



**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**Definição de padrões de plasticidade de solos através do cone de penetração, por comparação com o método de Casagrande**

**Ana Cristina Sousa Silva**

160 ANOS 1858-2018 **isep** Instituto Superior de Engenharia do Porto



**LGMC**  
LABORATÓRIO DE GEOTÉCNICA E  
MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

**POLITÉCNICO  
DO PORTO**





**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**Definição de padrões de plasticidade de solos através do cone de penetração, por comparação com o método de Casagrande**

**Ana Cristina Sousa Silva**

**1080576**

*Dissertação apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, realizada sob a orientação do Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.*



## **Júri**

### **Presidente**

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

*Professor Coordenador com Agregação, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutor José Augusto de Abreu Peixoto Fernandes

*Professor Coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva

*Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Mestre José Cândido Gonçalves Freitas

*Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Mestre Adriano Manuel da Silva Teixeira

*Professor Adjunto Convidado, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

*Centro de Formação Profissional da Indústria da Construção Civil e Obras Públicas do Norte (CICCO PN)*

---

*A dissertação de **mestrado em engenharia geotécnica e geoambiente (MEGG)** foi defendida em prova pública, pela Licenciada Ana Cristina Sousa Silva, no Auditório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Geotécnica (ISEP) em 29 de Outubro de 2013 mediante o júri nomeado, em que foi atribuída, por unanimidade, a classificação final de **15 (quinze) valores**, cuja fundamentação se encontra em acta.*

*O Director do MEGG|ISEP*

---

*Dedico esta tese à minha família!*





## **Agradecimentos**

Existem algumas pessoas e entidades sem as quais a elaboração deste trabalho não teria sido possível, e a quem devo o meu sincero agradecimento:

Ao meu orientador, o Professor Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva, pelo acompanhamento e disponibilidade demonstrados ao longo destes meses de trabalho, pelo auxílio em ultrapassar as dificuldades e pela motivação que me transmitiu;

Ao Diretor do Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção, Professor José Augusto Fernandes, pela possibilidade concedida para utilizar o laboratório de Mecânica de Solos, onde foi desenvolvida toda a componente prática;

Ao CICCOPN, na pessoa do Engenheiro Adriano Teixeira, e à empresa de Construções Amândio Carvalho, através do Engenheiro José Filinto Trigo, por terem facultado algumas amostras de solos, que serviram como objeto de estudo preliminar deste trabalho;

À empresa A Telheira de Chaves – Indústria e Comércio de Argilas e Madeiras, S.A, na pessoa do Engenheiro Rui Nogueira, que nos forneceu o *solo de Chaves*, que constitui o principal objeto de estudo da parte prática;

Ao Professor José Cândido Freitas, por todo o apoio concedido, principalmente ao longo do desenvolvimento dos trabalhos práticos. O seu acompanhamento e a sua participação foram fundamentais.

À Professora Doutora Maria Eugénia Lopes, pela disponibilidade demonstrada em participar na execução dos ensaios;

Ao meu colega Rogério Pinheiro, pela ajuda e colaboração nos ensaios laboratoriais;

Aos meus pais, sem os quais todo o meu percurso académico seria impossível;

Aos meus amigos, irmã e ao meu namorado, pelo apoio e força constantes, e principalmente, por fazerem parte da minha vida. A eles, um muito obrigado!



### **Palavras-chave**

Concha de Casagrande; cone penetrómetro; limites de consistência; solos argilosos.

### **Resumo**

Existe uma vasta literatura que defende a utilização do ensaio com o cone Penetrómetro ou *fall cone* como sendo uma alternativa razoável relativamente ao método mais tradicional na determinação do limite de liquidez, a concha de Casagrande.

Com este trabalho pretende-se dar mais um contributo à temática da obtenção dos parâmetros de plasticidade dos solos, utilizando diferentes dispositivos e metodologias distintas.

Para tal, selecionou-se um solo de carácter argiloso, proveniente de um barreiro da zona de Chaves, e estabeleceram-se comparações entre os valores dos limites de consistência, obtidos pela concha de Casagrande e pelo *fall cone*. Nesse âmbito, foi elaborada, inicialmente, uma caracterização deste tipo de solos, a definição de conceitos importantes como o de limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade, assim como uma descrição do funcionamento daqueles dispositivos e das variáveis associadas a cada um deles.

Procedeu-se à classificação do solo, segundo três sistemas, através de ensaios de identificação e caracterização, com o objetivo de inferir acerca da composição e comportamento do mesmo.

Foi também objetivo deste trabalho, estudar a potencial influência do operador, nos resultados obtidos em ambos os dispositivos.

Desta forma, foi possível concluir acerca das vantagens e desvantagens de cada aparelho e definir perspetivas para trabalhos futuros.



**Keywords**

Casagrande liquid limit device; fall cone; Atterberg limits; clay soil.

**Abstract**

There is a wide range of literature that supports the use of the fall cone test as a reasonable alternative for the more traditional method for determining the liquid limit, the Casagrande device.

So, the aim of this work is to give a contribution for the plasticity parameters determination using different devices and different methodologies.

For this purpose, a clay was selected, from Chaves region (NE Portugal), and a set of comparisons were established between the Atterberg limits values obtained by the Casagrande procedures and the ones determined by the fall cone device. In this context, an initial soil characterization for this type of soils was set, including the definition of important parameters such as liquid limit, plastic limit and plasticity index, as well as an operational description of these devices, and the variables associated with each one of them.

The work continues with the classification of soil, according to three systems, through identification and characterization tests, in order to infer their composition and behavior.

Another goal of this work was to study the potential influence of the operator, on the results obtained in both devices.

Therefore, it was possible to conclude on the advantages and disadvantages of each device as well as to establish perspectives for future work.



# Índice

Índice de Figuras .....	xix
Índice de Tabelas .....	xxi
Lista de Símbolos e Abreviaturas .....	xxv
1. Introdução .....	1
1.1. Enquadramento .....	1
1.2. Objetivos .....	2
1.3. Metodologia .....	2
1.4. Estrutura .....	2
2. Caracterização geral dos solos .....	5
2.1. Origem e constituição dos solos .....	5
2.1.1. Perfil do solo .....	7
2.1.2. Classificação dos maciços terrosos .....	8
2.1.3. Composição granulométrica dos solos .....	9
2.1.4. Estrutura dos solos .....	10
3. Solos argilosos .....	11
3.1. Grupos de argilas .....	11
3.1.1. Caulinite .....	11
3.1.2. Illite .....	12
3.1.3. Montmorilonite .....	12
3.2. Propriedades gerais das argilas .....	12
3.2.1. Granulometria .....	13
3.2.2. Superfície específica .....	13
3.2.3. Capacidade de troca iónica .....	15
3.2.4. Suspensão coloidal argilosa .....	16
3.2.5. Viscosidade .....	16
3.2.6. Plasticidade .....	17
3.2.7. Endurecimento após secagem ou cozedura .....	17
3.2.8. Atividade das argilas .....	17
3.3. Métodos de identificação das argilas .....	19
3.4. Usos e aplicações da argila .....	21
4. Plasticidade e limites de consistência .....	23
4.1. Limite de Liquidez (LL) .....	24

4.2. Limite de Plasticidade (LP) .....	24
4.3. Limite de Retração (LR) .....	24
4.4. Índice de Plasticidade (IP) .....	25
5. Determinação dos Limites de Atterberg .....	27
5.1. Determinação do limite de liquidez – Concha de Casagrande.....	27
5.2. Determinação do limite de plasticidade.....	28
5.3. Limitações associadas à Concha de Casagrande.....	29
5.3.1. Solos arenosos .....	29
5.3.2. Tipo de riscador.....	30
5.3.3. Quantidade de solo a ensaiar.....	30
5.3.4. Técnica do operador .....	31
5.4. Determinação do limite de liquidez – cone penetrómetro.....	31
5.5. Determinação do limite de plasticidade.....	33
5.6. Limitações associadas ao Cone Penetrómetro .....	34
5.6.1. Limitações associadas ao limite de liquidez .....	34
5.6.1.1. Uniformidade da mistura .....	34
5.6.1.2. Humidade.....	35
5.6.2. Tempo de penetração .....	35
5.6.3. Ponto de penetração .....	35
5.6.4. Rigidez do solo .....	35
5.6.5. Técnica do operador .....	36
5.7. Comparações entre a Concha de Casagrande e o Cone Penetrómetro .....	36
6. Trabalho experimental .....	39
6.1. Objetivos e planeamento .....	39
6.2. Solos analisados .....	39
6.2.1. Experimentação .....	39
6.2.2. Solo referenciado .....	40
6.3. Enquadramento Regional .....	41
6.3.1. Localização Geográfica .....	41
6.3.2. Geologia .....	42
6.3.3. Geomorfologia .....	43
6.3.4. Recursos Geológicos.....	44
6.4. Ensaio de caracterização elaborados.....	44
6.4.1. Determinação da densidade das partículas.....	44
6.4.1.1. Apresentação e análise dos resultados .....	47



6.4.2. Análise Granulométrica.....	47
6.4.2. Sedimentação.....	48
6.4.2.1. Apresentação e discussão dos resultados .....	53
6.4.3. Determinação dos Limites de Consistência .....	55
6.4.3.1. Pelo método da Concha de Casagrande .....	55
6.4.3.2. Pelo método do <i>Fall Cone</i> .....	56
6.4.3.3. Apresentação e análise dos resultados .....	58
6.5. Classificação do solo.....	62
6.5.1. Classificação rodoviária ou AASHO.....	62
6.5.2. Classificação Unificada de Solos .....	63
6.5.3. Classificação triangular.....	65
6.6. Estudo da influência da técnica dos operadores nos resultados obtidos .....	66
7. Conclusões e perspectivas futuras .....	71
8. Bibliografia e outras fontes de informação.....	73
Anexos.....	77

## Índice de Anexos

**Anexo I** - Análise granulométrica do Solo

**Anexo II** - Ensaios realizados pelo autor

**Anexo III** - Ensaios realizados por outros operadores



## Índice de Figuras

Fig. 1: Solo no estado natural (esq.). Esquema da constituição trifásica do solo (dta.) (adaptado de Fernandes, 2006).	5
Fig. 2: Perfil de solo (adaptado de Castro, 2008).	7
Fig. 3: Arranjos estruturais típicos dos três principais grupos de argilas (Machado & Machado, 1997).	12
Fig. 4: Cálculo da superfície específica de partículas de forma geométrica simples e dimensões correspondentes a areias e argilas (adaptado de Fernandes, 2006).	14
Fig. 5: Dupla camada elétrica numa partícula de argila (Fernandes, 2006).	15
Fig. 6: Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (adaptado de Fernandes, 2006).	18
Fig. 7: Definição dos limites de consistência ou de Atterberg (adaptado de Fernandes, 2006).	24
Fig. 8: Concha de Casagrande utilizada nos ensaios relativos à presente dissertação.	28
Fig. 9: Riscador utilizado para a execução do sulco, desenvolvido por Casagrande.	30
Fig. 10: Riscador utilizado para execução do sulco, desenvolvido pela ASTM.	30
Fig. 11: Cone penetrómetro utilizado nos ensaios elaborados, no âmbito da presente dissertação.	32
Fig. 12: Correlação entre a profundidade de penetração e o índice de liquidez (adaptado de Muntohar & Hashim, 2005)	34
Fig. 13: <i>Solo 1 e solo 2</i> , utilizados para experimentação.	39
Fig. 14: Veiga de Chaves - enquadramento litoestratigráfico (Almeida et al.; 2000).	41
Fig. 15: Localização geográfica de Vilar de Nantes (A) (adaptado de Google maps, em 27/07/2013).	42
Fig. 16: Enquadramento geológico da zona em estudo (excerto da Carta Geológica de Portugal, folha 6-B - Chaves, escala 1:50000).	43
Fig. 17: Pesagem do picnómetro de 250 cm <sup>3</sup> , vazio.	45
Fig. 18: Aquecimento e agitação da mistura de solo com água destilada.	46
Fig. 19: Amostra de solo formada por partículas maiores antes da desagregação.	48
Fig. 20: Amostra de solo desagregado.	48
Fig. 21: Amostra de solo de 50g para o ensaio.	49
Fig. 22: a) Aquecimento da mistura; b) Colocação da mistura no recipiente de agitação.	49
Fig. 23: a) Mistura em agitação; b) Transferência da mistura para o peneiro de 0,074mm.	50
Fig. 24: Peneiração mecânica do material retido no peneiro 0,074mm.	50
Fig. 25: Provetas utilizadas no ensaio de sedimentação.	51

Fig. 26: Representação gráfica da calibração do densímetro. _____	53
Fig. 27: Representação da curva granulométrica resultante da análise granulométrica. _____	54
Fig. 28: Determinação do limite de liquidez – Concha de Casagrande. _____	55
Fig. 29: Determinação do limite de plasticidade – método tradicional. _____	56
Fig.30: Determinação dos limites de consistência – <i>Fall Cone</i> . _____	57
Fig. 31: Compilação dos resultados obtidos na Concha de Casagrande. _____	58
Fig. 32: Compilação dos resultados obtidos no <i>fall cone</i> . _____	59
Fig. 33: Gráfico de correlação entre os valores de LL obtidos em cada dispositivo. _____	60
Fig. 34: Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade do solo de Chaves (adaptado de Fernandes, 2006). _____	61
Fig. 35: Carta de Plasticidade de Casagrande (adaptado de Fernandes, 2006). _____	64
Fig. 36: Diagrama triangular de Feret: classificação de solos de acordo com a curva granulométrica (adaptado de Fernandes, 2006). _____	65
Fig. 37: Representação dos ensaios de limite de liquidez – <i>fall cone</i> . _____	68
Fig. 38: Representação dos ensaios de limite de liquidez – Concha de Casagrande. _____	68

## Índice de Tabelas

Tabela 1: Classificação das partículas de solos de acordo com as suas dimensões (adaptado de Fernandes, 2006).	9
Tabela 2: Geometria e valores típicos da superfície específica de partículas de três minerais de argila e de areia (Lambe & Whitman, 1979, in Fernandes, 2006).	13
Tabela 3: Classificação dos minerais de argila quanto à sua atividade (Fernandes, 2006).	18
Tabela 4: Classificação dos solos argilosos quanto à plasticidade (Machado & Machado, 1997).	25
Tabela 5: Classificação dos solos argilosos quanto à consistência (Fernandes, 2006).	26
Tabela 6: Requisitos do ensaio <i>fall cone</i> (adaptado de CEN ISO/TS 17892-12, 2004).	33
Tabela 7: Resultados obtidos nos dois dispositivos, com os <i>solos 1 e 2</i> .	40
Tabela 8: Classificação dos <i>solos 1 e 2</i> quanto à plasticidade (Machado & Machado, 1997).	40
Tabela 9: Resultados obtidos para os cálculos da calibração do picnómetro e da densidade das partículas.	47
Tabela 10: Dados necessários para traçar a reta de calibração do densímetro.	53
Tabela 11: Determinação da correção do antifloculante.	54
Tabela 12: Análise estatística dos parâmetros obtidos nos dois dispositivos.	58
Tabela 13: Valores máximos, médios e mínimos dos teores em água e respetivas amplitudes e desvios padrão, obtidos nos dois dispositivos.	59
Tabela 14: Correlações entre o LL obtido em ambos os dispositivos (Özer, 2009 <i>apud</i> Sousa, 2011).	60
Tabela 15: Determinação da atividade do solo argiloso.	61
Tabela 16: Valores tipo dos limites de consistência e da atividade, para os diferentes minerais de argila (adaptado de Cardoso, 2010; Mitchell, 1993).	62
Tabela 17: Valores obtidos dos limites de consistência e atividade, para o solo em estudo.	62
Tabela 18: Resultado dos ensaios de identificação, necessários para a classificação AASHO.	63
Tabela 19: Resumo das classificações elaboradas.	66
Tabela 20: Limite de liquidez – resultados dos ensaios realizados por diferentes operadores.	67
Tabela 21: Limite de liquidez – análise estatística dos ensaios realizados por diferentes operadores.	67
Tabela 22: Comparação entre valores obtidos pelo autor e pelos restantes operadores.	69
Tabela 23: Limite de liquidez – análise estatística dos ensaios realizados pela totalidade dos operadores.	69
Tabela 24: Limite de Plasticidade – resultados obtidos nos ensaios realizados por diferentes operadores.	70



## Índice de Equações

[Eq.1]: Determinação da atividade das argilas .....	17
[Eq.2]: Lei de Bragg: difração de raios X .....	20
[Eq.3]: Determinação do índice de plasticidade .....	25
[Eq.4]: Determinação do índice de consistência .....	25
[Eq.5]: Determinação do índice de liquidez.....	25
[Eq.6]: Calibração do picnómetro.....	45
[Eq.7]: Determinação da densidade das partículas sólidas .....	46
[Eq.8]: Profundidade efetiva para cada marca de calibração. ....	52
[Eq.9]: Correção do antifloculante .....	52
[Eq.10]: Calibração do densímetro .....	53
[Eq.11]: Correlação entre LL obtido na concha e LL obtido no cone. ....	60





## Lista de Símbolos e Abreviaturas

<i>GCSSR</i>	<i>Geotechnical Commission of the Swedish State Railways</i>
H <sup>+</sup>	Hidrogénio
OH <sup>-</sup>	Hidróxido
pH	Potencial de hidrogénio
mm	milímetro
m	metro
cm	centímetro
μm	micron
g	grama
s	segundo
h	horas
Na <sup>+</sup>	Sódio
K <sup>+</sup>	Potássio
Mg <sup>2+</sup>	Magnésio
Ca <sup>2+</sup>	Cálcio
Al <sup>3+</sup>	Alumínio
°C	graus celsius
IP	Índice de plasticidade
A <sub>t</sub>	Atividade das argilas
θ	Ângulo de difração
λ	Comprimento de onda dos raios x
MEV	Microscópio eletrónico de varrimento
MET	Microscópio eletrónico de transmissão
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
LR	Limite de retração
I <sub>c</sub>	Índice de consistência
I <sub>L</sub>	Índice de liquidez
W	Teor em água natural
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NP	Norma Portuguesa
<i>CEN</i>	<i>Comité Européen de Normalisation</i>

<i>ISO</i>	<i>International Organization for Standardization</i>
<i>TS</i>	<i>Technical Specification</i>
<i>E</i>	Especificação LNEC
<i>NP</i>	Não plástico
<i>ASTM</i>	<i>American Society for Testing and Materials</i>
<i>CM</i>	Correção do menisco
<i>CA</i>	Correção do antifloculante
<i>AASHO</i>	<i>American Association of State Highway Officials</i>
<i>HRB</i>	<i>Highway Research Board</i>
<i>IG</i>	Índice de grupo
<i>CL</i>	Argila magra ou argila inorgânica de baixa plasticidade
<i>Et al.</i>	do latim - “e outros”
<i>Apud</i>	do latim – “citado por”

# 1. Introdução

## 1.1. Enquadramento

A maioria das obras de engenharia transfere para o solo as cargas a que estão sujeitas, sendo aquele utilizado como próprio material de construção, nomeadamente em aterros rodoviários, bases para pavimentos de aeroportos e em barragens de terra. Assim, o estudo do comportamento do solo, face a tais solicitações, torna-se de extrema importância. Tal estudo compreende a correta identificação, classificação e caracterização mecânica do solo.

A Mecânica dos Solos foi criada na década de 20 do século passado por Karl von Terzaghi, que nasceu em Praga, tendo vivido a infância e juventude na Áustria, mudando-se posteriormente para os EUA, onde se radicou. Terzaghi ficou reconhecido como o pai da mecânica dos solos e da engenharia geotécnica. A Mecânica dos Solos é a ciência que através de teorias, explica o comportamento mecânico e hidráulico dos maciços terrosos. Com base nessas teorias, é possível prever o comportamento sob as ações impostas pelas estruturas que sobre eles ou no seu interior, se pretende construir. Assim, o comportamento mecânico refere-se ao modo como o solo responde, em termos de deformação, a alterações do estado de tensão provocadas por essas estruturas. Por sua vez, o comportamento hidráulico reporta-se às grandezas hidráulicas, tal como o caudal que atravessa o maciço, e ao facto do escoamento, afetar as tensões instaladas no solo.

Os solos resultam de vários e complexos processos de formação na natureza, sendo por isso particularmente heterogêneos, ou seja, as suas características podem variar espacialmente, de forma bastante vincada. Assim, a fiabilidade das previsões do seu comportamento é fortemente condicionada por tal variação (Fernandes, 2006).

Os limites de consistência (ou limites de Atterberg) servem para comparar a quantidade de água com os padrões do comportamento do solo na engenharia e são determinados em ensaios de laboratório, nomeadamente pelos métodos da Concha de Casagrande e do Cone Penetrómetro (*fall cone test*).

Arthur Casagrande, de nacionalidade austríaca e radicado nos EUA, foi também considerado um dos fundadores da Engenharia Geotécnica e o grande mentor da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Na década de 1930, criou o Sistema Unificado de Classificação de Solos e, posteriormente, adaptou-o para a construção de aeroportos. Padronizou alguns ensaios de solos efetuados por Atterberg, criando o aparelho para ensaio de determinação do limite de liquidez de solos – a Concha de Casagrande. Efetuou ainda estudos em praticamente todas as áreas da mecânica dos solos, destacando-se a classificação, percolação e liquefação do solo, estudos de barragens, entre outros.

Por outro lado, John Olssen, membro da *Geotechnical Commission of the Swedish State Railways (GCSSR)*, desenvolveu um novo dispositivo para obtenção do limite de liquidez – o Cone Penetrómetro ou *fall cone test*. Este foi desenvolvido com o objetivo de corrigir e melhorar alguns

dos fatores que influenciavam negativamente os resultados obtidos pelo método anterior - Concha de Casagrande - tentando obter, desta forma, uma metodologia mais rápida, simples e de maior precisão (Sousa, 2011).

### **1.2. Objetivos**

A presente dissertação, inserida no Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, do Instituto Superior de Engenharia do Porto, tem como principal objetivo a determinação de padrões de plasticidade de solos através do cone penetrómetro, por comparação com o método de Casagrande. Com isto pretende-se apurar vantagens, desvantagens e condicionalismos de cada um dos métodos e equipamentos utilizados, contribuindo, de certa forma, para um maior desenvolvimento e utilização do *fall cone*.

Vários estudos científicos concluíram que o ensaio com o cone penetrómetro apresenta resultados mais fiáveis relativamente ao método mais tradicional e mais usado a nível nacional, a Concha de Casagrande. Assim, será relevante, com este trabalho, verificar se o mesmo poderá substituir o segundo, na determinação dos limites de Atterberg, relativamente aos solos argilosos que servirão como objeto de estudo. Outro dos objetivos deste trabalho é o de caracterizar e classificar os solos, de modo a poder aferir propriedades, constituição e comportamento dos mesmos.

Por último, pretende-se estudar certos parâmetros que, de alguma forma, poderão afetar os resultados de ambos os métodos, nomeadamente, e considerado o mais relevante, a influência do operador relativamente à execução dos ensaios.

### **1.3. Metodologia**

Para a concretização dos objetivos estabelecidos, o presente trabalho foi elaborado tendo em conta a seguinte metodologia:

Inicialmente contactou-se algumas entidades com o intuito de obter as amostras de solos necessárias para a execução dos ensaios previamente definidos.

Entretanto, procedeu-se à pesquisa bibliográfica, que permitiu reunir toda a informação relacionada com o tema, inclusive todas as normas que regem os ensaios versados neste trabalho.

Após a preparação das amostras de solos cedidas, iniciou-se a execução de todos os ensaios propostos, utilizando os meios laboratoriais do ISEP. Seguidamente, efetuou-se a recolha e organização dos resultados obtidos, passando-se ao tratamento e à análise crítica dos mesmos.

### **1.4. Estrutura**

Relativamente à organização, esta dissertação é constituída por sete capítulos, que descrevo sucintamente:

No capítulo 1 é feita uma breve introdução, onde é abordado o tema deste trabalho, assim como a definição dos objetivos pretendidos com o mesmo. Segue-se a metodologia utilizada e ainda uma descrição da organização desta tese.

O segundo capítulo consiste numa caracterização geral dos solos, que inicia com a origem e constituição e termina com classificação e estrutura dos mesmos.

O capítulo 3 descreve, de forma mais pormenorizada, os solos argilosos, que constituem o objeto de estudo deste trabalho, referindo-se aos principais grupos existentes, assim como às propriedades das argilas mais relevantes para este tema. Este termina com uma sucinta alusão dos métodos de identificação dos minerais argilosos, e com uma referência às aplicações deste tipo de solos.

No capítulo 4 são abordados os conceitos principais para o desenvolvimento deste tema, ou seja, os limites de consistência assim como os respetivos índices.

Seguidamente surge o quinto capítulo, que trata a metodologia usada para a determinação dos limites de Atterberg mencionados no ponto anterior, segundo os dois dispositivos – concha de Casagrande e *fall cone*. É feita também uma descrição das limitações associadas a cada aparelho, baseada não só na experiência adquirida do trabalho experimental, mas também em bibliografia consultada acerca do tema.

O trabalho experimental é apresentado no capítulo 6, talvez o mais relevante e extenso de todos. Este inicia com os objetivos e planeamento dos trabalhos práticos e com a apresentação e enquadramento dos solos utilizados. Segue-se com a descrição de todos os ensaios de identificação elaborados para o solo argiloso selecionado, e respetivas apresentações e discussões dos resultados. Por último, é efetuada a classificação do solo, segundo três metodologias, e ainda o estudo da influência da técnica do operador relativamente aos dois dispositivos, terminando assim, um dos objetivos desta tese.

Finalmente é apresentado o último capítulo, no qual constam as principais conclusões dos trabalhos experimentais, assim como as vantagens e desvantagens dos métodos estudados. São também apresentadas as perspectivas para trabalhos futuros.



## 2. Caracterização geral dos solos

### 2.1. Origem e constituição dos solos

O solo é formado por três fases ou componentes: fase sólida – constituída pelas partículas de solo, fase líquida – água, e pela fase gasosa – ar (fig.1). A parte fluída (ar e água) pode manifestar-se em repouso ou movimentar-se pelos seus vazios, mediante a existência de determinadas forças. Assim, pode-se afirmar que a mecânica dos sólidos e a mecânica dos fluidos, conjuntamente com a geologia, são as bases fundamentais da mecânica dos solos.

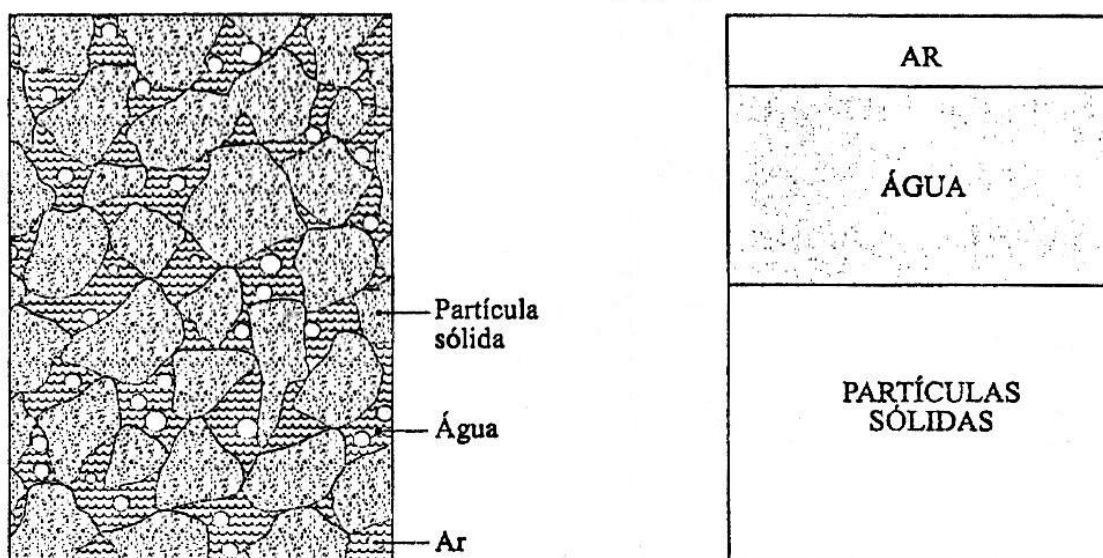


Fig. 1: Solo no estado natural (esq.). Esquema da constituição trifásica do solo (dta.) (adaptado de Fernandes, 2006).

Os solos são produto da desintegração e da decomposição das rochas que constituem a crosta terrestre. As rochas podem desagregar-se e decompor-se em solos, que, quando sujeitos a elevadas pressões e temperaturas, se transformam novamente em matéria rochosa – rochas sedimentares. Por outro lado, quando sujeitas a elevadas temperaturas e pressões, as partículas podem fundir-se, recristalizando e originando as rochas metamórficas.

Quer sejam formadas em profundidade submetidas a altas pressões e temperaturas, quer sejam formadas à superfície da Terra, sempre que a massa rochosa arrefece, desenvolvem-se tensões no seu interior. Estas tensões são provocadas pelo arrefecimento e pelas deformações que a massa experimenta devido a movimentos de natureza tectónica. Desta forma, os maciços rochosos podem surgir mais ou menos fraturados, refletindo a distribuição de tensões e a sua disposição cristalina.

