1		1,0145	1,0140																																																		
60	26,3		1,011																																																			
250	27,1		1,007																																																			
1440	27,8		1,003																																																			
2880	27,6		1,0025																																																			
ENTIDADE:						OBRA:																																																
ENSAIOU:						CALCULOU :																																																
						VERIFICOU :																																																

		LABORATÓRIO DE GEOTECNIA FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO Rua Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 Porto Telef : 225081988 - Fax: 225081446 - web : http://www.fe.up.pt/labgeo	
DATA 07/08/2025	PESO VOLUMICO DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS CEN ISO/TS 17892-3	Amostra: SOLO RESIDUAL 2ª AMOSTRA INDEFORMADA	
1 - CALIBRAÇÃO		34,75	35,87
	NÚMERO DO PICNÓMETRO	8	21
m ₁	PESO DO PICNÓMETRO (gf)		
m ₂	PESO DO PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)		
t ₁	TEMPERATURA DE CALIBRAÇÃO DO PICNÓMETRO (° C)		
2 - DETERMINAÇÃO DO PESO VOLUMICO			
m ₅	PICNÓMETRO + PROVETE + ÁGUA DESTILADA (gf)	173,38	179,48
-	NÚMERO DA CÁPSULA (gf)	7	14
A	PESO DA CÁPSULA (gf)	213,26	173,42
B	PESO DO PROVETE SECO + CÁPSULA (gf)	247,88	202,14
m ₄ =B-A	PESO DO PROVETE SECO (gf)		
t _x	TEMPERATURA DO ENSAIO (° C)	26,5	26,4
m ₃	PICNÓMETRO + ÁGUA DESTILADA (gf)	217,88	207,99
K	RAZÃO ENTRE AS DENSIDADES DA ÁGUA À TEMPERATURA DO ENSAIO A 20° C		
$\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} \times 9,81$	PESO VOLUMICO DAS PARTÍCULAS (kN/m ³)	26,62	26,43
MÉDIA DOS PESOS VOLUMICOS DAS PARTÍCULAS (kN/m ³)		26,5	
Observações:			
ENTIDADE:		OBRA:	
ENSAIOU:	CALCULOU:	VERIFICOU:	