Quando exposto à superfície, o maciço rochoso fraturado fica sujeito à ação física da água, do vento e da gravidade, provocando a desagregação da fração rochosa inicial e a formação de blocos, que se deslocam e tomam novas posições. Por ação dos agentes atmosféricos, os blocos

colidem com outras rochas ou fragmentos, o que leva à sua crescente fraturação, sendo gradualmente desintegrados em fragmentos mais pequenos, até que formam os solos – meteorização.

A gradual redução dos grãos de solo, e a consequente diminuição da sua massa, fazem com que alguns minerais atinjam o seu limite de fragmentação, pois as tensões resultantes do choque das partículas com qualquer outra massa deixam de ser suficientes para tal (Fernandes, 2006).

Porém, existem outros processos que contribuem para a formação dos solos – os processos químicos. Estes ocorrem quando o estrato rochoso contacta com líquidos cujas propriedades desenvolvem combinações químicas com os minerais que o constituem. Deste modo, a alteração química é tanto maior quanto maior a superfície específica das partículas, ou seja, quanto maior for a proporção de moléculas existentes à superfície daquelas. Dos processos químicos existentes destaca-se a hidrólise – reação química lenta e específica onde os iões dos minerais que constituem a rocha reagem com os iões  $H^+$  e  $OH^-$  da água, formando novos minerais.

As reações químicas produzem uma solução de minerais presentes nos grãos, que recombina e cristalizam sob diferentes condições de pressão e temperatura, sendo posteriormente transportados pela água, gerando novos minerais. Deste processo resultam partículas mais pequenas, laminares, com diâmetro ou comprimento bastante mais superiores à sua espessura, conferindo-lhe assim um poder de desagregação maior do que o método anterior – meteorização física (Fernandes, 2006).

As rochas também podem perder alguns dos seus minerais essenciais, devido a fatores biológicos, como organismos vivos e plantas que crescem na sua superfície, contribuindo para a formação dos solos. Ao longo do tempo a camada de detritos torna-se mais espessa e diferencia-se em subcamadas - horizontes - que em conjunto formam o perfil do solo. O processo de diferenciação dos horizontes ocorre com incorporação de matéria orgânica no seu interior.

Em suma, a origem e evolução dos solos são condicionadas pelos seguintes fatores:

- Material de origem: depende dos seus materiais constituintes, da sua estrutura e composição mineralógica;
- Clima: a precipitação e a temperatura podem acelerar ou retardar a natureza e a velocidade das reações químicas.
- Relevo: a topografia e a cobertura vegetal regulam a velocidade do escoamento superficial das águas pluviais. Isto interfere na quantidade de água que se infiltra no solo, acelerando os processos químicos.
- Microorganismos: a decomposição de matéria orgânica liberta dióxido de carbono cuja concentração no solo pode ser até 100 vezes superior que na atmosfera. Isso diminui o pH das águas de infiltração. Outros produtos de metabolismo, como ácidos orgânicos secretados por líquenes, influenciam também os processos de meteorização. Também as raízes que exercem força mecânica nas rochas, podem acarretar a sua desagregação;
- Tempo: depende de outros fatores que controlam a meteorização, principalmente dos constituintes do material de origem e do clima. Em condições climáticas pouco agressivas é



necessário um tempo mais longo de exposição para haver o desenvolvimento de um perfil de alteração.

### 2.1.1. Perfil do solo

Os organismos vivos, que abrangem a flora, a fauna e o Homem, desempenham um papel importante na diferenciação dos horizontes do solo. A ação da flora e da fauna na diferenciação dos horizontes decorre da quantidade de material orgânico adicionado ao solo, que varia conforme a espécie vegetal. O Homem pode agir sobre alguns atributos do solo através de certas atividades agrícolas, nomeadamente, drenagem, calagem, fertilização e uso de herbicidas.

O perfil de solo é interpretado verticalmente, como resultante das transferências e acumulações de matéria e, que promovem a formação dos horizontes do solo, cuja estrutura nada mais tem a ver com aquela da rocha sã, ou mesmo da alterada, onde ocorrem apenas transformações mineralógicas (Castro,2008). Assim, pode-se definir os horizontes como sendo as camadas que se diferenciam com base na cor, textura, consistência, estrutura e atividade biológica. O perfil de solo pode variar de um local para outro, devido aos fatores de formação mencionados no ponto anterior. Geralmente, os solos são compostos por três horizontes principais:

- Horizonte A – superficial, acumula matéria orgânica e inorgânica que passa para o horizonte inferior;
- Horizonte B – intermédio, com matéria orgânica proveniente do horizonte A, acumula argila, ferro e alumínio;
- Horizonte C/RA – corresponde à rocha alterada, mantém a estrutura da rocha original e não contém matéria orgânica.

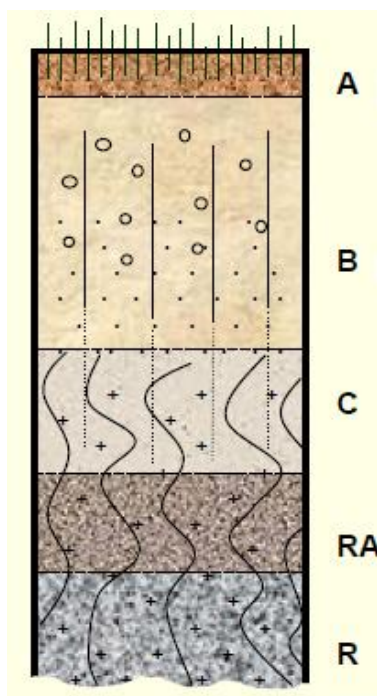


Fig. 2: Perfil de solo (adaptado de Castro, 2008).

Na análise do perfil do solo, três variáveis são de fácil identificação. A cor é uma das características que mais chama à atenção, devido às várias tonalidades de coloração existentes no perfil, permitindo uma rápida delimitação dos horizontes. Na determinação da cor do solo, são predominantes os seguintes fatores: a matéria orgânica, que confere uma cor escura; o ferro, que confere um tom avermelhado e a quantidade de sílica (quartzo), que clareia o horizonte. Ou seja, quanto mais escuro for o solo, mais matéria orgânica possui; quanto mais vermelho, mais compostos de ferro contem e quanto mais claro, mais quartzo possui.

A textura do solo refere-se às proporções dos grãos que o formam, ou seja à proporção de argila, silte e areia. Na prática, um primeiro reconhecimento da textura é feito mediante a manipulação do solo húmido entre os dedos, o que dá uma ideia da predominância das frações granulométricas finas e grosseiras.

Finalmente, a consistência do solo é dividida em muito mole, mole, média, rija ou dura. Estas classes são expressas pelo grau de adesão ou pela resistência à deformação.

### **2.1.2. Classificação dos maciços terrosos**

Quanto ao modo de formação ou origem na Natureza, os maciços terrosos podem ser classificados em dois grandes grupos, constituídos por solos que manifestam características físicas, químicas e mecânicas muito distintas (Fernandes, 2006):

- Solos sedimentares: São formados por acumulação, num dado local ou depósito, de partículas minerais derivadas da decomposição e da desintegração de rochas existentes noutros locais. As características dos solos sedimentares são função do agente de transporte e por isso tomam diferentes designações, nomeadamente: solos aluvionares, quando transportados pela água; solos eólicos, quando conduzidos pelo vento; solos coluvionares, formados pela ação da gravidade e solos glaciares, originados pelo gelo. Estes agentes naturais, além de realizarem o transporte, participam também na meteorização e formação do próprio solo.
- Solos residuais: São os solos que permanecem no local de decomposição da rocha de origem. Para que estes ocorram, é necessário que a velocidade de decomposição da rocha seja maior do que a velocidade de remoção do solo por agentes externos. Uma vez que a ação das intempéries ocorre gradualmente das camadas superiores para as inferiores, as primeiras são mais alteradas relativamente às últimas. Tal efeito permite visualizar o processo de transição do solo, à superfície, até à rocha sã, a profundidades mais elevadas.

Pode referir-se outra categoria de maciços terrosos, ainda que artificial, que são os solos de aterro. Estes são transportados por ação humana premeditada do seu local de jazida até ao local da obra, onde é espalhado e compactado, de forma a adquirir as características adequadas ao seu fim.

### 2.1.3. Composição granulométrica dos solos

A composição granulométrica, juntamente com os limites de Atterberg (que serão abordados mais à frente) constituem os parâmetros de identificação dos solos. É definida como sendo a distribuição em percentagem das partículas de solo de acordo com as suas dimensões e pode ser determinada por peneiração ou sedimentação. Após sofrerem os processos de meteorização das rochas, as frações granulométricas obtidas são as seguintes (Fernandes, 2006):

Argila	Silte			Areia			Cascalho			Calhaus	Pedras
	Fino	Médio	Grosso	Fino	Médio	Grosso	Fino	Médio	Grosso		
0,002	0,006	0,02	0,06	0,2	0,6	2,0	6,0	20,0	60,0	200	

(mm)

**Tabela 1: Classificação das partículas de solos de acordo com as suas dimensões (adaptado de Fernandes, 2006).**

De acordo com as suas dimensões, as partículas podem classificar-se, por ordem crescente, em argilas ( $\leq 0,002\text{mm}$ ), siltes ( $0,002$  a  $0,06\text{mm}$ ), areias ( $0,06$  a  $2,0\text{mm}$ ) e cascalhos ( $2$  a  $60\text{mm}$ ), sendo que os três últimos podem dividir-se em finos, médios e grossos. As partículas cujo diâmetro ultrapassa os  $60\text{mm}$  designam-se por calhaus, enquanto as de diâmetro superior a  $200\text{mm}$  são denominadas pedras. É de salientar que as pedras, calhaus, cascalho e areias resultam da alteração mecânica ou física, enquanto os siltes e as argilas derivam dos processos químicos.

Quando é necessário obter-se uma identificação prévia do solo, sem possibilidade de recorrer aos métodos de laboratório, utilizam-se geralmente alguns procedimentos primários que permitem a sua classificação. Nomeadamente, ao esfregar uma porção de solo na mão, facilmente se distinguem as areias, que são ásperas, das argilas, que se assemelham a um pó quando secas e a uma pasta quando húmidas. Analisando a plasticidade, ao moldar a amostra de solo húmido, verifica-se que as argilas são moldáveis enquanto as areias e siltes não o são. Ao apertar entre os dedos uma porção, constata-se que as argilas são resistentes à pressão, o que não se verifica nas areias e nos siltes. Também através de mistura de solo com água numa proveta e agitando-a, se identificam as areias por se depositarem e as partículas argilosas por turvarem a água e ficarem suspensas.

A maior dificuldade, na prática da Engenharia Geotécnica é a distinção entre solos argilosos e siltosos, uma vez que se trata de solos muito finos. Assim, após a identificação tátil-visual pelos métodos já citados, conclui-se que o solo é classificado como argiloso quando se apresenta bastante plástico na presença de água, formando fragmentos resistentes ao secar. Já os solos siltosos quando secos desfazem-se com facilidade. Além disso, os solos argilosos dissociam-se na água mais lentamente que os solos siltosos (Machado & Machado, 1997).

#### **2.1.4. Estrutura dos solos**

A estrutura dos solos diz respeito à forma como as partículas de diferentes tamanhos se arranjam para formá-lo, e é fundamental para caracterizar o seu comportamento, particularmente em termos de resistência ao cisalhamento, compressibilidade ou permeabilidade. Sendo o comportamento dos solos finos orientado por forças elétricas (como se verá mais à frente), a sua estrutura é muito mais diversificada e complexa do que a dos solos grossos, que são influenciados principalmente pela gravidade. Assim, no caso dos solos em estudo – solos finos – devido à presença das forças de superfície, é frequente a ocorrência de arranjos estruturais bastante elaborados (Machado & Machado, 1997).

### **3. Solos argilosos**

Como se referiu anteriormente, os minerais de argila constituem os novos minerais formados pela ação química. As argilas possuem uma complexa constituição química e mineralógica, sendo formadas por sílica no estado coloidal ( $\text{SiO}_2$ ) e sesquióxidos metálicos ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), entre outros. Os feldspatos são os minerais mais atacados pela natureza, dando origem aos argilominerais. Além do reduzido tamanho, também a constituição mineralógica faz com que estas partículas tenham um comportamento extremamente diferenciado em relação ao dos grãos de silte e areia (Machado & Machado, 1997).

O termo argila permite vários conceitos, que surgem da formação profissional, técnica ou científica das várias entidades que por ela se interessam – geólogos, pedólogos, agrónomos, químicos, mineralogistas, ceramistas, etc. – quer seja pela sua génese, pelas suas propriedades ou pelas suas aplicações. Assim, destacam-se os seguintes: para um ceramista, o termo argila representa um material natural que quando misturado com água, se converte numa pasta plástica; para um sedimentologista é um termo granulométrico que abrange todos os sedimentos em que dominam as partículas com diâmetro equivalente a  $2\mu\text{m}$ . Um petrologista considera que a argila é uma rocha com comportamento friável, com minerais muito finos não observáveis à vista desarmada, e um mineralogista define argila como sendo um mineral ou mistura de minerais argilosos que apresentam granulometria muito fina.

Contudo, o conceito mais frequente e com maior aceitação, considera a argila um produto natural, terroso, constituído por componentes de grão muito fino, que consistem, fundamentalmente, em minerais argilosos. Em meio húmido, este produto natural desenvolve plasticidade e endurece depois de seco (Meira, 2001).

#### **3.1. Grupos de argilas**

Num mineral argiloso, os elementos mais frequentes – oxigénio, silício, alumínio, ferro, magnésio, potássio e sódio, no estado iónico, assemelham-se a esferas que se arranjam em modelos estruturais tridimensionais. Cada modelo compreende várias espécies, cujo número se deve principalmente à substituição atómica isomórfica muito comum nos minerais argilosos. Dependendo como estas unidades estruturais se unem entre si, pode-se dividir as argilas em três grandes grupos: as caulinites, as ilites e as montmorilonites (Meira, 2001).

##### **3.1.1. Caulinite**

A caulinite é formada por uma lâmina silícica e outra de alumínio, que se sobrepõem indefinidamente. A união entre todas as camadas, por pontes de hidrogénio, é suficientemente firme para impedir a penetração de moléculas de água entre elas. Deste modo, as argilas caulínicas são as que possuem um comportamento mais estável na presença de água, têm fraca adsorção superficial e baixa capacidade de troca catiónica. Quanto à plasticidade, a caulinite torna-se plástica para teores de humidade relativamente baixos.

### 3.1.2. *Ilite*

Os minerais deste grupo são os mais abundantes nas argilas e apresentam um comportamento intermédio entre a caulinite e a montmorilonite. A ilite distingue-se desta última por apresentar baixa capacidade de troca catiónica, menor expansibilidade intercrystalina – devido ao baixo poder de retenção de água ou líquidos orgânicos – e, a união entre as camadas é mais estável.

### 3.1.3. *Montmorilonite*

As montmorilonites, também designadas por esmectites, e onde se incluem as bentonites, são formadas por uma unidade de alumínio entre duas de sílica. Devido à fraca união entre as camadas de sílica, este grupo permite uma adsorção elevada de moléculas de água, e sob diferentes condições de humidade, apresenta grandes variações volumétricas. Estas argilas possuem ainda grande capacidade de permuta catiónica e relativamente à plasticidade, é mais evidente na presença de teores de água superiores aos da caulinite (Sampaio, 2006; Machado & Machado, 1997).

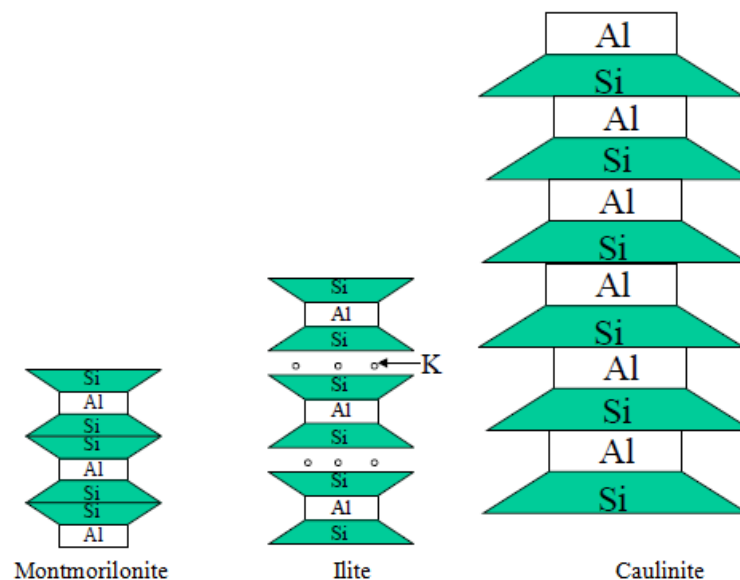


Fig. 3: Arranjos estruturais típicos dos três principais grupos de argilas (Machado & Machado, 1997).

## 3.2. *Propriedades gerais das argilas*

As argilas são uma das matérias-primas primordiais e utilizadas em quase todos os tipos de produtos cerâmicos. São materiais bastante heterogêneos, cujas características dependem da formação geológica e da localização da extração. Devido à sua plasticidade, a argila é facilmente manipulada quando húmida e apresenta elevada resistência após a secagem, por isso é um dos bens minerais mais utilizados pela humanidade, desde os tempos mais remotos até à atualidade, tendo uso nos equipamentos mais modernos (Velho, 2005).

Para além de ser necessário entender o conceito e a gênese dos minerais que constituem os solos argilosos, é essencial o conhecimento das suas propriedades físico-químicas, de forma a possibilitar a avaliação do seu comportamento, nomeadamente quando aplicados em obra.

As partículas de argila manifestam variadas propriedades, destacando-se a sua dimensão muito reduzida, a forma particularmente laminar e a elevada atividade química. Pelo interesse e utilidade que terão no desenvolvimento deste trabalho, seguidamente serão descritas as propriedades mais relevantes das argilas.

### **3.2.1. Granulometria**

Como tem sido referido ao longo deste trabalho, os minerais argilosos têm cristais de pequeníssimas dimensões, geralmente com diâmetro inferior a 2 micron. A granulometria é uma das características mais importantes destes minerais e que dominam muitas das suas propriedades. Na cerâmica, por exemplo, a plasticidade, permeabilidade e resistência dos corpos cerâmicos, dependem da dimensão, distribuição e forma do grão (Meira, 2001).

### **3.2.2. Superfície específica**

A superfície específica de uma argila é definida como sendo a soma das áreas da superfície externa e da superfície interna das partículas, por unidade de massa, expressa em  $m^2/g$ . As argilas possuem elevada superfície específica, muito relevante em certos usos industriais em que a interação sólido-fluido depende diretamente desta propriedade no sólido. Esta exprime o teor em fração argilosa ou o teor relativo de finos, médios e grossos, bem como o grau de dispersão/agregação das partículas constituintes de argila. No entanto, o valor desta característica não fornece uma representação ou imagem da dispersão dimensional do grão, uma vez que argilas com superfície específica igual ou semelhante podem proporcionar comportamentos muito distintos face a determinadas propriedades tecnológicas (Meira, 2001).

Na tabela 2 podem observar-se as dimensões e ordem de grandeza da superfície específica dos minerais de argila mais frequentes, incluindo os valores para as partículas de areia, facultando assim um termo de comparação entre os dois tipos, por forma obter uma melhor perceção desta propriedade:

<b>Partículas</b>	<b>Diâmetro (<math>\mu m</math>)</b>	<b>Espessura/diâmetro</b>	<b>Superfície específica (<math>m^2/g</math>)</b>
<b>Montmorilonite</b>	1,0 – 0,1	1/100	800
<b>Illite</b>	2,0 – 0,1	1/10	80 – 100
<b>Caulinite</b>	3,0 – 0,3	1/3 – 1/10	10 – 20
<b>Areia</b>	2000 – 60	$\approx 1$	0,001 – 0,04

**Tabela 2: Geometria e valores típicos da superfície específica de partículas de três minerais de argila e de areia (Lambe & Whitman, 1979, in Fernandes, 2006).**

Como seria de esperar, tendo em conta a dimensão das partículas constituintes de cada grupo, constata-se que a montmorilonite é a que possui maior superfície específica. Contrariamente, a ilite e a caulinite possuem superfícies específicas de aproximadamente 80 e 10 m<sup>2</sup>/g, respetivamente, devido ao crescente tamanho comparativamente à primeira. Esta propriedade dos argilominerais é muito importante na medida em que quanto maior a superfície específica, maior será o predomínio das forças elétricas (em detrimento das forças gravitacionais), na influência sobre as propriedades do solo (estrutura, plasticidade, coesão, etc.) (Machado & Machado, 1997).

Na figura seguinte são apresentados os valores da superfície específica de partículas de forma geométrica que correspondem a areias e argilas (as duas primeiras e as duas últimas, respetivamente):

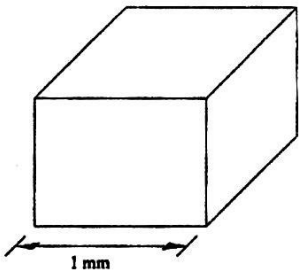
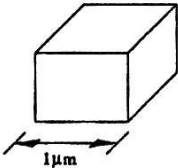
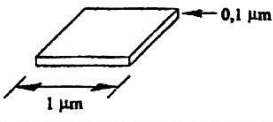

Forma / Dimensões (1)	$S_{ext}$ (m <sup>2</sup> )	$V$ (m <sup>3</sup> )	$S_{ext} / V$ (m <sup>-1</sup> )	Sup. específica (m <sup>2</sup> /g) (2)
	$6 \times 10^{-6}$	$10^{-9}$	$6 \times 10^3$	$2,2 \times 10^{-3}$
	$6 \times 10^{-12}$	$10^{-18}$	$6 \times 10^6$	2,2
	$2,4 \times 10^{-12}$	$10^{-19}$	$2,4 \times 10^7$	8,9
	$2,04 \times 10^{-12}$	$10^{-20}$	$2,04 \times 10^8$	75,6

Fig. 4: Cálculo da superfície específica de partículas de forma geométrica simples e dimensões correspondentes a areias e argilas (adaptado de Fernandes, 2006).

Como se pode constatar, enquanto a forma cúbica se aproxima a uma partícula de areia, as duas partículas de forma laminar, cujas faces apresentam dimensão coincidente com as da partícula cúbica de 1μm de aresta, representam as partículas de argila. Analisando os valores obtidos em cada figura, facilmente se conclui que a forma laminar constitui um fator relevante no crescimento da superfície específica dos minerais de argila.



### 3.2.3. Capacidade de troca iónica

Os minerais de argila possuem a capacidade de trocar iões fixados na superfície exterior dos seus cristais, nos espaços inter-camadas estruturais ou noutros espaços interiores acessíveis por outros iões existentes em soluções aquosas envolventes. A capacidade de troca iónica que um mineral argiloso pode possuir, resulta do desequilíbrio das suas cargas elétricas. Este desequilíbrio deve-se a substituições isomórficas, as quais influenciam fortemente determinadas características físico-químicas (Meira, 2001). Assim, as partículas argilosas possuem uma carga elétrica globalmente negativa distribuída pela superfície, embora geralmente sejam carregadas negativamente nas faces e positivamente nos bordos.

A Fig.5 evidencia a interação das partículas com o meio exterior, atraindo iões positivos de sais dissolvidos na água ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Al}^{3+}$ , etc.), bem como moléculas de água, moléculas consideradas dipolos – compreendem um ião positivo ( $\text{H}^+$ ) e outro negativo ( $\text{OH}^-$ ). O conjunto das moléculas de água que se encontra mais próximo da superfície da partícula, e que está sujeito a tensões muito elevadas, designa-se por água adsorvida – água não libertada por secagem em estufa. Cada partícula pode atrair várias camadas de moléculas de água e iões positivos até ficar eletricamente neutralizada.

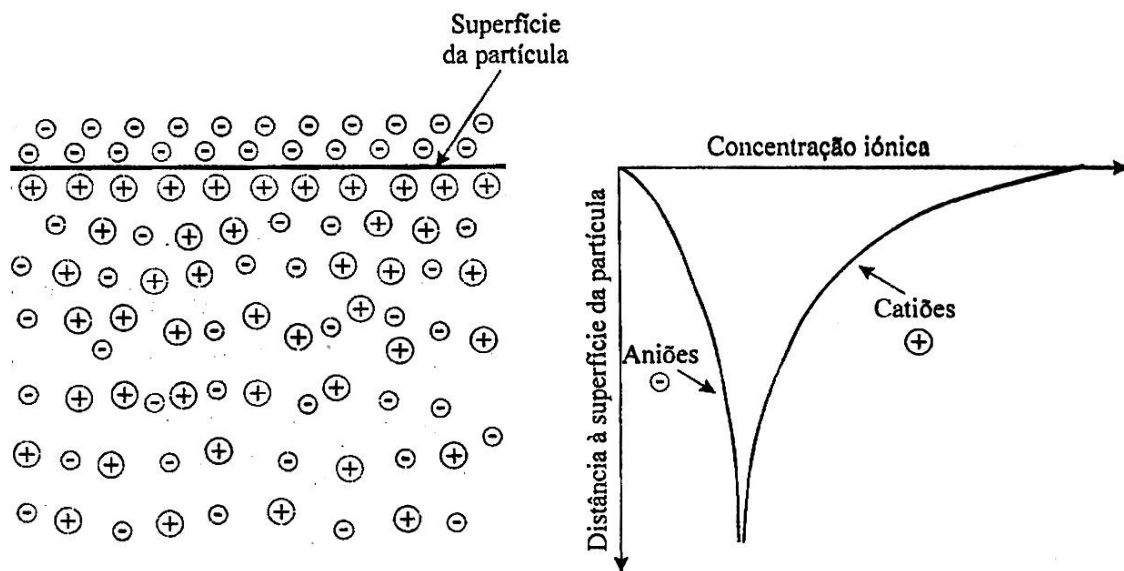


Fig.5: Dupla camada elétrica numa partícula de argila (Fernandes, 2006).

Além destas forças de natureza elétrica, existem outras forças atrativas, designadas por *Van der Waals*. Estas desenvolvem-se entre as moléculas de uma partícula, assim como entre moléculas de partículas vizinhas.

Para finalizar, no interior de um solo argiloso, as partículas adotarão posições relativas para que em cada ponto haja equilíbrio entre forças atrativas, forças repulsivas e forças gravíticas. Assim, entre as partículas de uma argila, desenvolvem-se forças de superfície que normalmente ultrapassam em importância as forças gravíticas (Fernandes, 2006).

#### **3.2.4. Suspensão coloidal argilosa**

As partículas cujo comportamento seja comandado pelas forças de superfície e não pelo peso próprio designam-se por colóides. Geralmente, fragmentos com superfícies específicas superiores a 25 m<sup>2</sup>/g têm comportamento coloidal.

A dispersão dos argilominerais em água pode conduzir à sua deposição num intervalo de tempo maior ou menor. Quando o intervalo é menor, trata-se de uma *solução do tipo coloidal*; caso contrário, em que as partículas são maiores, refere-se a uma *suspensão coloidal*.

As suspensões coloidais exibem algumas particularidades, designadamente (Costa, 2006):

- **Efeito Tyndall** – fenómeno ótico (somente quando a suspensão é observada contra um fundo negro) que identifica a perturbação devida à dispersão das partículas em todas as direções;
- **Movimentos brownianos** – movimentos irregulares em todas as direções devido ao embate das moléculas do meio dispersante nas partículas de argila.
- **Eletroforese** – migração das partículas de argila sob efeito de um campo elétrico: as partículas de argila dirigem-se para o polo positivo, enquanto os catiões de troca vão para o polo negativo.

#### **3.2.5. Viscosidade**

A viscosidade de um fluido traduz a resistência que ele oferece à fluência. No sistema argila-água, o comportamento reológico assemelha-se ao de um fluido constituído por um número infinito de moléculas lamelares que, quando em movimento, deslizam umas sobre as outras. Desta forma, a viscosidade não é mais do que a medida de fricção interna das suas moléculas, sendo que a fluidez é o seu inverso.

A viscosidade de qualquer suspensão de argila sofre transformações, que geralmente aumenta contínua e irreversivelmente com o tempo, se não lhe for adicionada água. A modificação irreversível da viscosidade deve-se à separação progressiva, por ação da água, dos agregados de minerais de argila e à clivagem dos cristais que os constituem, que faz aumentar o contacto entre os grãos e conseqüentemente a viscosidade.

Após o repouso durante algum tempo de uma suspensão de argila, esta torna-se mais espessa, ou seja, mais viscosa. No entanto, esta situação é reversível, se a mesma for sujeita a uma forte agitação, tornando-a novamente fluida. Este fenómeno designa-se de tixotropia (Meira, 2001).

### **3.2.6. Plasticidade**

A plasticidade ou trabalhabilidade de uma argila é a propriedade que se manifesta na mudança de forma de uma massa composta por argila e água, sem que haja rutura. Esta alteração da forma (retenção) deve-se à aplicação de uma força exterior, que posteriormente é removida ou reduzida abaixo de um certo valor, correspondente à chamada tensão de cedência. O grau de deformação de uma pasta argilosa até entrar em rotura, aumenta progressivamente até determinado valor em função do teor em água. Ou seja, à medida que se adiciona água, verificam-se duas fases: inicialmente a argila desagrega-se rapidamente, e no fim, torna-se viscosa. O ponto em que se limitam estas duas fases designa-se ponto de maior plasticidade. A quantidade de água necessária para se alcançar este ponto, é variável em função do tipo de argila – 10% para argilas gordas (muito plásticas) e 50% para argilas magras (pouco plásticas). Os principais fatores que afetam a plasticidade são a mineralogia, granulometria, forma dos cristais, carga elétrica e estado de desfloculação da argila (Meira, 2001; Martins & Silva, 2004).

### **3.2.7. Endurecimento após secagem ou cozedura**

Quando se coloca um bloco de argila a secar ao ar, a velocidade de vaporização vai diminuindo progressivamente e o bloco vai-se contraindo. Tal efeito ocorre porque as camadas externas, ao secarem, recebem a água existente nas camadas internas, por capilaridade, que em contacto com o exterior também seca.

Este fenómeno verifica-se nos corpos cerâmicos, que após serem formados com as argilas, são secos a uma temperatura de cerca de 110°C. Durante a secagem, aqueles sofrem contrações de volume, rápidas e não uniformes, e que por isso causam fendilhamento e deformação. Os corpos argilosos secos adquirem uma certa resistência mecânica que permite a sua manipulação no decurso do processo de fabricação. Esta resistência pode variar, dependendo dos seguintes parâmetros: forma e espessura, tipo e teor de argila, finura e forma das partículas (Meira, 2001; Martins & Silva, 2004).

### **3.2.8. Atividade das argilas**

Por último, mas não menos importante, é abordada a atividade das argilas. Esta é determinada pelo quociente entre o índice de plasticidade (IP) e a percentagem em peso de material de granulometria inferior a 2µm:

$$A_t = \frac{IP}{\% < 2 \mu m} \quad [1]$$

O índice de plasticidade (Ip) refere-se à série de teores em água que resulta da diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade.

De acordo com a Tabela 3, é possível classificar as argilas, quanto à sua atividade, em três grupos: pouco ativas, normais, e muito ativas. Tal como foi abordado anteriormente, estas classificações correspondem às caulinites, ilites e montmorilonites, respetivamente.

Argila	$A_t$
Pouco ativa	< 0,75
Normal	0,75 – 1,25
Muito ativa	> 1,25

Tabela 3: Classificação dos minerais de argila quanto à sua atividade (Fernandes, 2006).

A atividade da argila presente nos solos pode ser também verificada graficamente, isto é, através do declive das retas que relacionam o índice de plasticidade e a fração de argila presente (Fig. 6). O facto de o declive das retas ser diferente de caso para caso, reflete a influência do mineral de argila.

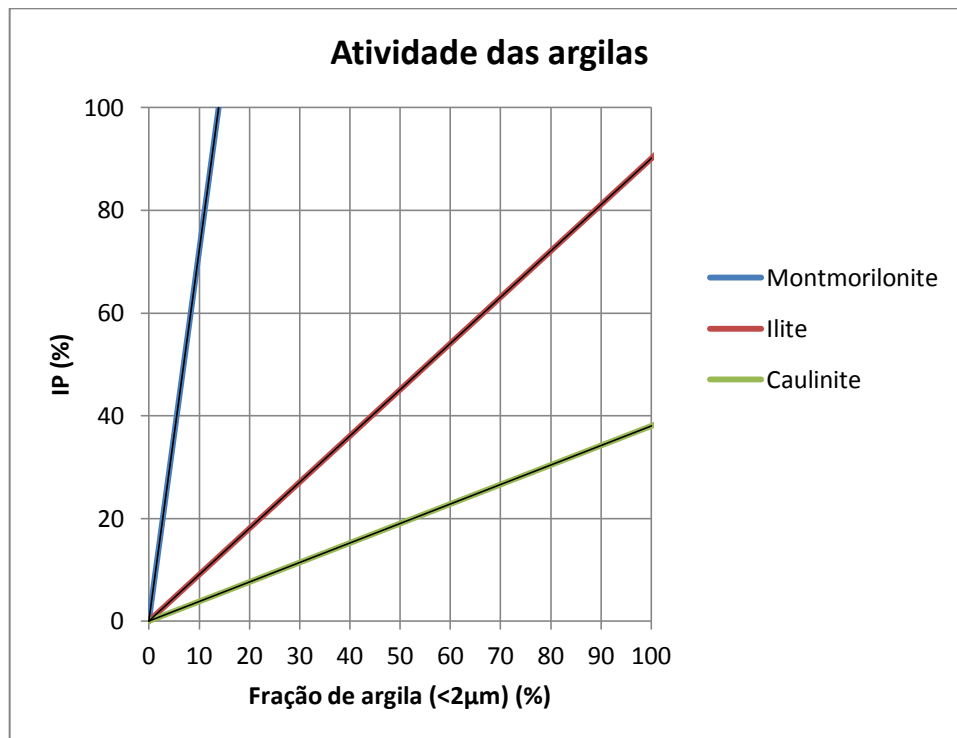


Fig. 6: Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (adaptado de Fernandes, 2006).

A comparação do valor desta propriedade com os valores da atividade dos principais minerais de argila facilita o conhecimento, ainda que forma indireta, da composição mineralógica da argila em causa. Este aspeto é muito importante, pois para além de permitir a avaliação da atividade do solo, evita o recurso a métodos diretos e mais sofisticados para a sua determinação, que seriam mais morosos e dispendiosos (Fernandes, 2006).

### **3.3. Métodos de identificação das argilas**

A argila pode ser difícil de identificar devido ao pequeníssimo tamanho dos grãos e à composição estrutural variável. Para a identificação e caracterização dos minerais argilosos, existem diversas técnicas e métodos analíticos, dos quais interessa destacar:

- **Análise térmica diferencial:**

É a técnica na qual a diferença de temperatura entre a argila e um material de referência (termicamente inerte) é registada enquanto aqueles são submetidos a uma programação controlada de temperatura.

Ao longo do programa de aquecimento, a temperatura dos dois materiais mantém-se igual até que ocorra alguma alteração física ou química na amostra. Se a reação for exotérmica, o material argiloso liberta calor, ficando por um curto período de tempo com uma temperatura maior que a outra amostra. Do mesmo modo, se a reação for endotérmica a temperatura da argila será temporariamente menor que a do material padrão. A identificação dos minerais de argila puros é realizada pela posição, forma e intensidade dos picos endotérmicos e exotérmicos registados nos termogramas. No entanto, esta técnica está limitada no caso de misturas de argilominerais, pois a posição e intensidade dos picos são alteradas pelas misturas (Christófolli, 2010).

- **Análise térmica gravimétrica:**

A análise térmica gravimétrica consiste no aquecimento da argila a taxa constante, com o aparelho conectado a uma balança de precisão, permitindo o registo das variações de massa em função da temperatura. Este método é mais eficaz quando utilizado em paralelo com o processo anterior. De um modo geral, os termogramas dos argilominerais não são suficientes para a identificação da espécie mineralógica, apenas permitem a classificação geral dos principais argilominerais, sobretudo em argilas como a caulinite, montmorilonite, ilite, clorite e argilominerais fibrosos (Christófolli, 2010).

- **Microscopia eletrónica de transmissão (MET) e de varrimento (MEV):**

O microscópio eletrónico de transmissão (MET) é composto por uma fonte geradora de eletrões que atravessam a amostra, extremamente fina, e formam uma imagem bidimensional, permitindo a visualização de partículas menores que  $0,2\mu\text{m}$  e a definição de imagens intracelulares (Galletti, 2003).

O microscópio eletrónico de varrimento (MEV) é semelhante ao anterior e também utiliza um feixe de eletrões que atuam sobre a superfície dos materiais, facultando rapidamente informações sobre a morfologia e identificação de elementos químicos de uma amostra sólida. A sua grande utilização deve-se à capacidade de produzir imagens tridimensionais de alta resolução, atingindo valores da ordem de 2 a 5 nanómetros por alguns tipos de aparelhos (Dedavid *et al.*; 2007). Assim, o MET é mais adequado para estudar a estrutura interna de uma amostra, enquanto o MEV será mais utilizado para analisar a topografia superficial, apresentando a vantagem de produzir imagens a três dimensões.

- **Análise por microsonda eletrónica:**

A microsonda eletrónica combina as facilidades de um MEV com as do espectrómetro de fluorescência de raios X. Assim, esta técnica é igualmente efetuada por um microscópio eletrónico, vocacionado para a obtenção de microanálises, análise química dos elementos maiores e mapas de raios X que permitem observar a distribuição espacial dos elementos constituintes da amostra. Caracteriza-se por elevada capacidade de resolução espacial e boa resolução analítica (Sial & McReath, 1984).

- **Ressonância magnética nuclear:**

A ressonância magnética nuclear é uma espectroscopia vigorosa, no que respeita ao estudo da dinâmica molecular e à caracterização de modificações na estrutura química de um material. Esta, quando combinada com outras técnicas analíticas permite investigar a estrutura e propriedades de materiais lamelares híbridos, como as argilas organofílicas (Tavares *et al.*; 2008).

De entre as várias técnicas de caracterização de materiais, a técnica de **difração de raios X** é a mais indicada na determinação das fases cristalinas presentes nos minerais argilosos, por permitir a obtenção de resultados mais precisos e detalhados, a análise de materiais compostos por uma mistura de fases, assim como a análise quantitativa das mesmas. Para além destas vantagens, exhibe outras, nomeadamente o facto de ser uma tecnologia de análise simples, rápida e não destrutiva, apresentando o único inconveniente o facto de não poder ser aplicada nos minerais não cristalinos.

Esta técnica é possível porque na maior parte dos cristais, os átomos ordenam-se em planos separados entre si por distâncias da mesma ordem de grandeza dos comprimentos de onda dos raios X. O fenómeno de difração ocorre devido à interação dos cristais com os átomos presentes, quando neles incide uma certa quantidade de raios X.

A difração de raios X ocorre segundo a Lei de Bragg, a qual estabelece a relação entre o ângulo de difração e a distância entre os planos que a originaram:

$$n\lambda = 2d \sin\theta \quad [2]$$

Na equação, **n** representa um número inteiro positivo referente à ordem do raio difratado por uma dada distância interplanar **d**. O ângulo de difração é **θ** e **λ** o comprimento de onda dos raios X incidentes.

Na caracterização dos minerais argilosos, a utilização da técnica de difração de raios X é ainda mais apropriada, pois uma análise química reportaria os elementos químicos presentes no material, mas não a forma como eles estão ligados. A semelhança do comportamento térmico das partículas de argila também afasta a utilização da análise térmica diferencial, sendo também mais dispendiosa e morosa.

A quantificação de fases a partir da difração de raios X é feita com base nas intensidades dos picos do difratograma. Estes estabelecem uma relação característica da estrutura cristalina de cada fase

componente e refletem a proporção das fases na amostra. No entanto, na definição e caracterização das argilas, o elevado teor de quartzo da amostra e a sua facilidade de orientar-se, resultam em picos bem definidos e de grande intensidade da fase cristalina, prejudicando muitas vezes a identificação e caracterização das demais fases (Albers *et al.*; 2002).

### **3.4. Usos e aplicações da argila**

A argila é entre os recursos minerais, aquele que permite maior número e maior diversidade de aplicações, quer seja pelas suas características específicas, quer seja pelas particularidades dos seus depósitos. Entre os campos de aplicação industrial mais importantes, evidenciam-se a cerâmica, o papel, os plásticos, as tintas, o cimento e as perfurações para pesquisa e exploração de água, petróleo ou gás. A argila foi um dos primeiros produtos naturais utilizados pelo homem em aplicações muito importantes, nomeadamente na construção de habitações. Cerca de 90% do total produzido destina-se à fabricação de agregados e materiais de construção, enquanto os 10% restantes têm várias aplicações, entre as quais as já referidas: tintas, papel, borracha, produtos químicos e farmacêuticos, sendo ainda úteis na indústria do petróleo e na agricultura. Este aspeto permite classificar os minerais argilosos como sendo os minerais economicamente mais importantes, tanto pela quantidade como pela qualidade produzida (Velho, 2005).





#### 4. Plasticidade e limites de consistência

Para a caracterização dos solos de textura fina, os ensaios de granulometria não são suficientes, pois as suas propriedades plásticas dependem essencialmente do teor de água, além da forma das partículas e da sua composição química e mineralógica.

Um solo argiloso pode apresentar-se no estado líquido, plástico, semi-sólido ou sólido, dependendo da sua humidade. Ao estado físico do solo dá-se o nome de consistência e os limites inferiores e superiores do teor de água para cada estado do solo são designados por limites de consistência.

No estado plástico, o solo apresenta uma propriedade denominada plasticidade, que representa a maior ou menor capacidade do solo ser moldado (ou deformar-se) sob certas condições de humidade, sem entrar em rotura e sem variação de volume. A manifestação desta propriedade num solo depende essencialmente dos seguintes fatores (Machado & Machado, 1997):

- Humidade: Existe uma faixa de humidade dentro da qual o solo se comporta de forma plástica. Para valores inferiores, o solo comporta-se como semi-sólido ou sólido, e para maiores teores de água, o solo comporta-se como um líquido.

- Tipo de argilomineral: As propriedades que caracterizam cada tipo de argilomineral – forma, constituição mineralógica, tamanho, superfície específica, etc. – influenciam o comportamento plástico do solo. Assim, quanto maior a superfície específica, maior a plasticidade do solo.

Desta forma, a avaliação das características de plasticidade de um solo fino, nomeadamente dos seus limites de plasticidade e de liquidez, é determinante para a correta previsão dos aspetos fundamentais do seu comportamento. A caracterização da plasticidade de um solo envolve a quantificação de valores característicos do teor em água, aos quais correspondem sucessivos e variáveis estados do solo.

Com efeito, para valores muito elevados do teor em água, a mistura água-solo comporta-se como um líquido; reduzindo de forma homogénea e progressiva o teor em água, a partir de certo ponto a pasta passa a ter um comportamento moldável ou plástico. Continuando a diminuir a mesma grandeza, a partir de certo valor, o estado do solo passa a ser friável, separando-se em fragmentos quando se tenta moldá-lo. Se a redução da água no solo continuar, a partir de certo ponto deixará de provocar uma redução de volume, passando a secar a volume constante (Fernandes, 2006).

Como se pode ver (fig.7), os três valores do teor em água que limitam as quatro zonas de diferentes estados ou comportamentos são, respetivamente, o limite de liquidez (LL), o limite de plasticidade (LP) e o limite de retração (LR), também designados por limites de consistência ou Atterberg.

A diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade designa-se por índice de Plasticidade (IP).

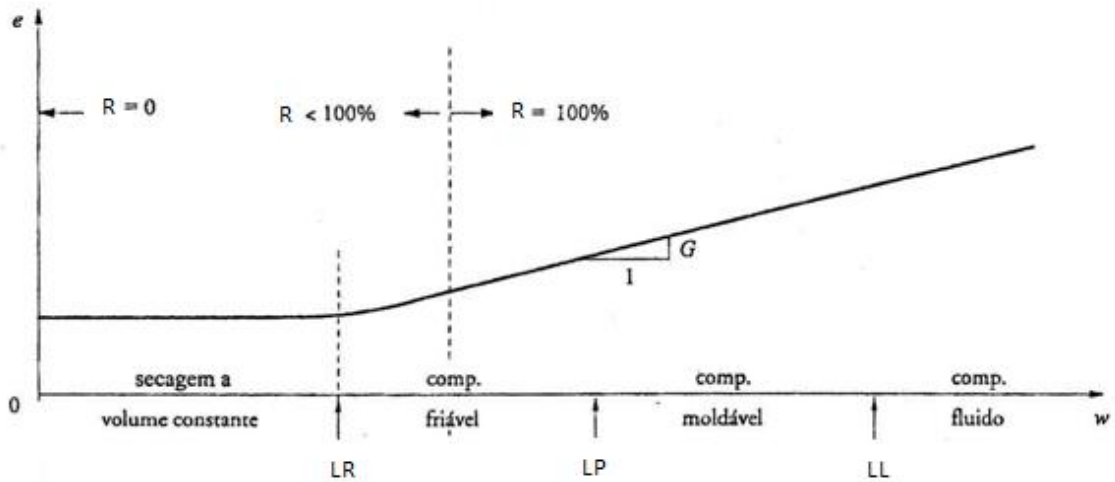


Fig. 7: Definição dos limites de consistência ou de Atterberg (adaptado de Fernandes, 2006).

#### 4.1. Limite de Liquidez (LL)

É possível definir o limite de liquidez como sendo o teor em água que delimita a fronteira entre o estado fluido e o estado plástico ou moldável de um solo. Ou seja, é quando o solo passa do estado plástico para o líquido.

#### 4.2. Limite de Plasticidade (LP)

Por sua vez, o limite de plasticidade é o teor em água existente entre o comportamento moldável e o friável (semi-sólido). No estado friável, o solo apresenta fraturas e rompe ao ser trabalhado. Devido ao reduzido intervalo de variação na generalidade dos solos finos, este limite não é tão representativo das características dos solos como o limite de liquidez.

#### 4.3. Limite de Retração (LR)

A quantidade e o tipo de argila presentes no solo são responsáveis pelos movimentos de retração e expansão, que se observam quando há variação da humidade. Assim, o limite de retração é o teor em água que define a fronteira abaixo da qual a secagem do solo se processa a volume constante, ou seja, separa os estados de consistência sólido e semi-sólido.

#### 4.4. Índice de Plasticidade (IP)

O índice de plasticidade corresponde à faixa de valores de humidade do solo na qual ele se comporta como um plástico. É a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade:

$$IP = LL - LP \quad [3]$$

Quanto maior for o valor deste índice, mais compressível será a argila.

Plasticidade	IP
Não plástico	0 – 1
Pouco plástico	1 – 7
Medianamente plástico	7 – 15
Muito plástico	> 15

Tabela 4: Classificação dos solos argilosos quanto à plasticidade (Machado & Machado, 1997).

Do que foi exposto, é possível fazer-se as seguintes considerações:

- Os limites de liquidez e de plasticidade, bem como o índice de plasticidade, tendem a crescer com a quantidade de argila presente nos solos. Assim, quando estes valores são muito elevados, os solos designam-se muito plásticos;
- Normalmente, os solos mais recentes apresentam teor em água relativamente próximo do limite de liquidez. Em consequência, manifestará uma consistência muito baixa e compressibilidade muito elevada;
- Contrariamente, os solos argilosos mais antigos apresentam valores do teor em água mais afastados do limite de liquidez, o que faz com que sejam mais consistentes.

#### 4.5. Índices de consistência e de liquidez ( $I_c$ e $I_L$ )

A comparação do teor em água natural ( $w$ ) de um dado solo argiloso com os limites de Atterberg, fornece uma indicação aproximada da consistência do solo. Para tal, é considerado um novo índice, o índice de consistência ( $I_c$ ):

$$I_c = \frac{LL-w}{IP} \quad [4]$$

Outros autores, em alternativa, preferem utilizar o índice de liquidez ( $I_L$ ):

$$I_L = \frac{w-LP}{IP} \quad [5]$$

Na tabela seguinte apresenta-se uma classificação dos solos argilosos quanto à sua consistência:

<b>Consistência da argila</b>	<b><math>I_c</math></b>
Muito mole	0,0 – 0,25
Mole	0,25 – 0,50
Média	0,50 – 0,75
Rija	0,75 – 1,00
Dura	> 1,00

**Tabela 5: Classificação dos solos argilosos quanto à consistência (Fernandes, 2006).**

## 5. Determinação dos Limites de Atterberg

Para a determinação dos limites de liquidez e de plasticidade, existem dois equipamentos bastante diferentes, que operam segundo metodologias também muito próprias e distintas e cujos resultados apresentam algumas variações, e que por isso, têm sido alvo de estudo mais recentemente. Os dois equipamentos são a concha de Casagrande e o *fall cone*.

Em Portugal, o método mais usado é o da concha de Casagrande, descrito na norma portuguesa NP-143 (1969), enquanto o método do *fall cone* é mais divulgado e praticado noutros países, pelo que é necessário recorrer a uma norma estrangeira, mais especificamente, a CEN ISO/TS 17892-12 (October, 2004) para execução do referido ensaio.

### 5.1. Determinação do limite de liquidez – Concha de Casagrande

O limite de liquidez, segundo a norma portuguesa NP-143 (1969) é determinado pela concha de Casagrande, desenvolvida por Arthur Casagrande.

O aparelho é essencialmente constituído por uma concha semiesférica de latão e por um dispositivo mecânico que permite fazer levantar a mesma que em seguida é deixada cair, de uma altura regulável sobre uma base de madeira, borracha dura ou outro material de características idênticas. O equipamento contém também um contador de golpes e um riscador com o qual se executa um sulco que separa o solo em duas metades.

Inicialmente coloca-se uma porção da pasta preparada (solo e água destilada) na concha, de modo a obter-se uma camada nivelada e com espessura máxima de 1cm. De seguida, faz-se um sulco a meio da porção, deslocando o riscador de forma vertical e perpendicularmente à superfície da concha.

Aciona-se o contador de golpes até que as duas metades do provete, devido às pancadas da concha sobre a base, entrem em contacto numa extensão de cerca de 1 cm, e anota-se o número de pancadas correspondente.

Por fim, retira-se cerca de 10g da amostra da zona do sulco em que se deu a união e procede-se à determinação do teor em água (pelo método da secagem em estufa, segundo a norma NP-84, 1965). Repete-se as mesmas operações sobre mais três amostras, aumentando gradualmente o teor em água, tornando-as cada vez mais fluidas.

É importante salientar que os teores em água das quatro amostras devem ser tal que o número de pancadas necessárias varie entre 10 e 40, e se distribuam em dois ensaios abaixo das 25 e, em outros dois, acima deste valor.



**Fig. 8: Concha de Casagrande utilizada nos ensaios relativos à presente dissertação.**

Registado o número de pancadas correspondente a cada um dos ensaios, ajusta-se uma reta que relaciona o teor em água de cada um dos provetes com o correspondente número de pancadas, assinalando em ordenadas e numa escala aritmética o primeiro parâmetro, e em abcissas e sobre escala logarítmica, o segundo parâmetro.

Assim, o limite de liquidez da amostra ensaiada é determinado pelo teor em humidade correspondente a 25 pancadas, obtido por interpolação na reta traçada, e expresso em percentagem.

### **5.2. Determinação do limite de plasticidade**

O ensaio mais clássico e usado em todos os laboratórios para determinação do limite de plasticidade é um método manual e por isso depende essencialmente de cada operador. Consiste em retirar 20g de solo preparado com a quantidade de água suficiente para que a massa se torne plástica e permita moldar quatro esferas de diâmetros sensivelmente iguais. Rola-se cada um dos provetes entre a mão e uma placa de vidro, transformando-os em filamentos cilíndricos. Assim que este atinge cerca de 3 mm de diâmetro, volta-se a moldar a esfera e rolá-la novamente, até que devido à sua progressiva secagem, se dê a rotura do provete quando é atingido aquele diâmetro. O ensaio termina com a aglomeração dos filamentos obtidos para determinar o teor em água. Repetem-se as mesmas operações para mais três provetes.

Desta forma, o limite de plasticidade da amostra ensaiada corresponde à média dos teores em água determinados para os quatro provetes, expresso em percentagem e arredondado às unidades.

### **5.3. Limitações associadas à Concha de Casagrande**

Inerente à estrutura e ao princípio de funcionamento deste dispositivo, estão associadas algumas limitações. Por exemplo, no tradicional ensaio de limite de liquidez, o próprio criador, Arthur Casagrande, reconhece a sua desvantagem, como sendo essencialmente um ensaio dinâmico de cisalhamento. Confirmam-se ainda outras dificuldades, com base nos trabalhos realizados:

- Dificuldade em fazer a ranhura em solos arenosos;
- Solos de baixa plasticidade tendem a liquidificar em vez de fluir por plasticidade;
- Influência do operador na execução da profundidade da ranhura e observação oportuna do momento de fecho da mesma.

Por outro lado, o ensaio de limite de plasticidade, como já foi mencionado, é considerado pelos investigadores como um ensaio primitivo e que depende essencialmente da habilidade individual do operador. Principalmente em solos com LP baixos ou próximos do LL torna-se difícil a formação do cilindro, e, conseqüentemente, operadores inexperientes ou mesmo impacientes, são induzidos a classificar o solo como não plástico (NP) (Silveira, 2001).

Além das limitações já enumeradas, é ainda possível – segundo vários estudos precedentes, e inclusive os ensaios efetuados no âmbito da presente dissertação – reunir as seguintes desvantagens do aparelho e metodologia em questão:

- Sensibilidade a pequenas diferenças dos elementos que constituem o aparelho: tipo de riscador para executar o sulco e desgaste do mesmo ao longo do tempo; dureza e forma da concha e degradação do interior da mesma devido aos sucessivos sulcos realizados;
- Sensibilidade à técnica do operador: estimativa da quantidade e profundidade do solo a ensaiar; a exatidão do tempo de dois golpes por segundo; construção adequada do sulco – deve atender ao seu correto alinhamento e orientação, que deve ser perpendicular relativamente à posição do operador e estimativa de um fecho do sulco numa extensão de 1cm.

Pelo que foi abordado até este ponto, é possível rematar que os ensaios realizados com o dispositivo da Concha de Casagrande podem ser bastante influenciados por inúmeras variáveis. Assim, de forma a poder minimizar as divergências dos resultados obtidos com este aparelho, é fundamental destacar e descrever mais detalhadamente os seguintes fatores:

#### **5.3.1. Solos arenosos**

Tal como foi confirmado, a Concha de Casagrande não é adequada para trabalhar com solos arenosos. Neste tipo de solos, a resistência ao corte manifestada durante a execução do sulco é maior do que a aderência e a fricção entre a superfície da concha e o solo, pelo que o solo tende a deslizar ao longo da concavidade, impossibilitando a formação de uma camada uniforme e nivelada e da correta ranhura. Sendo este aparelho de natureza dinâmica, os solos de baixa

plasticidade comportam-se como um líquido no momento do impacto, fechando o sulco através de deslizamento, em vez de fluir por plasticidade. Deste modo, a realização do ensaio de limite de liquidez torna-se muito difícil e até mesmo inválido. Consequentemente, para estes solos, o limite de plasticidade também não faz sentido, devido à rotura dos filamentos cilíndricos.

### **5.3.2. Tipo de riscador**

Foram desenvolvidas duas ferramentas para execução do sulco. A primeira, introduzida por Casagrande, tem a forma de uma espátula, com uma ponta aguçada e dois bordos. Estes servem para nivelar e calibrar a camada de solo, aquando da execução do sulco. Apesar desta vantagem, segundo Kestler (1982), este utensílio apresenta algumas desvantagens, nomeadamente, as dimensões da ranhura resultante diferirem ligeiramente das especificações ASTM e a dificuldade do operador em manter a ferramenta perpendicular à Concha.



**Fig. 9: Riscador utilizado para a execução do sulco, desenvolvido por Casagrande.**

O segundo utensílio, que consta da norma NP-143 (LNEC, 1969), designado também por riscador, é longo, curvado e em forma de cunha. Este mantém as dimensões apropriadas na execução do sulco, no entanto contribui para a diminuição da plasticidade ao separar a camada de solo em duas metades, fazendo-as deslizar ao longo da concha. Porém, este inconveniente é mais evidente em solos de baixa plasticidade (Kestler, 1982).



**Fig. 10: Riscador utilizado para execução do sulco, desenvolvido pela ASTM.**

### **5.3.3. Quantidade de solo a ensaiar**

Quanto maior for a quantidade de solo adicionada para a determinação do limite de liquidez, mais profundo será o sulco. Isto significa que o teor em água é também maior, o que implica que o solo terá de possuir uma maior resistência ao corte, de forma a suportar as 25 pancadas. Isto é, a coesão (ou resistência ao corte) varia inversamente com o teor em água, logo, para um maior valor daquela propriedade do solo, o limite de liquidez será menor do que para a quantidade de solo ideal. O mesmo raciocínio aplica-se no caso inverso, em que o limite de liquidez será superior ao valor ótimo.



#### **5.3.4. Técnica do operador**

Visto que a metodologia de ensaio com a Concha de Casagrande depende essencialmente da sensibilidade e técnica do operador, este é um dos fatores mais influenciáveis nos resultados obtidos, para ambos os ensaios. Estudos elaborados por Kestler (1982) comprovam que há uma maior variação entre operadores de laboratórios diferentes, onde os dispositivos e a sua forma de manuseamento podem diferir em alguns aspetos. No entanto, a falta de experiência ou de precisão também sustentam este facto. Por este mesmo motivo, no desenvolvimento deste trabalho foram realizados vários testes de experimentação, antes de se proceder aos ensaios definitivos nos solos em estudo, de forma a minimizar alguns erros técnicos e consequentemente a variação dos resultados obtidos.

#### **5.4. Determinação do limite de liquidez – cone penetrómetro**

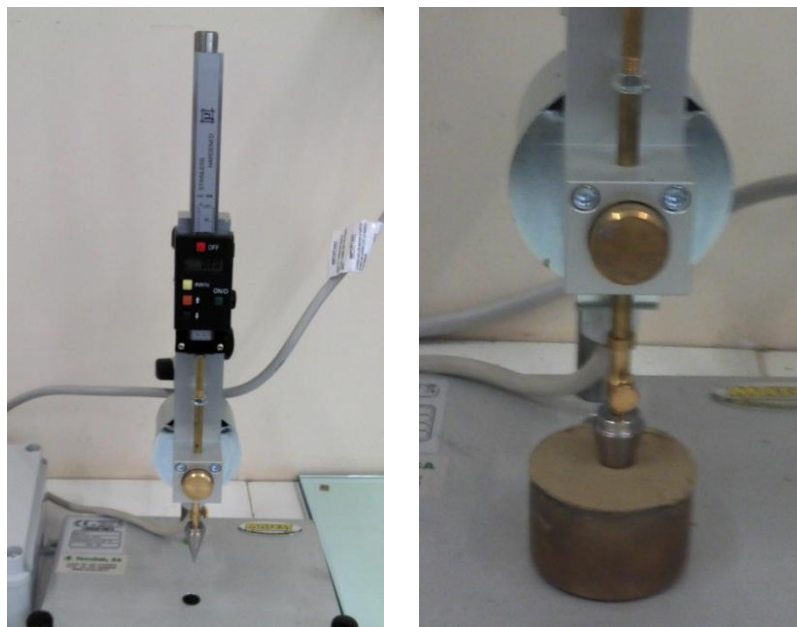
Na tentativa de minimizar os inconvenientes apresentados pelo método tradicional da Concha de Casagrande, particularmente a influência do operador, surge uma alternativa para caracterização dos padrões de plasticidade dos solos – o *fall cone* ou cone penetrómetro. Este aparelho, desenvolvido por John Olssen, permite a determinação dos limites de consistência num único ensaio. Contrariamente ao ensaio dinâmico de cisalhamento produzido pelo impacto da concha, o *fall cone* é um ensaio estático que utiliza a penetração de um cone no solo para determinação dos limites de liquidez e plasticidade.

O ensaio consiste em medir a penetração vertical de um cone padronizado sob condições especificadas de peso, ângulo e tempo de queda, numa amostra de solo previamente preparada. Existem alguns métodos que usam este dispositivo, diferindo no peso, ângulo e na profundidade de penetração do cone.

O *fall cone* utilizado neste trabalho (fig.11), resultado de grandes progressos e inovações ao longo dos anos, é essencialmente constituído por um braço de suporte ajustável; uma régua graduada e um medidor eletrónico que medem a penetração; dois tipos de cones, que diferem no ângulo e no peso; um botão que aciona a queda do cone; os recipientes de mistura; um sistema de nivelção do equipamento e um painel de controlo e programação do tempo.

Desde a invenção deste dispositivo, em 1915, foram vários os países (EUA, França, Inglaterra, Canadá e Brasil) que o desenvolveram e estudaram as possíveis combinações de massa, ângulo do cone e profundidade de penetração, no sentido de encontrar a mais favorável na determinação do limite de liquidez.

O *fall cone* mais recente, automatizado, e utilizado neste trabalho, apresenta algumas diferenças relativamente ao aparelho inicial idealizado por Olssen, nomeadamente: o sistema de aquisição de dados consegue registar a penetração do cone em intervalos de tempo de 0,01s; a libertação e imobilização do cone são feitas de forma automática, com controlo de um temporizador e é possível o uso de cones de vários pesos. Assim, comparativamente com o tradicional mecanismo do *fall cone*, este dispositivo automatizado apresenta algumas vantagens, nomeadamente no que respeita à exatidão e precisão na medição de pequenas penetrações.



**Fig. 11: Cone penetrómetro utilizado nos ensaios elaborados, no âmbito da presente dissertação.**

Com base na norma que se ocupa deste método mais recente, a CEN ISO/TS 17892-12 (October, 2004), é possível determinar o limite de liquidez da seguinte forma: prepara-se uma pasta de solo com cerca de 200g adicionando água destilada, e mistura-se durante 10 minutos com uma espátula. Com pequenas quantidades de solo misturado, enche-se um copo com 55mm de diâmetro e 40mm de profundidade de forma cuidada, para impedir a formação de bolhas de ar. O excesso de solo deve ser retirado, originando uma superfície lisa. Com o cone de penetração bloqueado na posição vertical, baixa-se o conjunto de suporte de modo que a ponta do equipamento só toque a superfície do solo. Sabe-se que o cone se encontra na posição correta, quando a superfície do solo fica marcada apenas com um ligeiro movimento do copo. Liberta-se o cone por um período de  $5 \pm 1s$  e regista-se a diferença entre a posição inicial e a posição final do aparelho, ou seja, o valor da penetração. Retira-se o cone e limpa-se, assim como 10g de solo penetrado deve ser recolhido para determinação do teor em água, pelo método da secagem em estufa.

Estes passos devem ser repetidos pelo menos mais três vezes utilizando-se a mesma amostra de solo, mas com teores de água crescentes e tendo sempre em atenção os valores definidos na tabela 6, que devem ser respeitados.

Caso contrário, procede-se à repetição do mesmo até que os resultados estejam de acordo com a tabela e as leituras sejam uniformemente distribuídas.

<b>Cone de penetração</b>	<b>80g/30º</b>
<b>Penetração inicial</b>	Cerca de 15 mm
<b>Intervalo de penetração</b>	15 – 25 mm
<b>Limite de liquidez determinado a partir da penetração de:</b>	20mm

**Tabela 6: Requisitos do ensaio *fall cone* (adaptado de CEN ISO/TS 17892-12, 2004).**

Com os valores de teor de água e de penetração constrói-se um gráfico, no qual as abcissas correspondem às penetrações e as ordenadas aos respetivos teores de humidade. Por interpolação de uma reta entre os pontos determinados no gráfico, obtém-se o valor do limite de liquidez que corresponde ao teor de água resultante para uma penetração de 20mm.

### **5.5. Determinação do limite de plasticidade**

Tal como acontece com a determinação do limite de liquidez, vários autores defendem que a determinação do limite de plasticidade torna-se mais precisa e fiável com o *fall cone* do pelo método manual. Além disso, a técnica é mais rápida pois o penetrómetro permite a obtenção de ambos os limites a partir do mesmo ensaio. Ou seja, efetuando a metodologia descrita para a determinação do limite de liquidez, determina-se também o limite de plasticidade, através do gráfico que é traçado. A única diferença é que, ao contrário do limite de liquidez, o limite de plasticidade não se encontra normalizado para este método, o que implica o recurso a teorias desenvolvidas por alguns autores, para a respetiva determinação deste parâmetro. Assim, e após vários estudos que defendiam que o valor da penetração para o limite de plasticidade se situava no intervalo entre 2 e 5mm, é neste momento aceite que o mesmo corresponde a uma profundidade de penetração de cerca de 2mm (Muntohar & Hashim, 2005).

Harisson (1988 *apud* Muntohar & Hashim, 2005), que exaustivamente investigou este assunto, defende que o limite de plasticidade corresponde a uma profundidade de penetração do cone de cerca de 2mm. Para tal, estabelece a relação entre a profundidade da penetração e o índice de liquidez como uma correlação bilinear (fig.12).

Como já se viu anteriormente, o índice de liquidez indica o estado de consistência de um solo e pode ser expresso, através da equação [5]:

$$I_L = \frac{w - LP}{LL - LP}$$

Onde: w é o teor de água da amostra de solo num determinado estado e LL e LP os limites de liquidez e plasticidade, respetivamente.

A equação mostra que o índice de liquidez é igual a zero quando o teor de água atinge o valor do limite de plasticidade. Por outro lado, o  $I_L$  é igual à unidade quando o teor de água corresponde ao limite de liquidez.

Os dados traçados (fig.12) tendem a definir uma relação não linear, pelo que da curva ajustada resulta uma profundidade de penetração de cerca de 2,2mm para um índice de liquidez nulo. A estatística mostra que a correlação entre os dois parâmetros é muito forte, uma vez que  $R^2 = 0,95$ . Assim, pode-se concluir que o limite de plasticidade pode ser determinado para uma profundidade de penetração de cerca de 2mm.

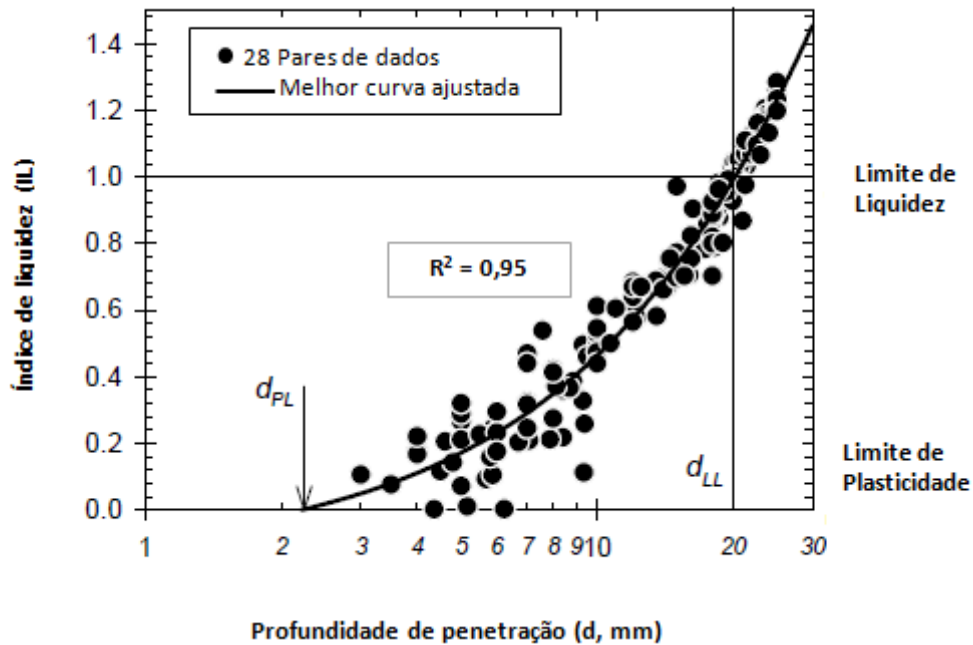


Fig. 12: Correlação entre a profundidade de penetração e o índice de liquidez (adaptado de Muntohar & Hashim, 2005)

## 5.6. Limitações associadas ao Cone Penetrómetro

Com seria expectável, relativamente à Concha de Casagrande, as desvantagens associadas ao método com *fall cone* são mais restritas e além disso podem ser compensadas. Além das limitações associadas ao limite de liquidez, como a uniformidade da mistura e a humidade, o tempo e o ponto de penetração, a rigidez do solo e a técnica do operador encontram-se entre as variáveis que podem ter algum efeito ou repetibilidade (Kestler, 1982).

### 5.6.1. Limitações associadas ao limite de liquidez

#### 5.6.1.1. Uniformidade da mistura

A determinação correta do limite de liquidez é em grande parte função desta variável. As argilas gordas, particularmente, podem causar dificuldades de mistura, devido à excessiva plasticidade

que as caracteriza. Por outro lado, as argilas magras, por serem pouco plásticas, tendem a produzir uma mistura deficiente ou inconstante. Claramente, uma amostra de solo deficientemente misturada é mais suscetível de produzir falsos resultados, independentemente do aparelho utilizado.

#### **5.6.1.2. Humidade**

A humidade do ar envolvente também afeta os resultados de ambos os métodos de determinação do limite de liquidez. Os dias mais quentes e secos fazem com que a amostra de solo seque com o passar do tempo. Isto resulta num aumento de pancadas no ensaio com a concha e/ou numa diminuição das penetrações lidas no penetrómetro. Assim, se a qualquer momento durante o procedimento, o solo tiver de ser deixado durante algum tempo em repouso, deve-se ter o cuidado de o tapar com o prato de evaporação ou um pano húmido para prevenir a secagem do solo.

#### **5.6.2. Tempo de penetração**

Segundo a norma relativa ao método do *fall cone*, o ensaio deve ser realizado por um período de  $5s \pm 1s$ , pois será o tempo necessário para atingir a profundidade de penetração devida para solos argilosos. No entanto, para a maioria dos solos, este fator tem pouca influência pois verificou-se que a profundidade se manteve constante ao exceder-se aquele tempo. Apenas no caso de solos lodosos é que se observa um aumento gradual da profundidade de penetração.

#### **5.6.3. Ponto de penetração**

Antes de se iniciar cada ensaio, é aconselhável verificar se o vértice do cone não se encontra gasto ou danificado, afastando assim leituras erradas ou ensaios inválidos. De forma a reduzir este fator, deve-se evitar o uso do cone em solos que contenham partículas arenosas. Além disso, e de acordo com a norma, aquele deve ser ajustado para uma posição tal que o seu vértice coincida com a superfície do solo, isto é, deve estar perfeitamente vertical em relação à superfície da amostra de solo.

#### **5.6.4. Rigidez do solo**

Kestler (1982) testou as argilas de média ou dura rigidez e constatou que originam valores de penetração muito pequenos, dificultando ou impossibilitando a obtenção de valores conforme padronizados. Tal como no ponto anterior, este inconveniente pode ser ponderado adicionando pesos ao cone, que, mais uma vez, devem estar em conformidade com a norma, para que não alterem demasiado os resultados que devem ser obtidos.

### **5.6.5. Técnica do operador**

Ao contrário do que se verifica no método da Concha de Casagrande, para o ensaio com *fall cone*, a técnica do operador é das variáveis menos relevantes. Isto é, segundo Kestler (1982), a variação do limite de liquidez obtido por três operadores distintos é muito pequena, o que significa que o cone penetrómetro apresenta menor sensibilidade à técnica de cada indivíduo. Tal constatação prende-se com o facto de o aparelho em questão não ser tão rudimentar como o tradicional da concha, pelo contrário, atualmente já é automatizado, e por isso, não depende, praticamente, da ação de cada executante.

### **5.7. Comparações entre a Concha de Casagrande e o Cone Penetrómetro**

Após tudo que foi dito até agora, é possível, quase que em forma de conclusão, estabelecer as seguintes comparações entre os dois métodos:

- i. Relativamente ao tempo necessário para realizar ambos os ensaios, para a maioria dos autores, constata-se que o método com o cone penetrómetro é consideravelmente mais rápido, comparando com o de Casagrande.
- ii. No que respeita ao próprio aparelho e aos elementos constituintes, há uma menor dependência do *fall cone* para a realização do ensaio. Isto é, enquanto o único componente do aparelho que pode evidenciar sinais de desgaste é o vértice do cone, podendo ser facilmente evitado, com a Concha de Casagrande é mais provável a ocorrência de inconvenientes para o operador. Por exemplo, o riscador desgastado que altera as dimensões do sulco, a altura da concha pode variar, sendo necessária a sua correta verificação, assim como o desgaste da mesma, que tende a desenvolver uma ranhura permanente.
- iii. Quanto à influência da técnica do operador, demonstrou-se que o dispositivo Casagrande é mais sensível a este parâmetro do que o Cone, o que pode influenciar negativamente os resultados, tornando-os, de certa forma, menos fiáveis. O método da Concha está mais dependente da técnica e experiência de cada executante, o que pode fazer variar substancialmente os resultados, enquanto o *fall cone* apresenta uma variação mínima entre operadores. No entanto, ambos os métodos requerem cuidado para evitar a formação de bolhas de ar aquando a preparação da amostra e ambos envolvem o conceito de tempo. Porém, comprovou-se que é mais fácil assegurar a libertação do cone durante exatamente os cinco segundos do que controlar o número de pancadas a dois golpes por segundo. E além disso, o tempo de queda do cone não tem praticamente influência no limite de liquidez, ao contrário da taxa de impacto da Concha. Assim, mais uma vez, o *fall cone* fica em vantagem relativamente ao dispositivo de Casagrande.

- iv. Por fim, relativamente aos solos de baixa plasticidade, com o aparelho de Casagrande é frequente a escorrência da água contida no solo, em resposta ao impacto, causando teores em água inconstantes. Esta condição pode ser eliminada pelo cone penetrómetro, exceto para solos com plasticidade extremamente baixa, em que a água tende a migrar para a superfície aquando da preparação da amostra no recipiente. Assim, apesar de o cone não eliminar totalmente este fator, é possível o uso de alguns solos que com a Concha são inaptos (Kestler, 1982).





## 6. Trabalho experimental

### 6.1. Objetivos e planeamento

Como já foi dito no Capítulo 1, um dos principais objetivos deste trabalho, consiste em aferir os resultados obtidos em dois aparelhos distintos mas desenvolvidos com o mesmo propósito – a concha de Casagrande e o Cone Penetrómetro. Pretende-se comparar vantagens e desvantagens de cada um, e tentar concluir acerca do mais adequado para a determinação dos limites de Atterberg, tendo em conta os parâmetros que influenciam a obtenção dos resultados de cada método. Serão também testados alguns desses parâmetros. Para tal foram selecionados três solos, dois para experimentação dos aparelhos, e um terceiro que serve de apoio a este estudo, com o qual se trabalhou exaustivamente, visando alcançar os objetivos pretendidos.

### 6.2. Solos analisados

#### 6.2.1. Experimentação

Como forma de testar os dispositivos em questão, foram facultados dois solos finos muito semelhantes, provenientes de Angola, e com características argilosas. O propósito da utilização destes foi unicamente verificar se os valores obtidos seriam coerentes entre os dois aparelhos e analisar a existência de plasticidade dos solos, uma vez que as quantidades eram insuficientes para prosseguir com os mesmos para a investigação final, além de que também não possuíam qualquer referência, relativamente ao local e condições de recolha.

Os solos foram designados por *solo 1* e *solo 2*, que se distinguem apenas pela cor, correspondendo ao solo amarelo e solo cinza, respetivamente.



Fig. 13: *Solo 1* e *solo 2*, utilizados para experimentação.

Comparando os dois métodos (tabela 7) constata-se que, relativamente ao *solo 1*, os parâmetros determinados – limite de liquidez e limite de plasticidade – são semelhantes, diferindo apenas em 3% e 5%, respetivamente. Quanto ao *solo 2*, tais parâmetros são ainda mais próximos, variando somente em 1 a 3%. Estabelecendo uma comparação entre os dois solos, verifica-se a presença de características muito similares, pois os valores obtidos são idênticos. Ao determinar o índice de plasticidade para cada material, é possível a confirmação deste facto, pois resultou em cerca de 10% e 8% para os *solos 1 e 2*, respetivamente.

	Concha de Casagrande/Método manual			Cone Penetrómetro		
	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
<b>Solo 1 (amarelo)</b>	31	20	11	34	25	10
<b>Solo 2 (cinza)</b>	28	21	8	31	22	8

**Tabela 7: Resultados obtidos nos dois dispositivos, com os solos 1 e 2.**

Quanto ao índice de plasticidade, é possível a classificação dos dois solos, através da seguinte tabela:

Plasticidade	IP
Não plástico	0 – 1
Baixa plasticidade	1 – 7
<b>Média plasticidade</b>	<b>7 – 15</b>
Elevada plasticidade	>15

**Tabela 8: Classificação dos solos 1 e 2 quanto à plasticidade (Machado & Machado, 1997).**

Assim, através desta análise muito simplista, pode-se aferir que ambos os solos apresentam uma plasticidade média. A situação ideal é trabalhar com um solo um pouco mais plástico, de preferência com plasticidade elevada, pelo que estes não seriam os mais apropriados para o efeito, ainda que houvesse essa oportunidade.

Não havendo a possibilidade de caracterizar este solo de forma mais completa, pelas razões já mencionadas, apenas se podem retirar estas exíguas conclusões. Relativamente aos dois aparelhos, confirma-se a existência de coerência, quando comparados os valores dos limites de liquidez e de plasticidade para cada material.

### **6.2.2. Solo referenciado**

O solo que serve de apoio ao desenvolvimento da parte experimental da presente dissertação é proveniente de um dos barreiros que se encontra em exploração na região de Chaves. Os barreiros de Chaves fazem parte de um espesso depósito sedimentar de idade plistocénica, que

preenche o “graben” de Chaves (fig.14) e abastece a indústria cerâmica local. É importante compreender que a designação “graben” se refere a uma bacia de pequena dimensão, que possui depósitos correlacionados com a evolução geomorfológica do maciço hespérico. Corresponde a uma depressão tectónica aberta (neste caso, a Veiga de Chaves) e situa-se nos blocos correspondentes aos acidentes tardi-hercínicos de orientação NNE-SSW (Araújo, 2002).

Trata-se de um depósito constituído por níveis lenticulares argilosos intercalados em níveis de areias e cascalheiras. Os níveis argilosos são constituídos predominantemente por ilite e caulinite, com quartzo e feldspato como acessórios. Na fração inferior a 2 mm ocorrem caulinite (30 a 70%), ilite (20 a 50%), montmorilonite (vestígios a 5%) e feldspato vestigial (Ramos, 2010).

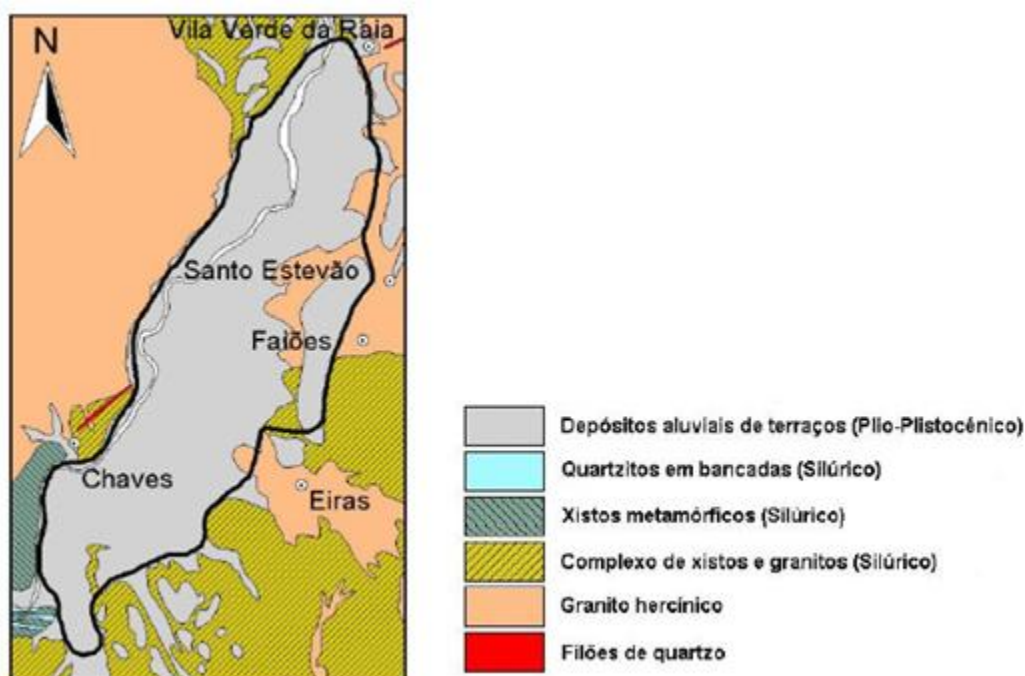


Fig. 14: Veiga de Chaves - enquadramento litoestratigráfico (Almeida *et al.*; 2000).

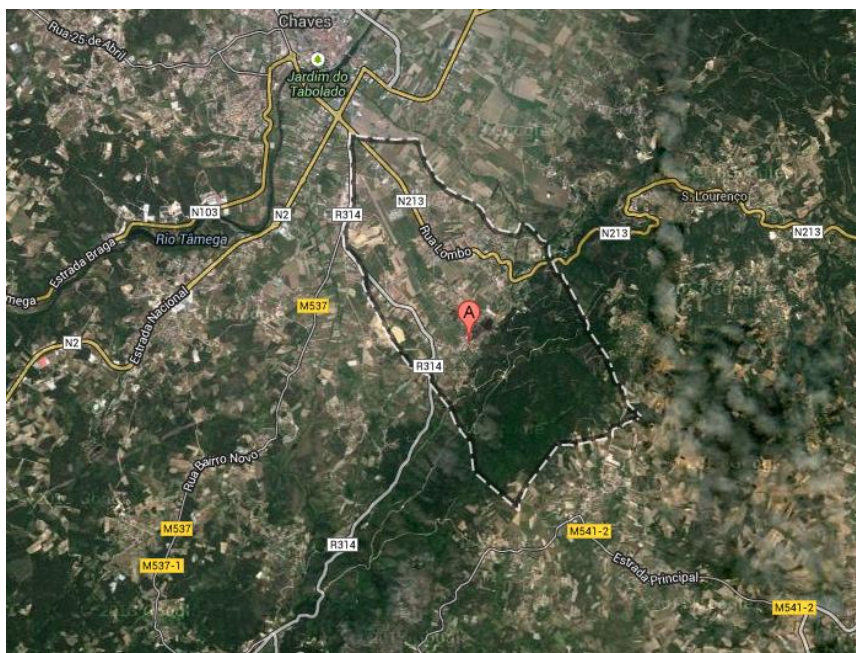
### 6.3. Enquadramento Regional

#### 6.3.1. Localização Geográfica

O solo em estudo é proveniente do distrito de Vila Real, concelho de Chaves, mais precisamente da freguesia de Vilar de Nantes. Esta situa-se a cerca de 5km da cidade de Chaves, nas encostas da Serra do Brunheiro.

O Concelho, implantado no extremo Norte do país, na fronteira com a Espanha, é limitado a Oriente pelos municípios de Vinhais e Valpaços, a Sul por Vila Pouca de Aguiar e a Oeste por Montalegre e Boticas.

Assume uma posição estratégica no contexto do Noroeste Peninsular, reforçada pela convergência de importantes vias rodoviárias internacionais.



**Fig. 15: Localização geográfica de Vilar de Nantes (A) (adaptado de Google maps, em 27/07/2013).**

A Veiga de Chaves, preenchida por depósitos cuja constituição inclui material argiloso, ocupa uma área de 2500 hectares e compreende a zona do vale do Tâmega, que se estende desde a Ponte de Arcossó até à povoação de Pereira de Veiga. Praticamente todo o vale fica situado na sua margem esquerda e é delimitado por montes e serras.

### **6.3.2. Geologia**

Em termos geológicos, a região de Chaves faz parte da Zona da Galiza Média – Trás-os-Montes, que se enquadra na unidade estrutural designada por Maciço Antigo ou Maciço Hespérico. Nesta unidade predominam os granitos, xistos, quartzitos e rochas metamórficas.

O Concelho de Chaves é maioritariamente afetado por rochas magmáticas e metamórficas. Analisando a Carta Geológica de Portugal, folha 6B – Chaves (fig.16), verifica-se que predominam com maior abundância os granitos de grão médio a grosseiro, de duas micas ou moscovítico, destacando-se o granito porfiróide biotítico no quadrante Nordeste. Também os xistos metamórficos abrangem uma grande área, intercalados com o complexo de xistos e granitos, essencialmente no quadrante Sudeste e Noroeste. São também perceptíveis intrusões de filões de quartzo ou de pegmatito granítico nestes dois grandes grupos litológicos.

Na zona mais próxima de Vilar de Nantes, são ainda visíveis os depósitos aluviais de terraços, que atravessam o rio Tâmega e que na sua maioria atingem profundidades até 50m. Nesta mesma área, existem ainda duas falhas paralelas, designadas por falhas prováveis e ocultas.

A veiga de chaves, em particular, é preenchida por uma espessa série de depósitos de idade plio-pleistocénica – os depósitos aluviais de terraços – como já foi referido, constituídos por cascalheiras, areias finas a grosseiras, com calhaus e argilas (Almeida *et al.*; 2000).

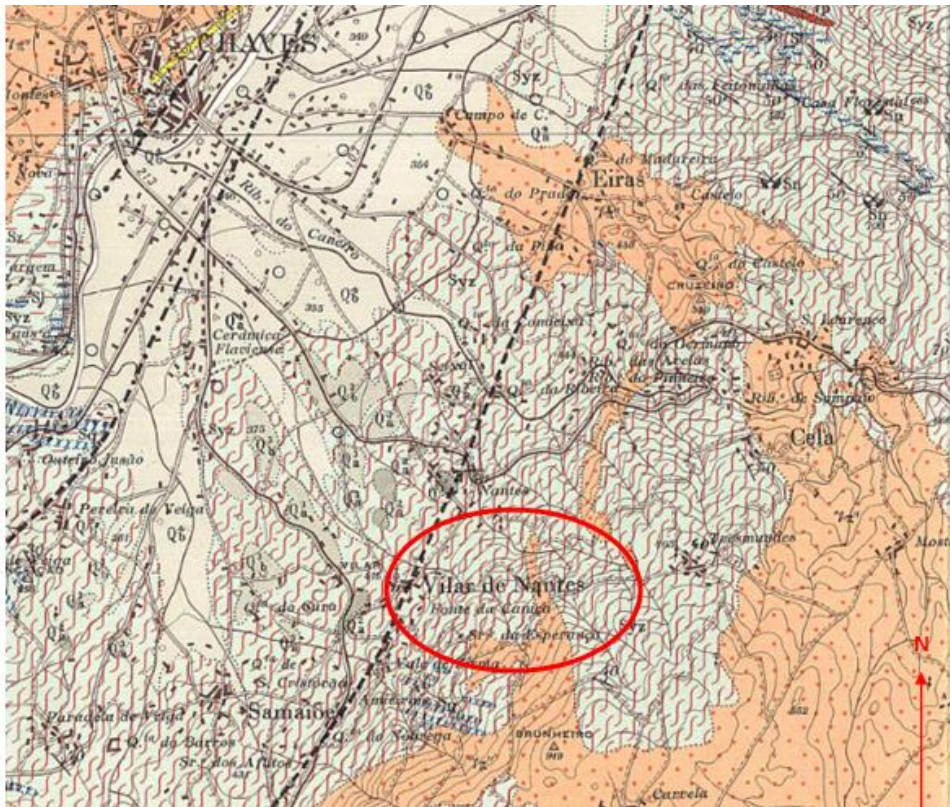


Fig. 16: Enquadramento geológico da zona em estudo (excerto da Carta Geológica de Portugal, folha 6-B - Chaves, escala 1:50000).

### 6.3.3. Geomorfologia

Em termos morfológicos, o elemento que mais se destaca em Trás-os-Montes é o conjunto de depressões do alinhamento Régua-Verin. Consequentemente, a geomorfologia da região de Chaves é caracterizada pela extensa depressão, originada por uma fratura tectónica, de direção NNE-SSW, com mais de 500 km de extensão, que se estende desde o Norte de Espanha até próximo da Nazaré, designada frequentemente por falha Penacova-Régua-Verin ou por “Falha de Vila Real” (Gomes & Sá, 1999).

A Veiga de Chaves, ou “graben” de Chaves, é uma espécie de “rasgão colossal” a interromper o extenso planalto transmontano. Teve origem nos sistemas de falhas NE-SW, apresentando o bordo oriental características de escarpa de falha, passando-se rapidamente de cotas de 350m para 900m (MARQUES *et al.*; 2000 *apud* ALMEIDA *et al.*; 2000). O bordo ocidental é caracterizado por um conjunto de falhas paralelas, que determinam uma sucessão de degraus até à superfície de Sanjurge-Vale de anta. A Norte é limitada por um estrangulamento que faz a passagem à bacia de Verin, e a sul pela subida do bloco de S. Pedro de Agostém – St<sup>a</sup> Bárbara que se comporta como um *horst* transversal, separando a bacia de Chaves da de Vidago (Ramos, 2010).

Localmente reconhecem-se outros sistemas de falhas, nomeadamente com orientação WSW-ENE que desempenharam um papel importante na formação da veiga, e com orientação NNW-SSE, responsáveis pelo aparecimento de algumas ocorrências de água mineral (Almeida *et al.*; 2000).

#### **6.3.4. Recursos Geológicos**

Atualmente, podem considerar-se como importantes recursos geológicos na região de Chaves: as águas minerais, os granitos, as areias, as argilas e os próprios solos. Esta diversidade de recursos naturais existentes nesta região resulta do conjunto de processos que constituem o ciclo geológico.

As águas minerais são resultado da tectónica de fracturação ativa e recente. Os granitos têm importância económica como rochas ornamentais e fonte de inertes. As areias e argilas constituem os depósitos sedimentares da região com mais interesse económico e são resultantes da ação conjugada da alteração dos processos fluviais e da gravidade.

Na região de Vilar de Nantes, as explorações de barreiros têm sido desenvolvidas para alimentar as cerâmicas flavienses, sendo também usado para peças de barro artesanais. A existência destes depósitos e as suas características proporcionam a ocorrência de importantes recursos de águas subterrâneas com elevado potencial para a região – abastecimento de água e rega. Os solos da veiga de Chaves são muito férteis. São classificados como solos de 1ª classe, pelo que merecem que o planeamento urbano e os planos de ordenamento regional os tenham em consideração (Gomes & Sá, 1999).

#### **6.4. Ensaios de caracterização elaborados**

Para proceder à identificação e caracterização física do solo em estudo, é necessária a elaboração de uma série de ensaios laboratoriais, com finalidades distintas. Estes permitem a obtenção de parâmetros que identificam não só a natureza do solo, bem como podem ser correlacionados com as suas propriedades mecânicas.

Deste modo, serão descritos, com base nas respetivas normas, todos os ensaios efetuados ao longo deste trabalho, nomeadamente, determinação da densidade das partículas, sedimentação e análise granulométrica. Por último, e constituindo o principal foco desta dissertação, são efetuados os ensaios de determinação dos limites de consistência ou Atterberg. O conjunto de todos os ensaios executados permitirá classificar o solo.

##### **6.4.1. Determinação da densidade das partículas**

Para a determinação da densidade das partículas do solo em estudo, é necessário recorrer à norma NP-83 (1965). Esta define o conceito “densidade das partículas de um solo” como sendo o

quociente da massa de um dado volume das partículas à temperatura do ensaio, pela massa de igual volume de água destilada a 20°C.

Na execução do ensaio, pode-se usar uma amostra de solo com teor de água natural ou seco na estufa. Em qualquer dos casos, deve tomar-se uma porção de 25g de solo seco constituído por partículas inferiores a 4,76mm.

Inicialmente procede-se à calibração do picnómetro, da seguinte forma: lava-se o picnómetro com água, seca-se e pesa-se ( $m_1$ ). Enche-se com água destilada até ao traço de referência e pesa-se ( $m_2$ ). Terminada a pesagem, determina-se a temperatura da água ( $t_1$ ) e despeja-se o picnómetro.

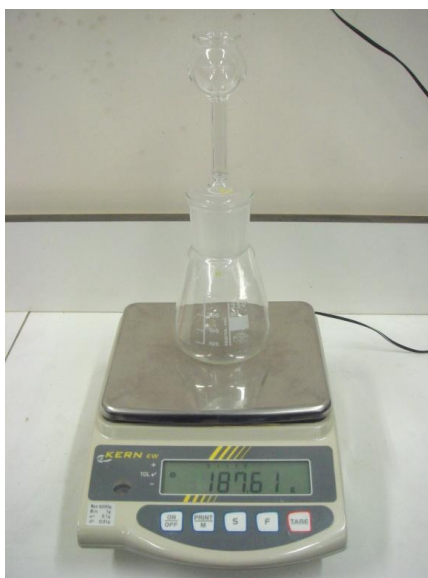


Fig. 17: Pesagem do picnómetro de 250 cm<sup>3</sup>, vazio.

Assim, a calibração do picnómetro é dada pela equação:

$$m_3 = \frac{d_4^{t_x}}{d_4^{t_1}} \times (m_2 - m_1) + m_1 \quad [6]$$

Sendo:

$m_1$  a massa em g, do picnómetro;

$m_2$  a massa em g, do picnómetro cheio de água, à temperatura  $t_1$ ;

$d_4^{t_1}$  a densidade da água à temperatura  $t_1$ ;

$d_4^{t_x}$  a densidade da água à temperatura  $t_x$ ;

$m_3$  a massa em g, do picnómetro cheio de água à temperatura  $t_x$ .

Neste caso o ensaio é realizado com a amostra de solo previamente seca na estufa. Assim, introduz-se o provete na cápsula tareada e pesa-se. Transfere-se o provete para o picnómetro, de forma cuidada para evitar perdas de material, e enche-se aquele até cerca de  $\frac{3}{4}$  da capacidade com água destilada, deixando embeber durante 12h. O ar remanescente extrai-se por ebulição e

agitação durante 10 minutos. De seguida, deixa-se o picnómetro em repouso até que o seu conteúdo atinja a temperatura ambiente. Posteriormente acrescenta-se água destilada até ao traço de referência e determina-se a temperatura do conteúdo do picnómetro.



Fig. 18: Aquecimento e agitação da mistura de solo com água destilada.

Por fim, procede-se ao cálculo da densidade das partículas sólidas, através da seguinte expressão:

$$d_{20}^{t_x} = \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} \times K \quad [7]$$

Sendo:

$m_3$  a massa em gramas do picnómetro cheio de água à temperatura  $t_3$ , determinada anteriormente;

$m_4$  a massa em gramas do provete seco;

$m_5$  a massa em gramas do picnómetro com o provete e a água à temperatura  $t_5$ ;

$K$  o quociente da densidade da água à temperatura  $t_x$  pela densidade da água a 20°C (valor tabelado);

$d_{20}^{t_x}$  a densidade das partículas, à temperatura  $t_x$ , em relação à água destilada a 20°C.



#### 6.4.1.1. Apresentação e análise dos resultados

Seguidamente são apresentados todos os valores registados ao longo do ensaio, necessários para o cálculo final – a densidade das partículas:

Calibração do picnómetro				
$m_1$ (g)	$m_2$ (g)	$d_4t^{22}$	$d_4t^{23,5}$	$m_3$ (g)
187,61	564,86	0,9978	0,99745	564,99
Densidade das partículas				
$m_3$ (g)	$m_4$ (g)	$m_5$ (g)	K	$d_{20}^{tx}$
564,99	25	580,42	1	<b>2,61</b>

Tabela 9: Resultados obtidos para os cálculos da calibração do picnómetro e da densidade das partículas.

A densidade das partículas dos solos varia, em média, entre 2,3 e 2,9. Assim, para efeitos de cálculo, quando o valor não é determinado, considera-se a densidade de partículas como sendo de 2,65. Isto porque os constituintes minerais predominantes nos solos são o quartzo, os feldspatos e os silicatos de alumínio coloidais, cujas densidades rondam aquele valor.

Deste modo, considerando o valor de referência para as areias siliciosas, de 2,65, e tendo em conta que estas manifestam uma densidade superior à dos minerais argilosos, relativamente à densidade determinada para as partículas do solo, de 2,61, é considerado um resultado admissível. Além disso, comparando com valores padronizados por alguns autores, constata-se que está no limite do intervalo ponderado para os minerais de argila, de 2,2-2,6 (Cooper & Mazza, 2012).

#### 6.4.2. Análise Granulométrica

A análise da distribuição das dimensões dos grãos – análise granulométrica – tem como objetivo determinar os tamanhos dos diâmetros equivalentes das partículas sólidas em conjunto com a proporção de cada fração constituinte do solo em relação ao peso de solo seco. A representação gráfica deste ensaio é feita através da curva granulométrica, em que o diâmetro equivalente das partículas corresponde às abcissas, numa escala logarítmica, e a percentagem de partículas com diâmetro inferior à abertura do peneiro considerado, em ordenadas, numa escala linear.

Inicialmente a amostra é preparada segundo a especificação E195-1966 – “Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação”. Assim, a amostra é bem seca ao ar e os pedaços maiores são desagregados com um almofariz ou pilão revestidos de borracha ou por um dispositivo mecânico capaz de desagregar sem reduzir o tamanho inicial das partículas. Seleciona-se uma porção representativa na quantidade necessária para o ensaio pretendido, pesa-se essa porção e regista-se o valor obtido como a massa total da amostra. Separa-se então a amostra em duas porções pelo peneiro de 2,00mm.

Visto que o *solo de Chaves* é essencialmente constituído por material fino, não resta qualquer porção acima dos 2mm.



**Fig. 19: Amostra de solo formada por partículas maiores antes da desagregação.**



**Fig. 20: Amostra de solo desagregado.**

No caso do material passado no peneiro nº10 é necessário, antes de fazer passar o material através de uma série de peneiros entre o nº10 e o nº200, realizar um ensaio prévio do solo – sedimentação.

#### **6.4.2. Sedimentação**

Os solos muito finos, com granulometria inferior a 0,074mm, são tratados de forma diferenciada, através do ensaio de sedimentação desenvolvido por Arthur Casagrande. Este ensaio baseia-se na Lei de Stokes, segundo a qual a velocidade de queda,  $V$ , de uma partícula esférica, num meio viscoso infinito, é proporcional ao quadrado do diâmetro da partícula. Desta forma, as partículas menores sedimentam mais lentamente que as maiores.

Assim, o ensaio de sedimentação é realizado medindo-se a densidade de uma suspensão de solo em água, no decorrer do tempo. A partir da medida da densidade da solução no tempo, calcula-se a percentagem de partículas que ainda não sedimentaram e a velocidade de queda destas

partículas (a profundidade de medida da densidade é calculada em função da curva de calibração do densímetro). Com a aplicação da lei de Stokes, pode-se inferir o diâmetro máximo das partículas ainda em suspensão, de modo que com estes dados, a curva granulométrica possa ser concluída.

A norma que diz respeito a este ensaio – E196 (1966) – divide-o nas seguintes fases: Pesa-se na balança com limite de erro de  $\pm 0,01\text{g}$  uma porção de material passada no peneiro de 2mm (nº10) com cerca de 50g (no caso de solos argilosos ou siltosos) e regista-se a massa;



**Fig. 21: Amostra de solo de 50g para o ensaio.**

Juntam-se  $100\text{cm}^3$  de solução antifloculante – hexametáfosfato de sódio – com o auxílio de uma pipeta e aquece-se a mistura durante cerca de 10 minutos. De seguida a mistura é transferida para o recipiente do agitador por meio dum jato de água destilada (a quantidade de água não deve exceder  $150\text{cm}^3$ ). Coloca-se em funcionamento o agitador elétrico durante 15 minutos.



**Fig. 22: a) Aquecimento da mistura; b) Colocação da mistura no recipiente de agitação.**

Imediatamente depois transfere-se a suspensão para um peneiro de 0,074mm colocado no seu recipiente, e lava-se o solo no peneiro usando um jato de água destilada. Deve haver o cuidado em transferir todos os resíduos da suspensão aderentes ao copo do agitador ou às suas varetas. A quantidade de água a usar nesta operação não deve exceder 500cm<sup>3</sup>.



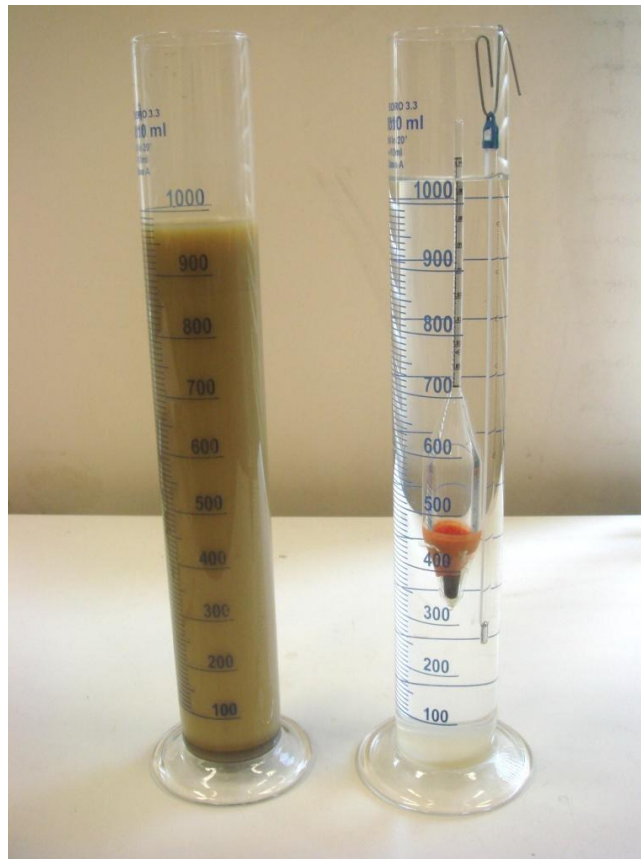
**Fig. 23: a) Mistura em agitação; b) Transferência da mistura para o peneiro de 0,074mm.**

A suspensão que passou no peneiro é em seguida transferida para uma proveta, que se enche com água destilada até à marca de 1000cm<sup>3</sup>. Transfere-se o material retido no peneiro de 0,074mm para uma cápsula e seca-se na estufa a 105 – 110°C até massa constante. Peneira-se depois pelos peneiros de 0,850mm (nº20), 0,420mm (nº40), 0,250mm (nº60), 0,105mm (nº140), e 0,074mm (nº200) e pesam-se as frações retidas em cada peneiro.



**Fig. 24: Peneiração mecânica do material retido no peneiro 0,074mm.**

Tapa-se a boca da proveta com uma tampa de borracha, e agita-se vigorosamente com sucessivas inversões da posição da proveta. Coloca-se a proveta na bancada e inicia-se imediatamente o cronómetro. Introduce-se o densímetro na suspensão até uma profundidade ligeiramente superior à posição de flutuação e deixa-se flutuar livremente. Lê-se ao fim de 1 min, 2min e 5min. Remove-se o densímetro lentamente, lava-se com água destilada e conserva-se numa proveta com água destilada à mesma temperatura da suspensão. Introduce-se o densímetro na suspensão para leituras aos 15min, 30min, 60min, 250min, 24h e 48h. Após cada leitura, remove-se o densímetro, lava-se e coloca-se na proveta com água destilada. A inserção e remoção do densímetro devem ser feitas de forma lenta e cuidada para evitar a perturbação da suspensão. Também se regista a temperatura da suspensão, a menos de 0,5°C, após cada leitura do densímetro.



**Fig. 25: Provetas utilizadas no ensaio de sedimentação.**

Para efeitos de cálculo e no sentido de obter resultados mais precisos, torna-se necessário proceder a algumas calibrações dos utensílios utilizados, nomeadamente a calibração do densímetro, correção do menisco e correção do antifloculante. Desta forma, são descritas tais operações, necessárias para a apresentação dos resultados:

#### **- Calibração do densímetro**

Começa-se por determinar o volume do bolbo do densímetro por pesagem: pesa-se o densímetro na balança com limite de erro de  $\pm 0,1g$ . A massa em g corresponde ao volume do bolbo em  $cm^3$  (despreza-se o volume da haste). Em seguida, determina-se a área média  $A$ , da proveta de  $1000cm^3$  medindo a distância entre dois traços da graduação (100 e 900) e dividindo o volume

correspondente  $V$ , pela distância em cm entre esses traços. Medem-se e registam-se as distâncias  $h_s$ , entre a marca da graduação inferior da escala  $L$ , e cada uma das principais graduações  $L_s$ , da haste do densímetro. Mede-se e regista-se a distância  $d$ , entre o início do bolbo e a marca de graduação inferior da haste do densímetro. Calcula-se a distância  $H_s$  correspondente a uma leitura  $L_s$ , somando as distâncias  $h_s$  e  $d$ . Mede-se e regista-se a altura do bolbo  $h$ .

A profundidade efetiva correspondente a cada uma das marcas principais de calibração é calculada pela fórmula:

$$Z_s = H_s + \frac{1}{2} \times \left( h - \frac{V}{A} \right) \quad [8]$$

Assim, para o densímetro em calibração, marcam-se em abcissas os valores de  $L_s$  e em ordenadas, os valores de  $Z_s$  e traça-se a respetiva curva.

#### **- Correção do menisco:**

Os densímetros são calibrados para serem lidos à superfície dos líquidos. Porém, como as suspensões de solos não oferecem a transparência necessária, a leitura tem de fazer-se na parte superior do menisco. Daí a necessidade de adicionar esta correção para obter a verdadeira leitura.

Introduz-se o densímetro na proveta de  $1000\text{cm}^3$  contendo cerca de  $700\text{cm}^3$  de água destilada. Coloca-se o olho ligeiramente abaixo do plano da superfície do líquido e sobe-se lentamente até que a superfície deixe de ser vista como uma elipse e apareça como uma linha reta. Determina-se o ponto em que o plano interceta a escala do densímetro. Coloca-se o olho ligeiramente acima do plano da superfície do líquido e determina-se o ponto em que o limite superior do menisco interceta a escala do densímetro. Calcula-se a correção do menisco (CM) pela diferença entre as duas leituras registadas. O valor de CM é uma constante para cada densímetro.

#### **- Correção do antifloculante:**

Determina-se a correção do antifloculante a  $20^\circ\text{C}$ , por leitura do densímetro à temperatura  $T$ , numa proveta contendo  $1000\text{cm}^3$  de água destilada e antifloculante na proporção adotada. A correção será:

$$C_A = L_A - 1,000 + C_T \quad [9]$$

Sendo:

$L_A$ , a leitura à temperatura  $T$ ;

$C_T$ , a correção da temperatura  $T$  (valor tabelado).

### 6.4.2.1. Apresentação e discussão dos resultados

#### - Calibração do densímetro

Volume do bolbo, $V$ (cm <sup>3</sup> )	Área média, $A$ (cm <sup>2</sup> )	Altura do bolbo, $h$ (cm)	Distância entre início do bolbo e marca inferior da haste, $d$ (cm)
59	29,52	13,6	1
Principais marcas de graduação da haste, $L_s$	Distâncias entre marca inferior da escala e cada $L_s$ , $h_s$	Soma de $h_s$ e $d$ , $H_s$	Profundidade correspondente a cada marca de calibração, $Z_s$
0,995	10,85	11,85	17,65
1,000	9,4	10,4	16,70
1,005	8	9	15,80
1,010	6,6	7,6	13,40
1,015	5,25	6,25	12,55
1,020	3,9	4,9	11,47
1,025	2,6	3,6	10,38
1,030	1,25	2,25	9,05

Tabela 10: Dados necessários para traçar a reta de calibração do densímetro.

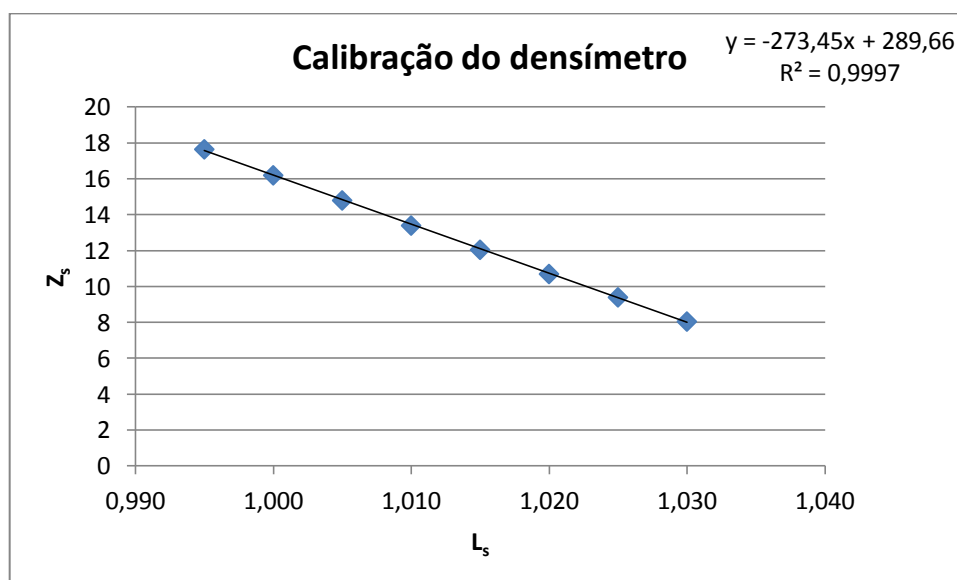


Fig. 26: Representação gráfica da calibração do densímetro.

Do gráfico apresentado, pode-se concluir que, para o densímetro utilizado, a calibração é dada pela equação:

$$Z_s = -273,45L_s + 289,66 \quad [10]$$

### - Correção do menisco

Leituras:

$$L_{inf} = 0,9979$$

$$L_{sup} = 0,9974$$

$$CM = L_{inf} - L_{sup} = 0,0005$$

### - Correção do antifloculante

Na tabela 11 encontram-se os dados registados para a correção do antifloculante, sendo que  $C_T$  corresponde à correção da temperatura de 25°C.

$L_A$	$C_T$	$C_A$
1,003	0,001	0,004

Tabela 11: Determinação da correção do antifloculante.

### - Curva Granulométrica

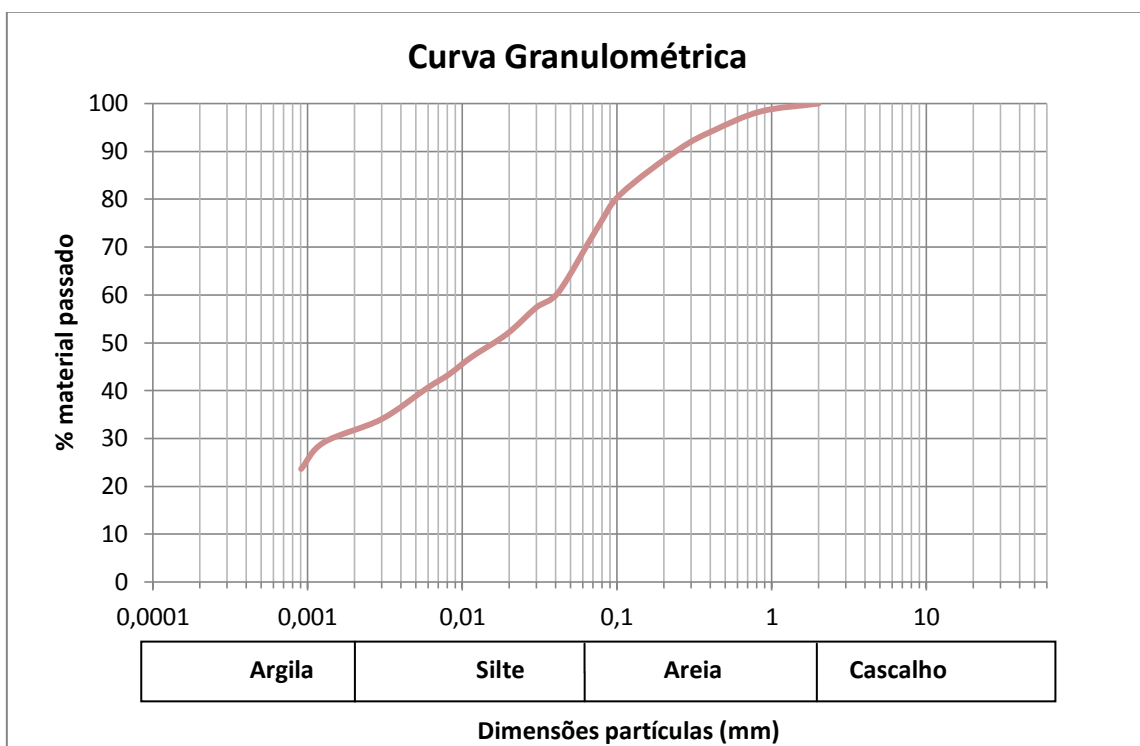


Fig. 27: Representação da curva granulométrica resultante da análise granulométrica.

Como já se tinha mencionado anteriormente, o *solo de Chaves* é maioritariamente fino, não apresentando, por isso, qualquer fração grossa, isto é, de cascalho. Tal facto pode ser confirmado pela curva granulométrica, em que não se verifica qualquer percentagem acima dos 2mm. Relativamente à fração de areia, trata-se essencialmente de areia fina (abaixo dos 0,2mm), com cerca de 20%. A maior fração granulométrica registada é a de silte, com 38%, seguindo-se a argila



com 31%. Desta forma, e ainda que as percentagens sejam bastante uniformes, pode-se concluir que o solo é essencialmente constituído por silte, que apresenta a percentagem mais elevada, seguindo-se a argila e, ainda, a areia fina.

### **6.4.3. Determinação dos Limites de Consistência**

#### **6.4.3.1. Pelo método da Concha de Casagrande**

Tal como foi referido no Capítulo 5, a determinação dos limites de consistência ou de Atterberg podem ser determinados por dois dispositivos: a concha de Casagrande e o *fall cone*. Quanto à Concha de Casagrande, segundo a metodologia apresentada na NP-143 (1969), a determinação do limite de liquidez é feita da seguinte forma:

- A cerca de 100g de uma amostra de solo passada no peneiro nº40, junta-se água destilada até formar uma pasta homogénea e consistente;
- Coloca-se na concha uma porção da pasta preparada, até se obter uma camada nivelada com espessura de cerca de 1cm;
- Faz-se um sulco a meio da porção, com um riscador ou cinzel normalizado, mantendo a perpendicularidade relativamente à superfície da Concha;
- Aciona-se o contador de pancadas e regista-se o número necessário para que a ranhura do solo se feche na parte inferior, numa extensão de cerca de 1cm;
- Retira-se cerca de 10g de solo da zona em que se deu a união das duas partes e determina-se o teor em água, deixando secar na estufa durante 24h, a uma temperatura de cerca de 110°C;
- Retira-se o restante solo da concha e limpa-se a mesma, para proceder a novos ensaios;
- Repete-se todos os passos mais três vezes, aumentando gradualmente o teor em água. Os ensaios devem distribuir-se em dois acima das 25 pancadas e em dois abaixo, de forma a obter-se a melhor reta de regressão possível; acima de 40 ou abaixo de 10 golpes, o ensaio é considerado nulo, pelo que se deve repetir.



**Fig. 28: Determinação do limite de liquidez – Concha de Casagrande.**

Quanto ao limite de plasticidade, pelo método tradicional, é determinado seguindo a metodologia descrita:

- De 100g de uma amostra de solo passada no peneiro nº40 (0,4mm) e previamente seca, retira-se 20g, adiciona-se água destilada e mistura-se até formar uma pasta moldável;
- Divide-se essa porção em quatro esferas de dimensões aproximadamente iguais;
- Rola-se cada um dos provetes entre a mão e uma placa de vidro, transformando-os em filamentos cilíndricos;
- Assim que um filamento atinge cerca de 3mm de diâmetro, volta-se a moldar a esfera e rolá-la novamente, até que devido à sua progressiva secagem, se dê a rotura do provete quando é atingido aquele diâmetro;
- Atingido aquele limite, determina-se o teor em água dos quatro provetes, deixando secar na estufa durante 24h, a uma temperatura de cerca de 110°C;
- O limite de plasticidade da amostra ensaiada corresponderá à média dos teores em água determinados para os quatro provetes, expresso em percentagem e arredondado às unidades.



**Fig. 29: Determinação do limite de plasticidade – método tradicional.**

#### **6.4.3.2. Pelo método do Fall Cone**

- O método do *fall cone* para determinação dos limites de consistência, trata-se de um método mais expedito e preciso, e consta na norma CEN ISO/TS 17892-12 (Outubro, 2004);
- De uma mostra de solo passada no peneiro nº40 (0,4mm), retira-se 200g e adiciona-se água destilada. Mistura-se durante 10 minutos até formar uma pasta consistente e homogênea;
- A um recipiente cilíndrico normalizado – 55mm de diâmetro e 40mm de profundidade – adiciona-se gradualmente pequenas quantidades de solo misturado, de forma a evitar a formação de bolhas de ar. Retira-se o excesso de solo, originando uma superfície lisa;

- Com o cone bloqueado na posição vertical, baixa-se o conjunto de suporte até que a ponta do cone toque ligeiramente a superfície do solo;
- Aciona-se a penetração, libertando o cone, por um período de  $5 \pm 1s$  e regista-se o deslocamento daquele;
- O valor da penetração corresponde ao deslocamento do cone para penetrar na amostra de solo;
- Sobe-se o equipamento, retira-se 10g de solo da zona penetrada e determina-se o teor em água, deixando secar na estufa durante 24h, a uma temperatura de  $110^{\circ}C$ ;
- Retira-se também o cone do conjunto e limpa-se, para proceder a novos ensaios;
- Repete-se estes passos mais três vezes, aumentando progressivamente o teor em água das amostras. Tal como no método anterior, os valores das penetrações devem distribuir-se uniformemente num intervalo de 15 a 25mm, de forma a obter-se a melhor reta ajustada;
- Num gráfico, no qual em abcissas se colocam as penetrações, e em ordenadas os teores de água obtidos para cada provete, determinam-se simultaneamente o limite de liquidez e o limite de plasticidade, que correspondem, respetivamente, a uma penetração de 20mm e de 2mm.



**Fig.30: Determinação dos limites de consistência – Fall Cone.**

Neste trabalho, com o intuito de estudar bem os dois dispositivos, realizaram-se dez repetições para cada ensaio, com o *solo do Chaves*. Ou seja, dez ensaios para determinar ambos os limites na concha de Casagrande e dez no cone penetrómetro. Optou-se por realizar dez repetições em cada dispositivo, de modo a obter um número de resultados satisfatórios e consistentes, de forma a possibilitar a execução de uma correta análise estatística e a maior credibilidade possível das conclusões retiradas. A apresentação e análise dos resultados serão feitas no ponto seguinte.

### 6.4.3.3. Apresentação e análise dos resultados

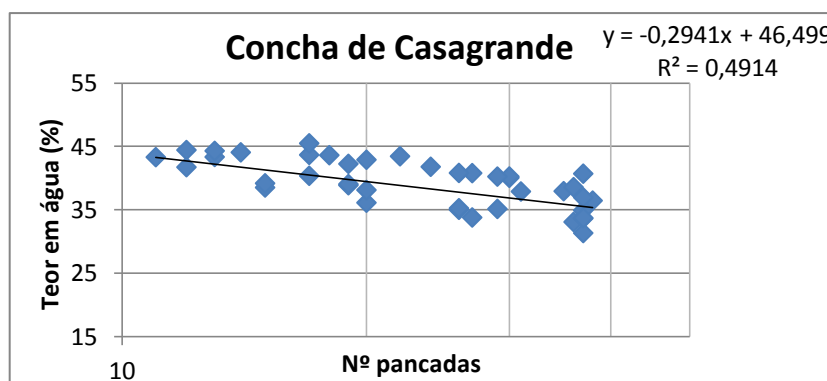
Na tabela 12, apresentam-se os valores máximos, médios e mínimos do LL, LP e IP, obtidos nos dez ensaios efetuados em cada dispositivo, os quais se apresentam no Anexo II. Desses valores, resultaram 20 gráficos, nos quais se ajustou a reta de regressão linear entre os pontos obtidos.

	Limite de Liquidez (LL)		Limite de Plasticidade (LP)		Índice de Plasticidade (IP)	
	Fall cone	Concha	Fall cone	Tradicional	Fall cone	Concha
<b>Máximo</b>	44	43	29	26	16	17
<b>Média</b>	42	39	27	24	15	16
<b>Mínimo</b>	39	35	24	20	14	14
<b>Amplitude</b>	6	8	6	6	2	3
<b>Desvio padrão</b>	2	3	2	2	1	1

**Tabela 12: Análise estatística dos parâmetros obtidos nos dois dispositivos.**

Quanto aos valores máximos, médios e mínimos obtidos, verifica-se que tanto para o limite de liquidez como para o limite de plasticidade, aqueles são mais elevados no método do *fall cone*. No entanto estes são muito próximos, diferindo apenas em 2% no caso do limite de liquidez e 3% no limite de plasticidade. A maior diferença registada é no valor mínimo do limite de liquidez, que resultou em cerca de 4%, entre os dois equipamentos. Desta forma, constata-se que, em média, este solo apresenta um limite de liquidez entre 39% e 42% e um limite de plasticidade entre 24% e 27%.

Relativamente ao índice de plasticidade (IP) do solo em estudo, resultou numa média de 15% com o *fall cone* e de 16% com a Concha de Casagrande. No que diz respeito à amplitude e ao desvio padrão, é na Concha de Casagrande que se aferem os maiores valores. Destaca-se a diferença de 8% entre o valor mínimo e máximo para o limite de liquidez e a amplitude de 3% para o índice de plasticidade. Esta constatação remete para uma maior dispersão entre os ensaios efetuados com a concha, conferindo, por sua vez, maior fiabilidade aos resultados obtidos com o cone, como é comprovado pelos gráficos das figuras 31 e 32.



**Fig. 31: Compilação dos resultados obtidos na Concha de Casagrande.**

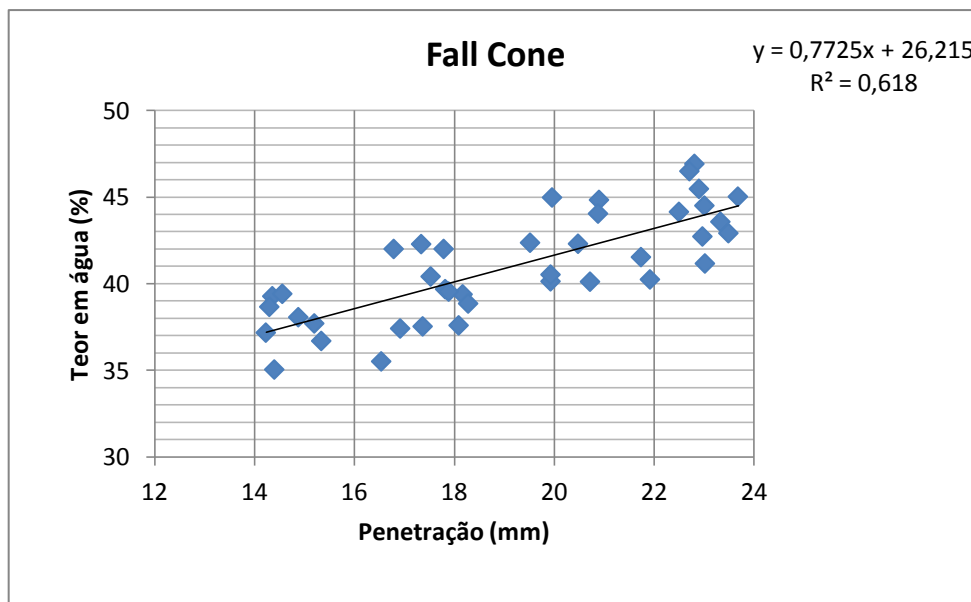


Fig. 32: Compilação dos resultados obtidos no *fall cone*.

Da observação dos gráficos representados, confirma-se a maior dispersão dos resultados na concha de Casagrande, pelos valores obtidos para os respectivos coeficientes de determinação ( $R^2$ ). Estes são os indicadores do grau de proporcionalidade entre as duas variáveis, o que permite concluir que há maior correlação no dispositivo *fall cone* do que na Concha.

Analisando os teores em água, constata-se que variam em média entre 39% e 41%, tendo-se registado um máximo de 47% num ensaio realizado com o *fall cone* e um mínimo de 31% com a concha de Casagrande, no que respeita à determinação do limite de liquidez. A maior amplitude e desvio padrão continuam a verificar-se na concha (tabela 13).

Teores em água		
	<i>Fall cone</i>	Concha
<b>Máximo</b>	47	45
<b>Média</b>	41	39
<b>Mínimo</b>	35	31
<b>Amplitude</b>	12	14
<b>Desvio padrão</b>	3	4

Tabela 13: Valores máximos, médios e mínimos dos teores em água e respetivas amplitudes e desvios padrão, obtidos nos dois dispositivos.

Ainda relativamente ao limite de liquidez, pode estabelecer-se uma correlação entre os valores obtidos nos ensaios efetuados em cada dispositivo (fig.33):

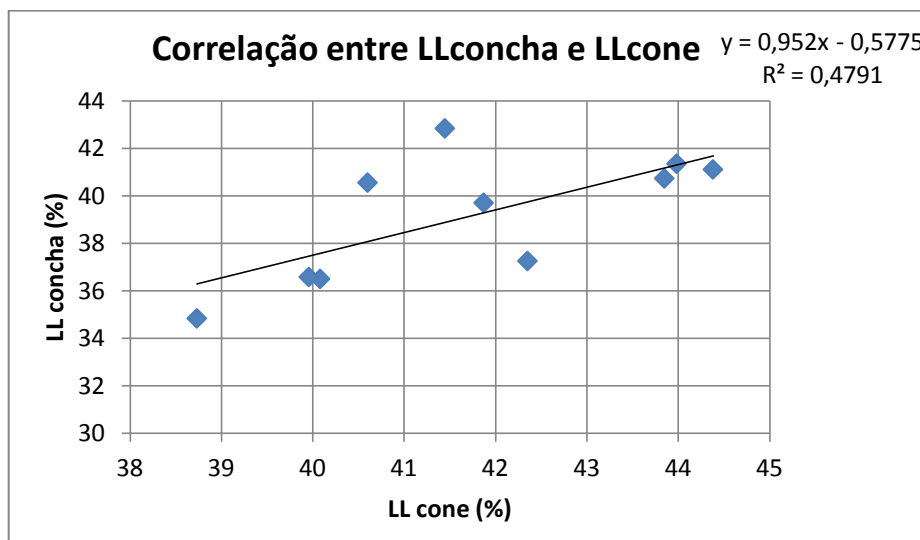


Fig. 33: Gráfico de correlação entre os valores de LL obtidos em cada dispositivo.

Da análise do gráfico, conclui-se que a correlação entre os valores de limite de liquidez obtidos nos dois dispositivos é dada pela equação:

$$LL_{concha} = 0,952LL_{cone} - 0,5775 \quad [11]$$

Foram vários os autores que apresentaram correlações do limite de liquidez entre estes dois equipamentos, como se pode ver na tabela 14. Tendo em conta que os intervalos de LL que cada um apresentou são bastante amplos, conclui-se que neste caso, o intervalo de limite de liquidez obtido para o solo de Chaves poderia inserir-se em qualquer um deles. No entanto, o autor que apresenta uma gama de valores mais restrita, Queiroz de Carvalho (1986), é também o que estabelece a correlação mais semelhante à que resultou anteriormente.

Autores	Intervalo de LL	Correlação
Budhu (1985)	20-100	$LL_{concha} = 1,070LL_{cone} - 4,30$
Queiroz de Carvalho (1986)	13-48	$LL_{concha} = 0,934LL_{cone} - 2,18$
Sridharan et al. (1999)	29-92	$LL_{concha} = 1,209LL_{cone} - 10,8$
Sridharan & Prakash (2000)	33-92	$LL_{concha} = 1,214LL_{cone} - 9,95$

Tabela 14: Correlações entre o LL obtido em ambos os dispositivos (Özer, 2009 *apud* Sousa, 2011).

### Atividade do solo argiloso de Chaves

Com base na curva granulométrica do solo e na determinação do respetivo índice de plasticidade (valor médio), quer pela concha de Casagrande quer pelo *fall cone* é possível caraterizar o solo, quanto à sua atividade (tabela 15):

Fração de argila <2 $\mu\text{m}$ (%)	IP médio – <i>fall cone</i> (%)	IP médio – concha (%)	$A_t$ – <i>fall cone</i>	$A_t$ – concha
30	15	16	0,5	0,53

Tabela 15: Determinação da atividade do solo argiloso.

Ao observar a figura 34, conclui-se que a fração argilosa é essencialmente constituída por caulinite, permitindo classificar o solo, quanto à sua atividade, como sendo uma argila pouco ativa. Os valores obtidos, quer para o IP resultante do cone, quer para o resultante da Concha, são inferiores a 0,75, o que confirma tal classificação.

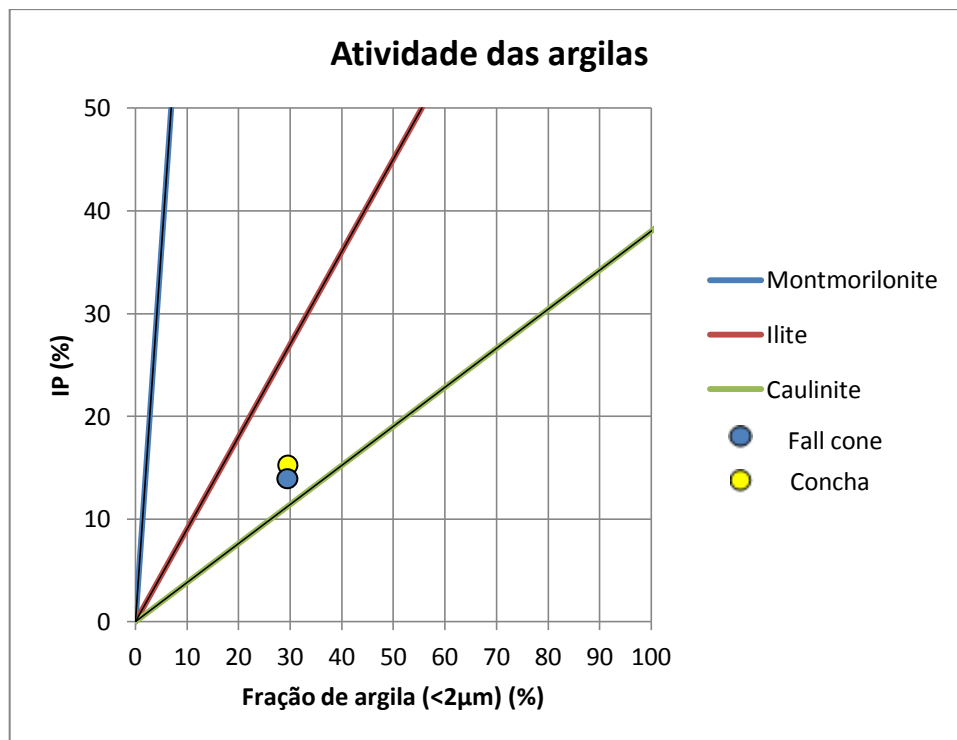


Fig. 34: Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade do solo de Chaves (adaptado de Fernandes, 2006).

A tabela 16 apresenta os valores típicos para os principais grupos de argila, no que respeita ao limite de liquidez, limite de plasticidade e atividade das argilas. Tendo em conta os valores resultantes para o solo em estudo (tabela 17), verifica-se que corroboram os valores “tipo” apresentados para a caulinite.

Assim, é possível concluir, mais uma vez, que o principal constituinte da fração argilosa do solo é a caulinite.

Tipo de Argila	Limite de Liquidez (%)	Limite de plasticidade (%)	Atividade (%)
Montmorilonite	100 – 900	50-100	>5
Ilite	60 – 120	35-60	0,5-1
Caulinite	30 – 110	25-40	0,4 - 0,5

Tabela 16: Valores tipo dos limites de consistência e da atividade, para os diferentes minerais de argila (adaptado de Cardoso, 2010; Mitchell, 1993).

Solo de Chaves	Limite de liquidez	Limite de plasticidade	Atividade
	34 - 44	20 - 29	0,5 - 0,53

Tabela 17: Valores obtidos dos limites de consistência e atividade, para o solo em estudo.

### 6.5. Classificação do solo

A classificação de solos pretende descrever a aptidão do solo como material de construção e prever o seu comportamento em obra. Ao longo do tempo e nos vários domínios da Engenharia em que se trabalha com solos, têm sido adotados vários critérios para o estabelecimento da sua classificação. Contudo, devido a natureza extremamente variável do solo é habitual que em qualquer classificação surjam casos onde é difícil agrupar o solo apenas numa determinada categoria. Assim, o mesmo solo pode ser enquadrado em grupos que pareçam completamente distintos, em diferentes sistemas de classificação. As classificações de solos de maior interesse para a engenharia são as que se baseiam nas características de identificação de solos – análise granulométrica e limites de consistência.

Neste capítulo será feita a classificação do solo em estudo segundo os sistemas de classificação mais divulgados na área da Geotecnia – o sistema de classificação proposto pela AASHO – “American Association of State Highway Officials”, também conhecida por classificação HRB (Highway Research Board) para fins rodoviários, e o Sistema Unificado de Classificação do Solos.

#### 6.5.1. Classificação rodoviária ou AASHO

Esta classificação baseia-se na granulometria, limite de liquidez e índice de plasticidade dos solos, sendo proposta para ser utilizada na área de estradas. Um parâmetro adicionado nesta classificação é o índice de grupo (IG), que pode variar de 0 a 20 e que define a capacidade de suporte do terreno de fundação de um pavimento. São considerados solos ótimos quando  $IG = 0$  e solos péssimos quando  $IG = 20$ .

Os solos são classificados em sete grupos, de acordo com a granulometria (peneiros nº 10, 40, 200) e em conformidade com os intervalos de variação dos limites de consistência e índice de grupo.



Assim, sabendo que os ensaios de identificação do solo conduziram aos resultados apresentados (tabela 18), eles poderão ser classificados como seguidamente se indica:

<b>Análise granulométrica</b>			
<b>Peneiro nº</b>	10	40	200
<b>Malha (mm)</b>	2,00	0,425	0,075
<b>% passados</b>	100	94,45	74,17
<b>Limites de Consistência</b>			
<b>LL (<i>fall cone</i>) (%)</b>	41,73	<b>LL (concha) (%)</b>	39,15
<b>LP (<i>fall cone</i>) (%)</b>	26,7	<b>LP (concha) (%)</b>	23,55
<b>IP (<i>fall cone</i>) (%)</b>	15	<b>IP (concha) (%)</b>	16

**Tabela 18: Resultado dos ensaios de identificação, necessários para a classificação AASHO.**

- Percentagem que passa no peneiro nº200 é superior a 35%, logo será um A-4, A-5, A-6 ou A-7;
- Relativamente ao cone, obteve-se:  $LL > 40$  e  $IP > 11$ , logo é um A-7. Como o  $IP > LL - 30$ , designa-se **A-7-6**. Relativamente à concha, tem-se  $LL < 40$  e  $IP > 11$ , logo é um **A-6**;
- Quanto ao IG, para o cone tem-se:

Ábaco 1: % passada no peneiro nº200: 74,17%; LL: 41,73% (8,1)

Ábaco 2: % passada no peneiro nº200: 74,17%; IP: 15% (2)

$$IG = 8,1 + 2 = 10,1$$

A designação do solo será: **A-7-6 (10) – Solo argiloso com comportamento regular.**

Quanto ao IG, para a concha, obtém-se:

Ábaco 1: % passada no peneiro nº200: 74,17%; LL: 39,15% (7,9)

Ábaco 2: % passada no peneiro nº200: 74,17%; IP: 16% (2,5)

$$IG = 7,9 + 2,5 = 10,4$$

A designação do solo será: **A-6 (10) – Solo argiloso com comportamento regular.**

### **6.5.2. Classificação Unificada de Solos**

Esta classificação, baseada na classificação estabelecida por Arthur Casagrande para propósitos de construção de aeroportos, visa essencialmente a aplicação de solos como material de construção de aterros de estradas, aeródromos e principalmente barragens de terra. Os solos neste sistema são agrupados em solos grossos, solos finos e solos orgânicos. A ideia básica do Sistema Unificado de Classificação dos solos é a de que os solos grossos, por não possuírem uma fração fina

satisfatória para afetar o seu comportamento, são classificados de acordo com a curva granulométrica, enquanto os solos finos, cujo comportamento é controlado pelas frações de silte e argila, são classificados de acordo com as características de plasticidade.

Cada tipo de solo terá um símbolo e um nome. Os nomes dos grupos serão simbolizados por um par de letras, onde o prefixo é uma das subdivisões ligada ao tipo de solo, e o sufixo, às características granulométricas e à plasticidade.

Tendo em conta os valores apresentados na tabela 18, tem-se:

- Percentagem passada no peneiro nº200 > 50%, logo trata-se de um solo fino;
- LL < 50%, quer para a concha, quer para o cone, logo pode ser um silte ou uma argila;
- Recorrendo à carta de plasticidade, verifica-se que se situa acima da linha "A", pois o IP é superior a 7 e o LL situa-se entre 39% e 41%.

A classificação do solo, neste caso, será igual para os dois métodos – *fall cone* e concha – e designa-se: **CL – Argila magra**; como este contém entre 15% e 30% de material retido no peneiro nº200, pode ainda designar-se por CL – argila magra com areia.

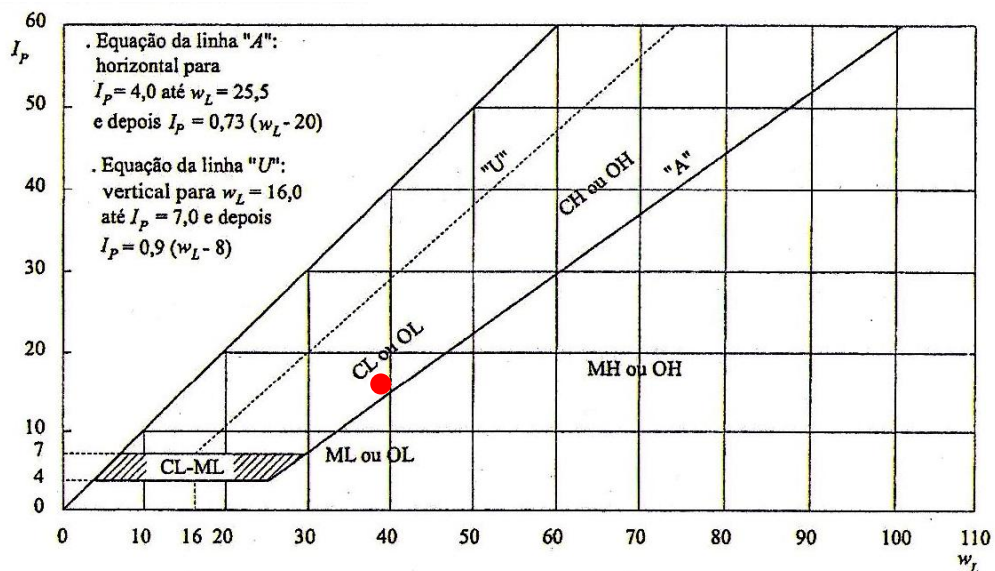


Fig. 35: Carta de Plasticidade de Casagrande (adaptado de Fernandes, 2006).

Para este tipo de solo, pode dizer-se que a sua resistência ao corte quando compactado e saturado é razoável, a compressibilidade nas mesmas condições é média e, relativamente à trabalhabilidade como material de construção é boa a razoável (Fernandes, 2006).

### 6.5.3. Classificação triangular

Pode ainda fazer-se referência a uma classificação mais simples, apenas baseada na análise granulométrica, que se designa por classificação triangular de Feret (fig.36):

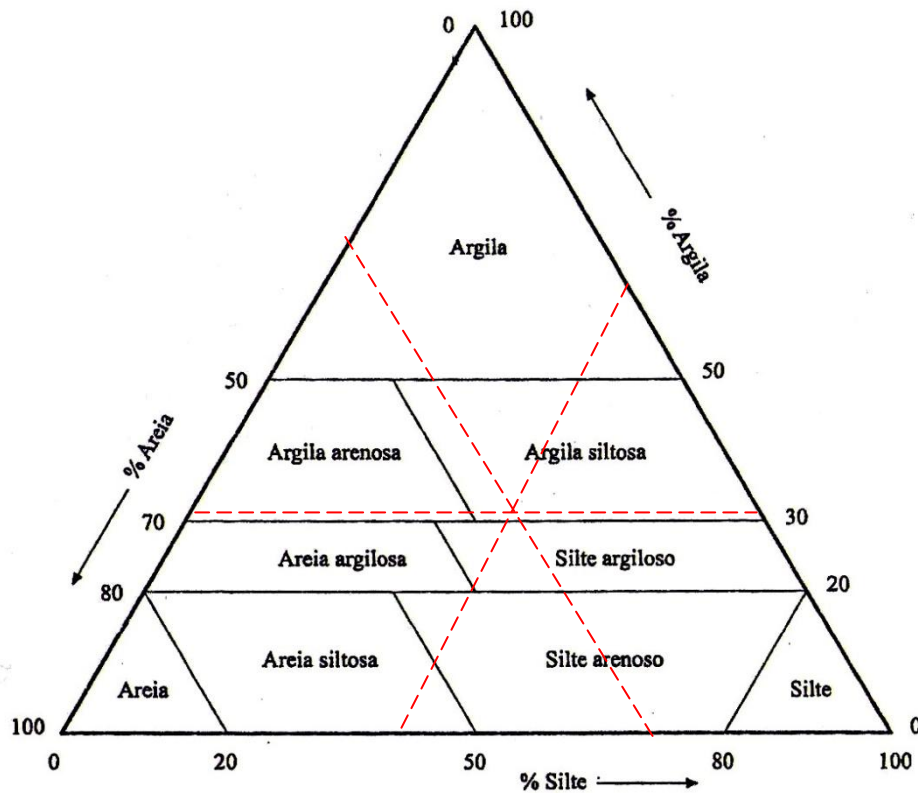


Fig. 36: Diagrama triangular de Feret: classificação de solos de acordo com a curva granulométrica (adaptado de Fernandes, 2006).

Assim, pelo cruzamento das percentagens de areia, argila e silte, derivadas do ensaio de granulometria, o solo é classificado, segundo o diagrama triangular, por argila siltosa. No entanto, tendo em conta que a fração mais representativa é a de silte (38%), seguindo-se as frações de argila e areia, com 31% cada, a designação mais correta, neste caso, seria talvez "Silte Argiloso". É importante referir, também, que bastava a percentagem de argila diminuir 1%, que o cruzamento se daria na fronteira das duas denominações, e dessa forma teria de se optar pela segunda (Silte argiloso), devido à fração predominante. De todos os sistemas, este é o menos preciso ou que poderá conter mais erros, visto que não considera qualquer característica de plasticidade do solo.

Segundo Casagrande (1947), e tal como se acabou de verificar, é possível, em alguns casos, a existência de discrepâncias entre as designações obtidas dos diagramas triangulares e as propriedades físicas realmente apresentadas pelos solos.

Na tabela 19 apresenta-se um resumo das classificações obtidas para este solo, pelos três sistemas usados. Verifica-se de imediato que cada sistema de classificação aplicado originou classificações iguais para ambos os dispositivos. Na classificação AASHO, a nomenclatura é ligeiramente diferente para os dois aparelhos, mas ambas resultaram em solos argilosos medianamente plásticos ou plásticos, com pouco ou nenhum material grosso. Relativamente à classificação unificada, o solo é classificado como uma argila magra (com areia), ou ainda, segundo a carta de plasticidade, por se situar acima da linha "A" e à esquerda da linha LL = 50%, argila inorgânica de baixa plasticidade. Quanto à classificação triangular, que apenas depende das percentagens de areia, silte e argila que constituem o solo, originou uma argila siltosa.

Em suma, pode-se concluir que os três sistemas de classificação de solos originaram designações muito similares para o *solo de Chaves*, confirmando assim, que se trata de um solo principalmente constituído por silte e argila com características plásticas razoáveis.

Classificação AASHO		Classificação Unificada		Classificação Triangular	
<i>Fall cone</i>	Concha	<i>Fall cone</i>	Concha	<i>Fall cone</i>	Concha
<b>A-7-6 (10)</b>	<b>A-6 (10)</b>	<b>CL</b>	<b>CL</b>	<b>Argila siltosa</b>	<b>Argila siltosa</b>
Solo argiloso plástico	Solo argiloso plástico	Argila inorgânica de baixa plasticidade	Argila inorgânica de baixa plasticidade		

**Tabela 19: Resumo das classificações elaboradas.**

#### **6.6. Estudo da influência da técnica dos operadores nos resultados obtidos**

Várias investigações têm defendido que o método da Concha de Casagrande tende a produzir uma variedade de resultados quando realizado por diferentes operadores, que se torna ainda maior quando os mesmos provêm de diferentes laboratórios. A combinação da sensibilidade de cada operador e o funcionamento do aparelho é considerada das principais desvantagens deste dispositivo. Assim, constitui um dos objetivos deste trabalho, testar essa variabilidade com o solo de Chaves, comparando com o método de *fall cone*, ainda que com um número diminuto de executantes.

Para tal, foram executados quatro ensaios em cada dispositivo, por quatro operadores, para além dos dez já apresentados anteriormente, realizados pelo autor da presente dissertação.

Pela análise do conjunto dos ensaios apresentados (tabelas 20 e 21), verifica-se apenas uma pequena diferença entre os valores máximos e mínimos do limite de liquidez, sendo esta amplitude, no entanto, ligeiramente mais elevada na concha de Casagrande, como seria expectável. Na opinião do autor, esta tendência poderia ser mais visível com um maior número de executantes, e ainda mais, no caso de operarem em diferentes laboratórios, devido à diversidade dos aparelhos. Além disso, teria sido interessante que os mesmos participantes tivessem efetuado mais repetições em cada dispositivo.

No entanto, isso não foi possível, quer por falta de tempo, quer pelo fato de não querer ocupar demasiado os operadores.

<i>Fall cone</i>				Concha Casagrande		
Operador	Penetração (mm)	Teor em água (%)	LL (%)	Nº de pancadas	Teor em água (%)	LL (%)
<b>A</b>	14,88	39,19	44	36	41,33	44
	16,24	41,47		25	44,78	
	-	-		18	45,6	
	24,76	47,88		13	47,12	
<b>B</b>	16,92	37,76	42	37	37,96	42
	20,21	42,34		29	41,31	
	22,39	45,35		18	44,56	
	24,09	44,20		12	46,23	
<b>C</b>	16,24	40,54	43	40	39,49	43
	18,8	40,41		29	42,37	
	21,94	45,89		19	44,39	
	25,12	47,71		14	46,63	
<b>D</b>	16,43	36,09	40	-	-	40
	18,88	38,37		30	38,79	
	21,39	41,53		23	39,67	
	24,22	44,14		16	42,14	

Tabela 20: Limite de liquidez – resultados dos ensaios realizados por diferentes operadores.

	<i>Fall cone</i>	Concha Casagrande
	Limite de Liquidez (LL)	Limite de Liquidez (LL)
<b>Máximo</b>	44	44
<b>Média</b>	42	42
<b>Mínimo</b>	40	40
<b>Amplitude</b>	4	5
<b>Desvio padrão</b>	2	2

Tabela 21: Limite de liquidez – análise estatística dos ensaios realizados por diferentes operadores.

Nas figuras 37 e 38 são apresentados os resultados dos ensaios realizados pelos diferentes operadores, no *fall cone* e na concha de Casagrande, respetivamente.

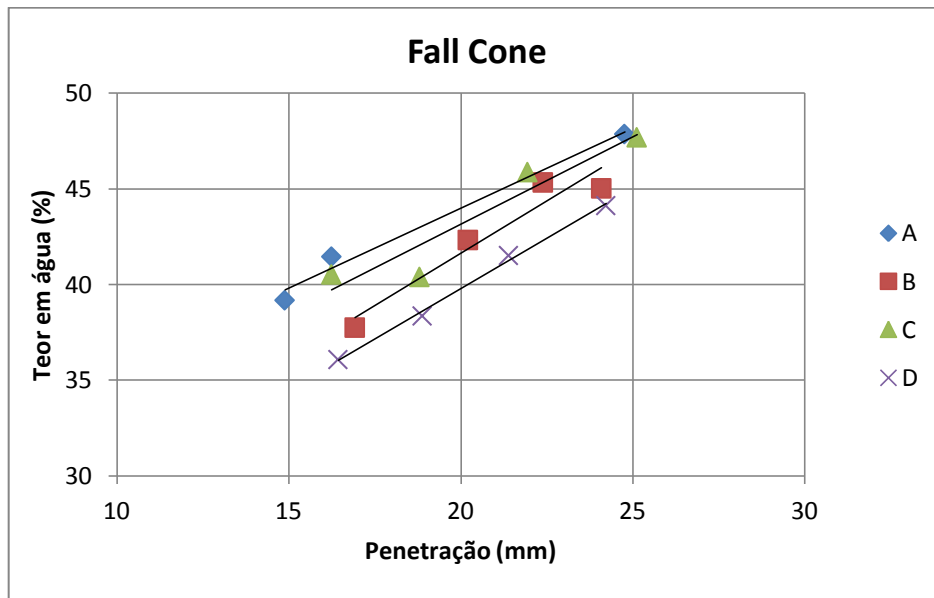


Fig. 37: Representação dos ensaios de limite de liquidez – *fall cone*.

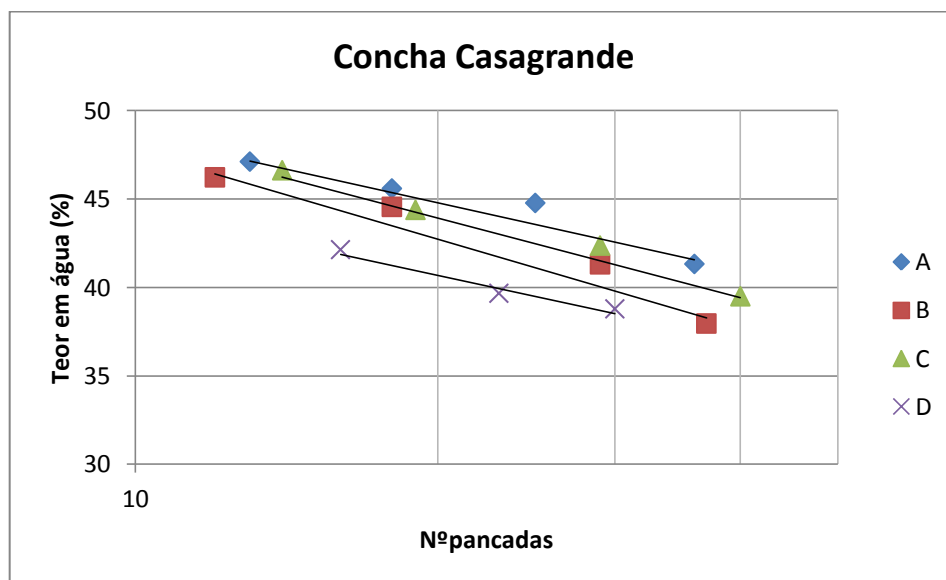


Fig. 38: Representação dos ensaios de limite de liquidez – Concha de Casagrande.

A maior discrepância de resultados verificou-se entre os ensaios realizados por estes operadores e os executados pelo autor (tabela 22). É na Concha de Casagrande que se registam mais diferenças, principalmente entre os valores mínimos e médios obtidos pelo conjunto dos ensaios produzidos pelos outros operadores, que são um pouco mais elevados do que os valores obtidos pelo autor.

Tal facto pode derivar da reduzida experiência, e portanto, da menor sensibilidade dos restantes indivíduos na execução dos ensaios, ou ainda, do número de ensaios efetuados por cada um. Por outro lado, verifica-se a maior repetibilidade de resultados com o *fall cone*, conduzindo a diferenças insignificantes entre todos os executantes.

	LL <i>Fall cone</i>	LL <i>Fall cone</i>	LL Concha	LL Concha
	Outros operadores	Autor	Outros operadores	Autor
<b>Máximo</b>	44	44	44	43
<b>Média</b>	42	42	42	39
<b>Mínimo</b>	40	39	40	35
<b>Amplitude</b>	4	5	4	8
<b>Desvio padrão</b>	2	2	2	3

**Tabela 22: Comparação entre valores obtidos pelo autor e pelos restantes operadores.**

Observando ainda as variações entre a totalidade dos ensaios, dez realizados pelo autor e quatro realizados por outros operadores (tabela 23), continua a verificar-se uma diferença mais significativa entre os valores mínimos do limite de liquidez, assim como a amplitude registada nos dois aparelhos continua a ser maior na concha de Casagrande.

	Todos os operadores	
	LL <i>fall cone</i>	LL Concha
<b>Máximo</b>	44	44
<b>Média</b>	42	41
<b>Mínimo</b>	39	35
<b>Amplitude</b>	5	9
<b>Desvio Padrão</b>	2	3

**Tabela 23: Limite de liquidez – análise estatística dos ensaios realizados pela totalidade dos operadores.**

Desta análise, pode-se concluir que um número considerável de variáveis é responsável pela influência da técnica do operador relativamente ao método da concha, aumentando assim a margem de erro para este ensaio. Dessas variáveis, podem-se destacar: i) a estimativa da quantidade ou profundidade do solo; ii) a precisão do tempo de dois golpes por segundo e a construção adequada da ranhura; iii) O alinhamento do sulco, a orientação apropriada do riscador e a estimativa de um fecho da ranhura de cerca de 1cm também influenciam os resultados. Para evitar a ocorrência de falhas relativamente a estes aspetos, é conveniente que os ensaios sejam realizados calmamente, assim como a limpeza dos utensílios não seja descuidada, nomeadamente a do riscador, de forma a não alterar as suas dimensões.

Relativamente ao limite de plasticidade, ainda que não seja determinado a partir da Concha de Casagrande, é possível comparar os dois métodos:

<i>Fall Cone</i>				Método tradicional	
Operador	Penetração (mm)	Teor em água (%)	LP (%)	Teor em água (%)	LP (%)
A	14,88	39,19	29	25,81	20
	16,24	41,47		19,4	
	-	-		20,0	
	24,76	47,88		15,69	
B	16,92	37,76	22	22,06	23
	20,21	42,34		24,69	
	22,39	45,35		24,14	
	24,09	44,20		19,44	
C	16,24	40,54	27	27,42	24
	18,8	40,41		24,62	
	21,94	45,89		22,22	
	25,12	47,71		20,63	
D	16,43	36,09	21	26,60	25
	18,88	38,37		24,24	
	21,39	41,53		22,22	
	24,22	44,14		25,77	

**Tabela 24: Limite de Plasticidade – resultados obtidos nos ensaios realizados por diferentes operadores.**

Pelos valores apresentados, constata-se que, em média, o limite de plasticidade obtido com o *fall cone* ronda os 25%, enquanto que pelo método tradicional é cerca de 23%. Verifica-se também uma maior dispersão daquele parâmetro no *fall cone*, o que poderá estar relacionado com a maior ou menor uniformidade das penetrações registadas, relativamente a cada ensaio efetuado. Por outro lado, pelo método dos “rolinhos”, o limite de plasticidade corresponde a um valor médio dos teores de água, produzindo assim, geralmente, valores mais semelhantes. Além disso, este último método apresenta muitas limitações práticas, nomeadamente o teor em água ideal para moldar as esferas, a espessura exata dos filamentos de 3mm e o fato de terem de secar até fissurar. Todos estes fatores são muito variáveis de operador para operador, pois a maioria das vezes o principal objetivo é conseguir moldar os filamentos até atingirem os 3mm de espessura e tudo o resto pode ser mais ou menos preciso. Por todas estas razões, conclui-se, de imediato, que qualquer método mecânico será mais fiável e prático que o método tradicional dos “rolinhos”.



## 7. Conclusões e perspectivas futuras

Embora ambos os métodos tendam a produzir resultados semelhantes, conclui-se que o método do *fall cone* é mais vantajoso relativamente à concha de Casagrande, nomeadamente, pela maior facilidade em operar e pelo fato de fornecer resultados mais precisos, na determinação do limite de liquidez. Além disso, o ensaio requer muito menos tempo de execução e a influência da prática do operador é praticamente nula.

Tendo em conta a comparação entre os dois dispositivos elaborada no Capítulo 5, com base em trabalhos anteriores acerca do tema, confirmam-se os seguintes aspetos:

- i. Quanto ao tempo de execução dos ensaios, com o *fall cone* despende-se cerca de metade do tempo relativamente ao ensaio tradicional;
- ii. No que respeita ao próprio aparelho e à sua constituição, é muito mais simples operar com o cone, além de que as suas peças não se desgastam tão fácil e rapidamente como o riscador ou a própria concha;
- iii. Por último, e talvez o fator mais relevante, comprovou-se, a partir dos ensaios elaborados por vários operadores, a maior discrepância de resultados na concha, conferindo, assim, maior fiabilidade ao dispositivo de *fall cone*.

Relativamente à determinação do limite de plasticidade, verificou-se que o método mais clássico, isto é, o método manual da execução de rolinhos, além de ser bastante complicado de concretizar, segundo a respetiva normalização, também é bastante moroso. Por outro lado, a metodologia seguida com o *fall cone* para obtenção do mesmo parâmetro, é exatamente a mesma que para a determinação do limite de liquidez, e por isso, oferece todas as vantagens mencionadas anteriormente, nomeadamente, a rapidez do ensaio, a precisão dos valores e o fato de não exigir qualquer experiência por parte do executante. Assim, para determinação deste parâmetro é, pois, e indiscutivelmente muito mais vantajoso o cone penetrómetro.

Desta forma, conclui-se que o dispositivo de *fall cone* pode ser adotado como uma melhor alternativa, na determinação dos limites de consistência, relativamente à concha de Casagrande.

Quanto ao solo utilizado, apresentou uma granulometria distribuída uniformemente, tendo sido classificado, de uma forma geral, como uma argila pouco a medianamente plástica. Em termos mineralógicos, é essencialmente constituído por caulinite, e como material de construção é razoável, apresentando um comportamento regular.

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho, foi bastante perceptível a quantidade de aspetos que seriam interessantes de abordar, no âmbito deste tema. Considerando o principal objetivo, o de comparar os dois dispositivos com base em alguns fatores, seria ainda possível, o desenvolvimento dos seguintes:

- Comparar os resultados obtidos com o *fall cone*, fazendo variar a massa e o ângulo do cone. Isto é, uma vez que o equipamento traz, no seu conjunto, dois cones diferentes – um de 30° e 80g, que foi utilizado na presente dissertação, e outro de 60° e 60g – para o mesmo solo, fazer vários ensaios com cada um e equiparar resultados.

- Da mesma forma, para a concha de Casagrande, testar os dois tipos de riscadores. Visto que existem dois e cada um oferece, igualmente, vantagens e desvantagens, seria relevante a execução de ensaios com cada um e concluir acerca do mais apropriado para executar a ranhura;
- Para um estudo mais completo e conclusivo da influência do operador em ambos os aparelhos, poder-se-ia dar seguimento ao estudo iniciado no capítulo 6 deste trabalho, tentando reunir um maior número de pessoas que pudessem executar os ensaios, e testar assim a tendência daquele parâmetro. Por outro lado, também seria interessante o mesmo número de operadores executar várias repetições em cada dispositivo.
- Utilizar diferentes tipos de solos argilosos, mais ou menos plásticos, e relacioná-los com os resultados obtidos.
- Testar um mesmo material em vários equipamentos, isto é, executar os ensaios em duas ou três versões de conchas de Casagrande, assim como em dois ou três modelos de *fall cone*. O objetivo seria analisar da influência da variabilidade de um mesmo aparelho.

Para finalizar, seria importante, do ponto de vista da signatária da tese, proceder a novos estudos e investigações acerca da determinação do limite de plasticidade com o *fall cone*, com o objetivo de o incluir na normalização referente àquele ensaio, tornando-o desta forma, um método mais credível.

## 8. Bibliografia e outras fontes de informação

Albers, A.P.F., Melchiades, F.G., Machado R., Baldo, J.B., Boschi, A.O. (2002). Um método simples de caracterização de argilominerais por difração de raios x. Universidade do Vale do Paraíba, São Paulo.

Almeida, C., Mendonça, J.J.L., Jesus, M.R., Gomes, A.J. (2000). Sistemas Aquíferos de Portugal Continental. Sistema Nacional de Informação e Recursos Hídricos (SNIRH), Lisboa.

Araújo, M.A. (2002). Geografia física de Portugal - Tema 2. FLUP, Porto.

Cardoso, R. (2009). Geotecnia e Fundações, Arquitetura – Dos sólidos aos solos. Universidade técnica de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, Lisboa.

Casagrande, A. (1947). Classification and identification of soils. In: "Annual meeting of the American society of civil engineers".

Castro, S.S. (2008). Micromorfologia de solos – Bases para descrição de lâminas delgadas (2ªed.). Campinas/Goiânia: Universidade Estadual de Campinas.

Christófolli, J.L. (2010). Estudo de argilas calcinadas para produção de cimento portland pozolânico na região de Curitiba, Paraná-Brasil. Tese de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Departamento de Tecnologia.

Cooper, M., & Mazza, J.A. (2012). Física do solo – Densidade do solo e densidade de partículas. Universidade de São Paulo, Departamento de Ciência do Solo.

Costa, C. N. (2006). Fundamentos de Geotecnia: Capítulo 4 – Produtos de alteração das Rochas. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia.

Dedavid, B.A., Gomes, C.I., Machado, G., (2007). Microscopia eletrónica de varredura – Aplicações e preparação de amostras. Porto Alegre: Centro de Microscopia Eletrónica e Microanálise (Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul).

Direção Geral de Minas e Serviços Geológicos, (1969). Carta Geológica de Portugal à escala 1:50000, folha 6B (Chaves).

Fernandes, M.M. (2006). Mecânica dos Solos I – Conceitos e Princípios fundamentais (1ª ed.). Porto: Feup Edições.

Galleti, S.R. (2003). Introdução à microscopia eletrónica. Instituto Biológico. São Paulo: Centro de Pesquisa e Desenvolvimento de Sanidade Vegetal.

Gomes, M.E., & Sá, A.A. (1999). Geomorfologia da região de Chaves – Um Geomonumento. Ministério da Ciência e da Tecnologia.

Harisson, J.A. (1988) apud Muntohar, A.S., & Hashim, R. (2005). Determination of plastic limits of soils using cone penetrometer – Re-appraisal.

Kestler, M.A. (1982). Correlations and Comparisons between the Casagrande liquid limit device and the Fall Cone. Master's thesis, Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering.

Machado, S., & Machado, M. (1997). Mecânica dos Solos I – Conceitos Introdutórios. Universidade Federal da Bahia, Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais, Bahia.

Marques, J.M., Cabeleira, M.M., Aires-Barros, L. (2000) apud Almeida, C., Mendonça, J.J.L., Jesus, M.R., Gomes, A.J. (2000). Sistemas Aquíferos de Portugal Continental. Sistema Nacional de Informação e Recursos Hídricos (SNIRH), Lisboa.

Martins, J.G., & Silva, A.P. (2004). Materiais de Construção – Produtos cerâmicos (2ªed.). Porto: Universidade Fernando Pessoa, Departamento de Engenharia Civil.

Meira, J.M. (2001). Argilas: o que são, suas propriedades e classificações. Visa Consultores, Comunicações Técnicas.

Mitchell, J.K. (1993). Fundamentals of soil behavior (2<sup>nd</sup> ed.). John Wiley & Sons, New York.

Muntohar, A.S., & Hashim, R. (2005). Determination of plastic limits of soils using cone penetrometer – Re-appraisal.

Ramos, J. M. (2010). Principais recursos minerais dos Concelhos de Chaves, Montalegre e Boticas. In C.M. Martins, "Mineração e Povoamento na Antiguidade no Alto Trás-os-Montes Ocidental" (pp. 28-45). Porto: CITCEM.

Sampaio, E. (2006). Mineralogia do Solo. Universidade de Évora, Departamento de Geociências.

Sial, A. N., & McReath, I. (1984). Petrologia experimental e métodos analíticos. In A. N. Sial, & I. McReath, Petrologia Ígnea (pp. 101-107). Salvador: Sociedade Brasileira de Geologia.

Silveira, L.C. (2001). O cone de penetração como ensaio alternativo na determinação da plasticidade de solos. Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia, Universidade Federal da Paraíba, Departamento de Engenharia Civil, Campina Grande.

Sousa, P. M. (2011). Limite de liquidez – Correlações e comparações entre os métodos de fall cone e da concha de Casagrande. Universidade Nova de Lisboa, Departamento de Ciências da Terra, Lisboa.

Tavares, M.I.B., Ferreira, A.G., Nogueira, R.F., Silva, R.A., Capitaneo, J.L., Miguez, E., Silva, M.B.R. (2008). Estudo de argilas organicamente modificadas por RMN no estado sólido. Sociedade Brasileira de Química, Rio de Janeiro.

Terzaghi K., Peck R.B. & Mesri G., 1996. Soil mechanics in engineering practice. 3rd edition, Wiley-Interscience. 592 pp.

Velho, J.L. (2005). Mineralogia Industrial – Princípios e aplicações. Lisboa: LIDEL – Edições Técnicas, Lda.

Özer, M. (2009) apud Sousa, P. M. (2011). Limite de liquidez – Correlações e comparações entre os métodos de fall cone e da concha de Casagrande. Universidade Nova de Lisboa, Departamento de Ciências da Terra, Lisboa.

### **Normas e Regulamentos**

ASTM (2008), D2487-06, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System, American Society for Testing and Materials, United States.

CEN ISO/TS 178912: parte 12, (2004), Determination of Atterberg limits, Comité Européen de normalisation, Brussels.

Norma Portuguesa definitiva NP-143 (1969), Solos – Determinação dos limites de consistência.

Norma Portuguesa definitiva NP-83 (1965), Solos – Determinação da densidade das partículas.

Norma Portuguesa definitiva NP-84 (1965), Solos – Determinação do teor em água dos solos.

LNEC (1966), Especificação E196, Solos – Análise Granulométrica, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1970), Especificação E239, Solos – Análise granulométrica por peneiração húmida, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1966), Especificação E195, Solos – Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1970), Especificação E240, Solos – Classificação para fins rodoviários, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1968), Especificação E219, Prospeção Geotécnica de Terrenos – Vocabulário, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.



# **ANEXO I**

---

**Análise Granulométrica do Solo**



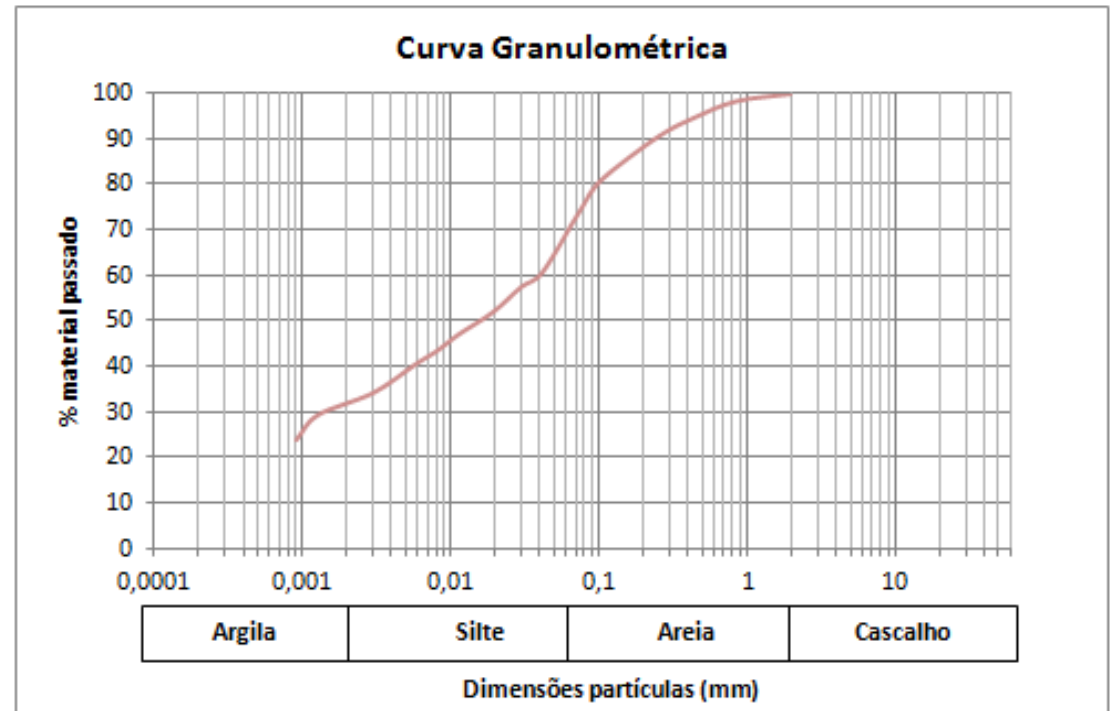


<b>Dados relativos à sedimentação</b>		
Antifloculante	Na(PO <sub>3</sub> ) <sub>6</sub>	
Correções	Menisco (CM)	0,0005
	Antifloculante (CA)	0,004
Densidade das partículas (G)		2,61
A = (100/m <sub>b</sub> ) × (G/ (G-1))		3,24
Provete seco após pré tratamento (m <sub>b</sub> )		50

<b>Cálculos relativos à sedimentação</b>											
<b>Tempo (min)</b>	Horas	Temperatura (°C)	Correção da temperatura Ct	Leituras no densímetro L <sub>s</sub>	L <sub>c</sub> = L <sub>s</sub> +C <sub>m</sub> -C <sub>a</sub> +C <sub>t</sub>	Z*	z/t	K	D=KVZ/t	B= 10 <sup>3</sup> × (L <sub>c</sub> -1)	nD = A×B
<b>1</b>	11h31	25,5	0,0012	1,021	1,0187	10,47	10,47	0,01295	0,0419	18,70	60,63
<b>2</b>	11h32	25,5	0,0012	1,02	1,0177	10,74	5,37	0,01295	0,0300	17,70	57,39
<b>5</b>	11h35	25	0,001	1,0185	1,016	11,15	2,23	0,01302	0,0194	16,00	51,87
<b>15</b>	11h45	25	0,001	1,017	1,0145	11,56	0,77	0,01302	0,0114	14,50	47,01
<b>30</b>	12h	24,5	0,0009	1,016	1,0134	11,83	0,39	0,0131	0,0082	13,40	43,44
<b>60</b>	12h30	24	0,0008	1,0152	1,0125	12,05	0,20	0,01317	0,0059	12,50	40,53
<b>250</b>	15h40	22,5	0,0005	1,0135	1,0105	12,52	0,05	0,01341	0,0030	10,50	34,04
<b>1440</b>	11h30	22,5	0,0005	1,012	1,009	12,93	0,009	0,01341	0,0012	9,00	29,18
<b>2880</b>	11h30	23	0,0006	1,0102	1,0073	13,42	0,005	0,01333	0,0009	7,30	23,67

<b>Peneiração</b>				
Peneiros (mm)	Massa retida (g)	% Retida	% Acumulada retida	% Acumulada que passa
2,00	0	0	0	100
0,85	0,74	1,48	1,63	98,37
0,425	1,96	3,92	5,55	94,45
0,25	2,02	4,04	9,59	90,41
0,106	4,63	9,26	18,85	81,15
0,075	3,49	6,98	25,83	74,17

<b>Sedimentação</b>	
Diâmetro das partículas	% Acumulada que passa
0,0419	60,63
0,0300	57,39
0,0194	51,87
0,0114	47,01
0,0082	43,44
0,0059	40,53
0,0030	34,04
0,0012	29,18
0,0009	23,67



# **ANEXO II**

---

**Ensaio realizado pelo autor**



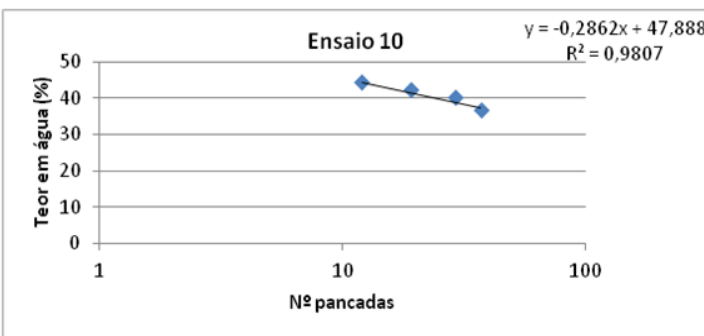
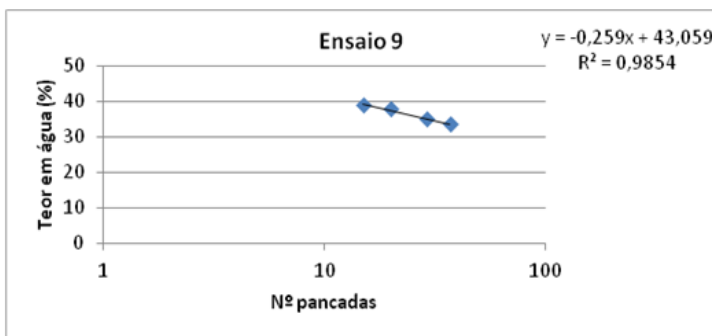
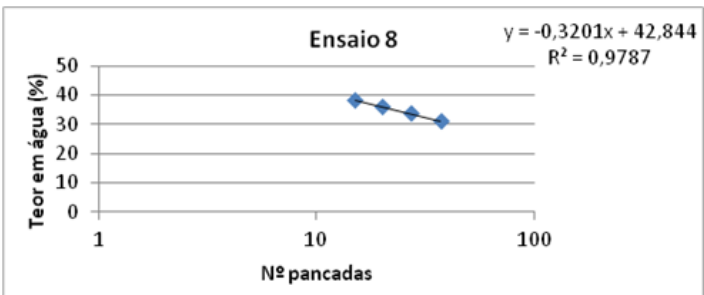
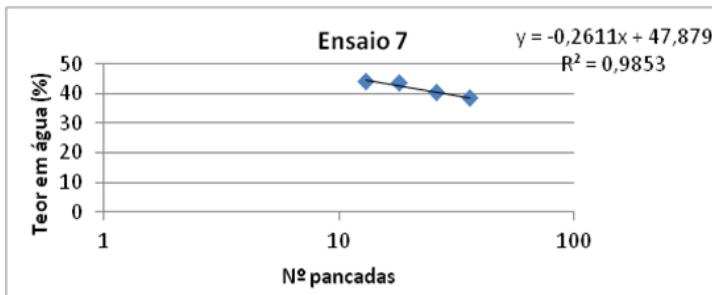
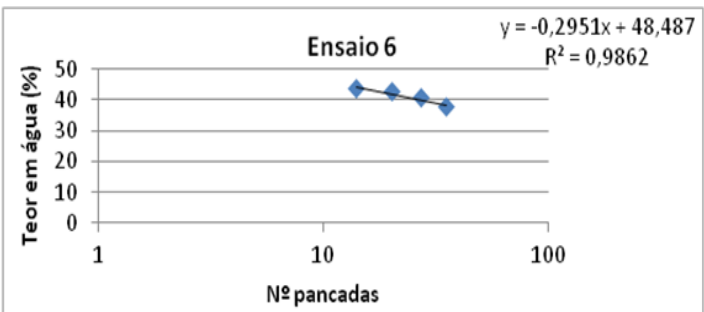
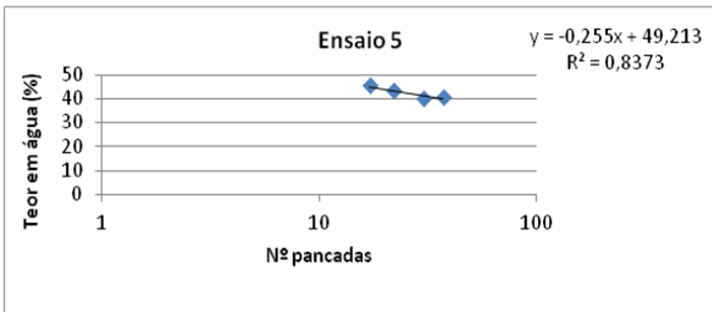
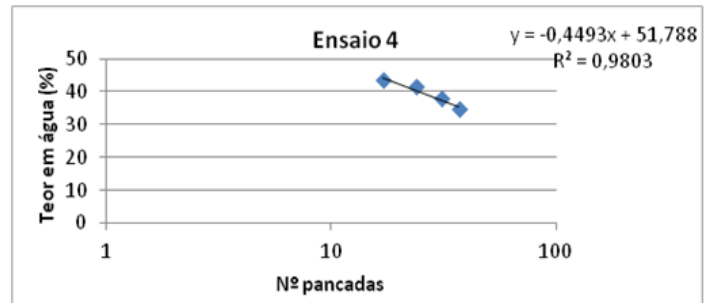
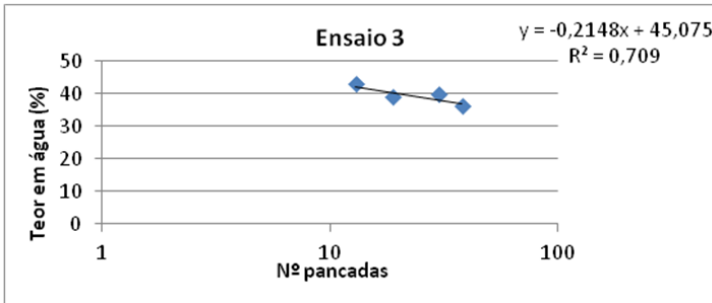
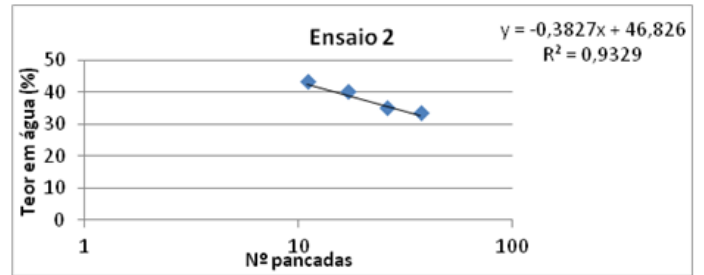
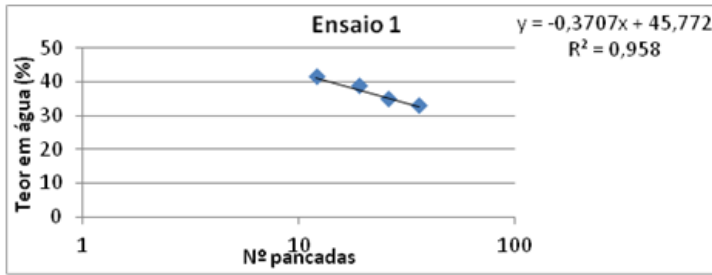
**Limite de Liquidez – Concha de Casagrande**

<b>Ensaio</b>	<b>Nº de pancadas</b>	<b>Cápsula (g)</b>	<b>Cápsula + solo húmido (g)</b>	<b>Cápsula + solo seco (g)</b>	<b>Água no solo (g)</b>	<b>Solo seco (g)</b>	<b>Teor em água (%)</b>	<b>LL (%)</b>
<b>1</b>	36	5,5	15,4	12,94	2,46	7,44	33,06	37
	26	5,48	16,09	13,34	2,75	7,86	34,98	
	19	5,51	15,98	13,05	2,93	7,54	38,86	
	12	5,46	16,91	13,54	3,37	8,08	41,71	
<b>2</b>	37	5,51	15,05	12,65	2,4	7,14	33,61	37
	26	5,6	16,04	13,32	2,72	7,72	35,23	
	17	5,66	15,99	13,02	2,97	7,36	40,35	
	11	5,58	16,27	13,04	3,23	7,46	43,29	
<b>3</b>	38	5,53	15,23	12,64	2,59	7,11	36,43	40
	30	5,45	15,49	12,62	2,87	7,17	40,03	
	19	5,61	15,44	12,68	2,76	7,07	39,04	
	13	5,49	15,68	12,6	3,08	7,11	43,32	
<b>4</b>	37	5,37	15,50	12,88	2,62	7,51	34,89	41
	31	5,44	15,27	12,57	2,7	7,13	37,87	
	24	5,59	16,18	13,06	3,12	7,47	41,77	
	17	5,45	15,52	12,46	3,06	7,01	43,65	
<b>5</b>	37	5,52	14,72	12,08	2,64	6,56	40,24	43
	30	5,6	15,18	12,41	2,77	6,81	40,68	
	22	5,51	15,55	12,51	3,04	7,00	43,43	
	17	5,54	15,33	12,27	3,06	6,73	45,47	
<b>6</b>	35	5,4	16,02	13,1	2,92	7,7	37,92	41
	27	5,58	16,18	13,11	3,07	7,53	40,77	
	20	5,46	16,29	13,04	3,25	7,58	42,88	
	14	5,5	16,75	13,31	3,44	7,81	44,05	
<b>7</b>	36	5,57	16,28	13,3	2,98	7,73	38,55	41
	26	5,5	16,37	13,22	3,15	7,72	40,8	
	18	5,45	16,13	12,93	3,2	7,48	43,6	
	13	5,55	16,14	12,89	3,25	7,34	44,28	
<b>8</b>	35	5,49	15,22	12,9	2,32	7,41	31,31	35
	26	5,48	15,62	13,06	2,56	7,58	33,77	
	19	5,42	15,9	13,12	2,78	7,7	36,1	
	14	5,35	16,61	13,48	3,13	8,13	38,5	
<b>9</b>	37	5,47	15,27	12,8	2,47	7,33	33,7	37
	29	5,42	15,00	12,51	2,49	7,09	35,12	
	20	5,55	15,30	12,61	2,69	7,06	38,1	
	15	5,45	15,40	12,6	2,8	7,15	39,16	
<b>10</b>	37	5,59	15,23	12,63	2,6	7,04	36,93	41
	29	5,45	15,49	12,61	2,88	7,16	40,22	
	19	5,37	15,44	12,45	2,99	7,08	42,23	
	12	5,6	15,68	12,58	3,1	6,98	44,41	

**Limite de Plasticidade – Método tradicional**

<b>Ensaio</b>	<b>Cápsula (g)</b>	<b>Cápsula + solo húmido (g)</b>	<b>Cápsula + solo seco (g)</b>	<b>Água no solo (g)</b>	<b>Solo seco (g)</b>	<b>Teor em água (%)</b>	<b>LP (%)</b>
<b>1</b>	5,45	6,33	6,2	0,13	0,75	17,33	21
	5,57	6,47	6,3	0,17	0,73	23,29	
	5,55	6,44	6,26	0,18	0,71	25,35	
	5,54	6,50	6,34	0,16	0,8	20	
<b>2</b>	5,53	6,40	6,26	0,14	0,73	19,18	20
	5,59	6,36	6,25	0,11	0,66	16,66	
	5,61	6,41	6,25	0,16	0,64	25	
	5,56	6,56	6,39	0,17	0,83	20,48	
<b>3</b>	5,57	6,45	6,27	0,18	0,69	26,09	24
	5,56	6,63	6,44	0,19	0,88	21,59	
	5,55	6,48	6,29	0,19	0,74	25,67	
	5,54	6,6	6,41	0,19	0,87	21,84	
<b>4</b>	5,43	6,09	5,97	0,12	0,54	22,2	23
	5,5	6,43	6,25	0,18	0,75	24	
	5,57	6,45	6,29	0,16	0,72	22,22	
	5,58	6,63	6,42	0,21	0,84	25	
<b>5</b>	5,56	6,37	6,2	0,17	0,64	26,56	26
	5,29	6,19	6,02	0,17	0,73	23,29	
	5,54	6,55	6,33	0,22	0,79	27,85	
	5,46	6,35	6,16	0,19	0,7	27,14	
<b>6</b>	9,22	10,19	9,97	0,22	0,75	29,33	26
	5,41	6,31	6,14	0,17	0,73	23,29	
	5,49	6,58	6,35	0,23	0,86	26,74	
	5,5	6,53	6,32	0,21	0,82	25,61	
<b>7</b>	5,34	6,41	6,2	0,21	0,86	24,42	26
	5,55	6,37	6,22	0,15	0,67	22,39	
	5,58	6,6	6,36	0,24	0,78	30,77	
	5,28	6,08	5,91	0,17	0,63	26,98	
<b>8</b>	5,46	6,44	6,26	0,18	0,8	22,5	21
	5,51	6,45	6,28	0,17	0,77	22,08	
	5,52	6,34	6,22	0,14	0,7	20	
	5,55	6,58	6,39	0,19	0,84	22,62	
<b>9</b>	5,51	6,43	6,26	0,17	0,75	22,67	23
	5,53	6,42	6,25	0,17	0,72	23,61	
	5,55	6,4	6,25	0,15	0,74	21,43	
	5,54	6,42	6,24	0,18	0,79	22,78	
<b>10</b>	5,43	6,37	6,19	0,18	0,76	23,68	24
	5,56	6,44	6,28	0,16	0,72	22,22	
	5,57	6,48	6,29	0,19	0,72	26,39	
	5,54	6,6	6,39	0,21	0,85	24,71	

**Limite de Liquidez – gráficos correspondentes a cada ensaio:**

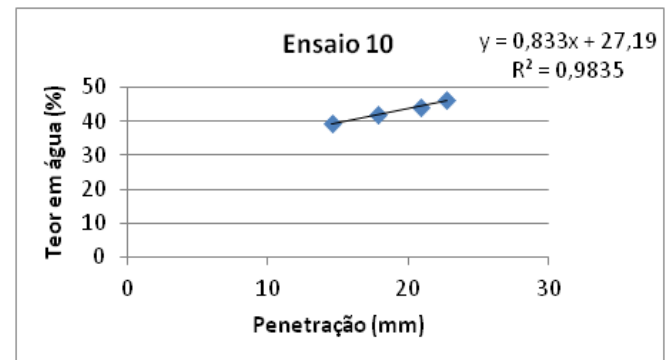
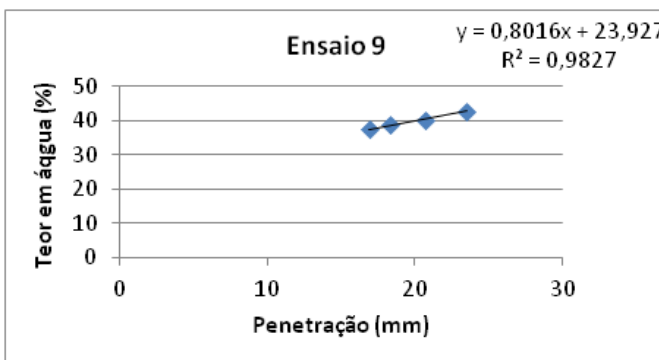
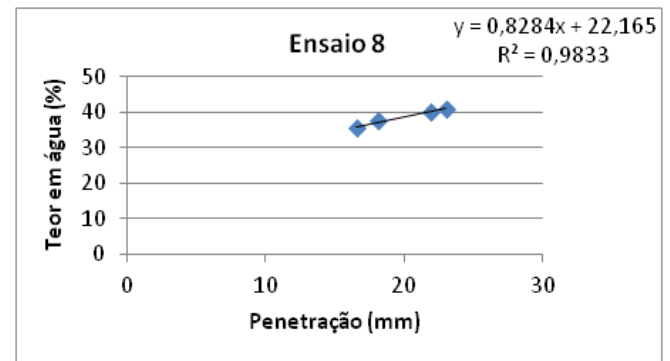
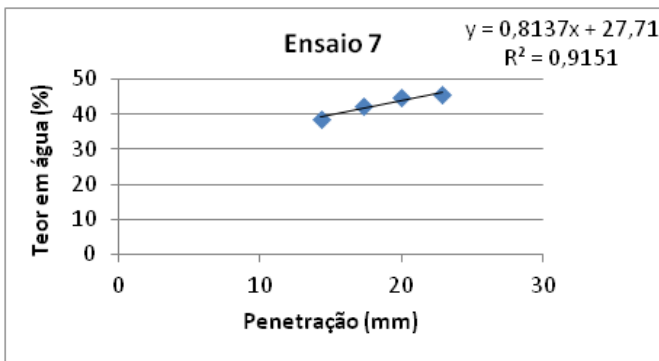
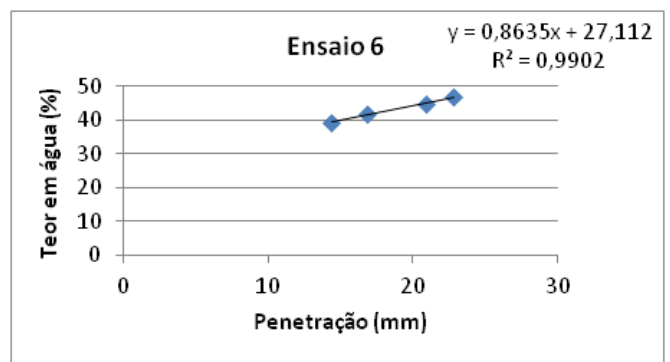
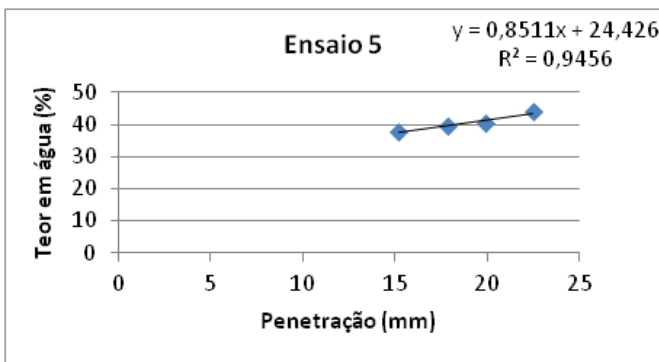
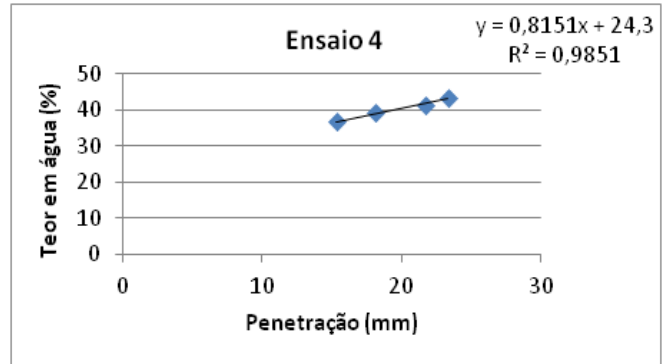
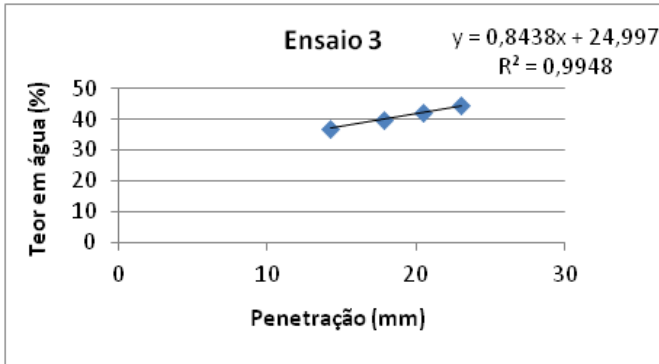
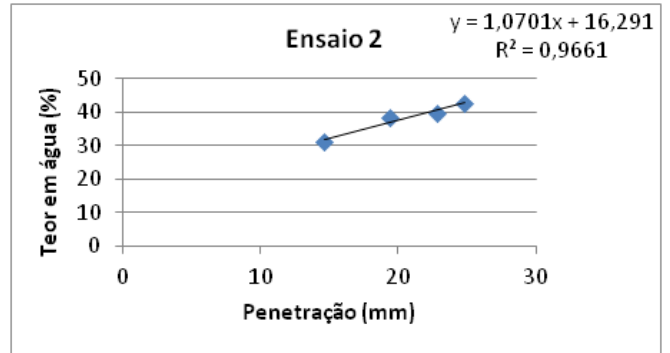
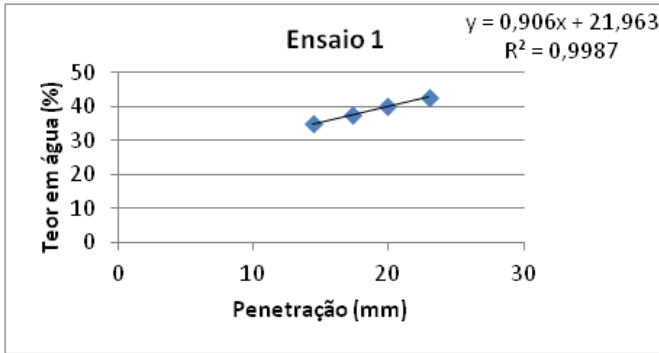


**Limite de Liquidez e limite de Plasticidade – Fall Cone**

<b>Ensaio</b>	<b>Penetração (mm)</b>	<b>Cápsula (g)</b>	<b>Cápsula + solo húmido (g)</b>	<b>Cápsula + solo seco (g)</b>	<b>Água no solo (g)</b>	<b>Solo seco (g)</b>	<b>Teor em água (%)</b>	<b>LL (%)</b>	<b>LP (%)</b>
<b>1</b>	14,40	5,61	16,01	13,31	2,7	7,7	35,06	40	24
	17,37	5,57	16,23	13,32	2,91	7,75	37,55		
	19,95	5,59	16,62	13,46	3,16	7,87	40,15		
	22,97	5,55	17,34	13,81	3,53	8,26	42,74		
<b>2</b>	14,88	5,35	15,25	12,52	2,73	7,17	38,08	38	18
	17,53	5,42	15,98	12,94	3,04	7,52	40,43		
	19,52	5,57	16,12	12,98	3,14	7,41	42,38		
	23,68	5,54	16,07	12,80	3,27	7,26	45,04		
<b>3</b>	14,23	5,53	15,38	12,71	2,67	7,18	31,19	42	27
	17,82	5,61	15,85	12,94	2,91	7,33	39,7		
	20,48	5,6	16,53	13,28	3,25	7,68	42,32		
	23,01	5,47	16,67	13,22	3,45	7,75	44,52		
<b>4</b>	15,34	5,57	15,7	12,98	2,72	7,41	36,71	41	26
	18,17	5,54	15,8	12,9	2,9	7,36	39,4		
	21,74	5,6	15,82	12,82	3,00	7,22	41,55		
	23,33	9,18	19,82	16,59	3,23	7,41	43,59		
<b>5</b>	15,2	5,46	14,99	12,38	2,61	6,92	37,72	41	26
	17,89	5,62	15,71	12,85	2,86	7,23	39,56		
	19,93	5,55	15,88	12,9	2,98	7,35	40,54		
	22,50	5,49	15,48	12,42	3,06	6,93	44,16		
<b>6</b>	14,36	5,5	15,25	12,5	2,75	7	39,29	44	29
	16,79	5,54	16,22	13,06	3,16	7,52	42,02		
	20,9	5,6	16,58	13,18	3,4	7,58	44,85		
	22,81	5,51	17,47	13,65	3,82	8,14	46,93		
<b>7</b>	14,30	5,47	14,91	12,27	2,63	6,8	38,68	44	29
	17,34	5,45	15,61	12,59	3,02	7,14	42,3		
	19,96	5,62	16,32	13,00	3,32	7,38	44,99		
	22,00	5,45	15,78	12,55	3,23	7,1	45,49		
<b>8</b>	16,54	5,56	15,02	12,54	2,48	6,98	35,53	39	24
	18,09	5,42	16,14	13,21	2,93	7,79	37,61		
	21,92	5,45	16,18	13,1	3,08	7,65	40,26		
	23,02	5,55	16,83	13,54	3,29	7,99	41,18		
<b>9</b>	16,92	5,59	15,32	12,67	2,65	7,08	37,43	40	26
	18,28	5,61	16,15	13,2	2,95	7,59	38,87		
	20,72	5,52	16,59	13,42	3,17	7,9	40,13		
	23,49	5,51	16,23	13,01	3,22	7,5	42,93		
<b>10</b>	14,56	5,5	15,33	12,55	2,78	7,05	39,43	44	29
	17,79	5,54	16,22	13,06	3,16	7,52	42,02		
	20,88	5,6	16,39	13,09	3,3	7,49	44,06		
	22,71	5,51	17,07	13,4	3,67	7,89	46,51		



**Limite de liquidez e de plasticidade – gráficos correspondentes a cada ensaio:**





# **ANEXO III**

---

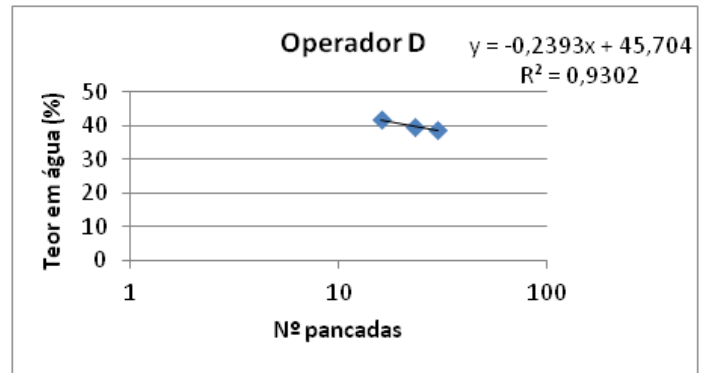
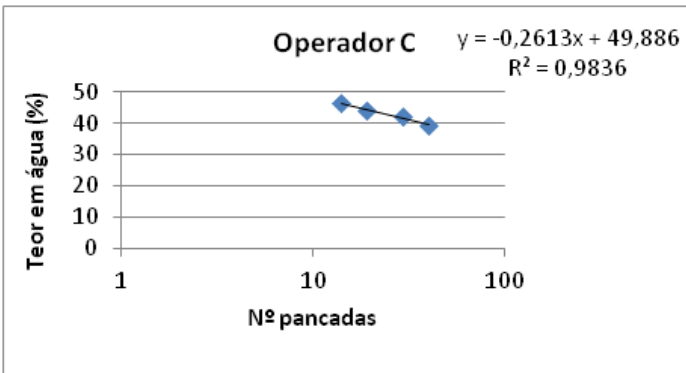
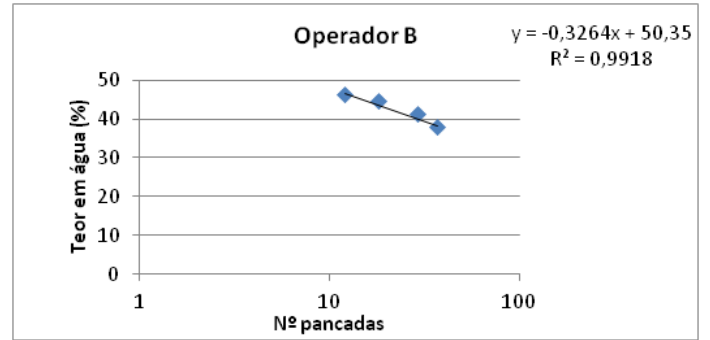
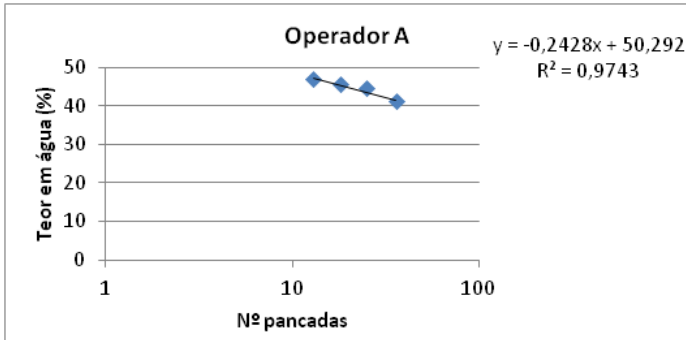
**Ensaaios realizados por outros operadores**



Limite de Liquidez – Concha de Casagrande								
Operador	Nº de pancadas	Cápsula (g)	Cápsula + solo húmido (g)	Cápsula + solo seco (g)	Água no solo (g)	Solo seco (g)	Teor em água (%)	LL (%)
A	36	5,42	15,85	12,8	3,05	7,38	41,33	44
	25	5,46	15,58	12,45	3,13	6,99	44,78	
	18	5,55	15,64	12,48	3,16	6,93	45,6	
	13	5,57	15,53	12,34	3,19	6,77	47,12	
B	37	5,51	14,45	11,99	2,46	6,48	37,96	42
	29	5,59	15,92	12,90	3,02	7,31	41,31	
	18	5,63	16,43	13,10	3,33	7,47	44,56	
	12	5,60	15,88	12,63	3,25	7,03	46,23	
C	40	5,44	16	13,01	2,99	7,57	39,49	43
	29	5,53	15,61	12,61	3	7,08	42,37	
	19	5,48	14,88	11,99	2,89	6,51	44,39	
	14	5,55	15,77	12,52	3,25	6,97	46,63	
D	-	-	-	-	-	-	-	40
	30	5,56	12,00	10,20	1,8	4,64	38,79	
	23	5,66	13,3	11,13	2,17	5,47	39,67	
	16	5,57	14,98	12,19	2,79	6,62	42,14	

Limite de Plasticidade – Método Tradicional							
Operador	Cápsula (g)	Cápsula + solo húmido (g)	Cápsula + solo seco (g)	Água no solo (g)	Solo seco (g)	Teor em água (%)	LP (%)
A	5,61	6,39	6,23	0,16	0,62	25,81	20
	5,45	6,25	6,12	0,13	0,67	19,4	
	5,54	6,08	5,99	0,09	0,45	20,0	
	5,47	6,06	5,98	0,08	0,51	15,69	
B	5,45	6,28	6,13	0,15	0,68	22,06	23
	5,53	6,54	6,34	0,2	0,81	24,69	
	5,43	6,15	6,01	0,14	0,58	24,14	
	5,52	6,38	6,24	0,14	0,72	19,44	
C	5,44	6,23	6,06	0,17	0,62	27,42	24
	5,47	6,28	6,12	0,16	0,65	24,62	
	5,58	6,35	6,21	0,14	0,63	22,22	
	5,52	6,28	6,15	0,13	0,63	20,63	
D	5,53	6,72	6,47	0,25	0,94	26,60	25
	5,56	6,79	6,55	0,24	0,99	24,24	
	5,48	8,12	7,64	0,48	2,16	22,22	
	5,63	7,68	7,26	0,42	1,63	25,77	

**Limite de Liquidez – gráficos correspondentes a cada ensaio:**



**Limite de Liquidez e limite de Plasticidade – Fall Cone**

Operador	Penetração (mm)	Cápsula (g)	Cápsula + solo húmido (g)	Cápsula + solo seco (g)	Água no solo (g)	Solo seco (g)	Teor em água (%)	LL (%)	LP (%)
<b>A</b>	14,88	5,43	15,41	12,60	2,81	7,17	39,19	44	29
	16,24	5,58	16,19	13,08	3,11	7,5	41,47		
	-	-	-	-	-	-	-		
	24,76	5,28	15,38	12,11	3,27	6,83	47,88		
<b>B</b>	16,92	5,35	14,47	11,97	2,5	6,62	37,76	42	22
	20,21	5,43	15,75	12,68	3,07	7,25	42,34		
	22,39	5,52	15,84	12,62	3,22	7,1	45,35		
	24,09	5,49	15,93	12,73	3,2	7,24	44,20		
<b>C</b>	16,24	5,53	15,86	12,88	2,98	7,35	40,54	43	27
	18,8	5,27	15,45	12,52	2,93	7,25	40,41		
	21,94	5,66	15,96	12,72	3,24	7,06	45,89		
	25,12	5,45	15,79	12,45	3,34	7,0	47,71		
<b>D</b>	16,43	5,55	15,09	12,56	2,53	7,01	36,09	40	21
	18,88	5,45	16,16	13,19	2,97	7,74	38,37		
	21,39	5,44	15,97	12,88	3,09	7,44	41,53		
	24,22	5,45	15,90	12,7	3,2	7,25	44,14		

*Limite de liquidez e de plasticidade – gráficos correspondentes a cada ensaio:*

