



FCTUC FACULDADE DE CIÊNCIAS
E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA MECÂNICA

Condicionantes geológicas e geotécnicas na localização, optimização e eficiência de obras ambientais

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia do Ambiente na Especialidade de Tecnologia e Gestão do Ambiente

Autor

Diogo Miguel Guerreiro Moedas

Orientador[es]

Mário Oliveira Quinta Ferreira

Maria Isabel Moita Pinto

Júri

Presidente Professor Doutor Adélio Manuel Rodrigues Gaspar
Professor Auxiliar da Universidade de Coimbra

Vogais Professor Doutor Mário de Oliveira Quinta Ferreira
Professor Auxiliar da Universidade de Coimbra
Professor Doutor Pedro Gomes Cabral Santarém
Andrade

Professor Auxiliar da Universidade de Coimbra
Orientador Professor Doutor Mário de Oliveira Quinta Ferreira
Professor Auxiliar da Universidade de Coimbra

Coimbra, Setembro, 2017

[Os trabalhos escolares são provas para o carácter, não para a inteligência.
Quer se trate de ortografia, de poesia ou de cálculo, está sempre em causa aprender a
querer.]

[Alain, em *Les Idées et les Âges*, 1927.]

[Aos meus pais.]

[Página facultativa. Apagar se não aplicável.]

Agradecimentos

[O trabalho que aqui se apresenta só foi possível graças à colaboração e apoio de algumas pessoas, às quais não posso deixar de prestar o meu reconhecimento.]

Resumo

O presente trabalho aborda a diversidade de contribuições da geotecnia para a engenharia de obras ambientais, com especial destaque para o estudo do terreno.

Posto isto posso dizer que o trabalho se divide essencialmente em 2 partes.

A primeira parte será mais teórica e incluirá uma pesquisa bibliográfica (livros, artigos e projetos na área).

No capítulo 2 é abordada a mecânica dos solos e das rochas, fazendo uma pequena caracterização quanto ao modo de formação dos solos e a sua respetiva caracterização e classificação.

No capítulo 3, são abordados os principais métodos e técnicas utilizados no reconhecimento e caracterização dos maciços, passando por prospeções geofísicas e mecânicas que devem ser complementadas pelos ensaios “in situ”.

Focando a metodologia na criação de um esquema que ajude a entender qual o ensaio “in situ” mais indicado para cada tipo de solo, fazendo, portanto, uma pequena caracterização de cada ensaio um deles.

Os ensaios “in situ” abordados foram ensaios de resistência, de deformabilidade, de permeabilidade assim como de penetração. Estes últimos são os que têm uma maior caracterização, pois são aqueles que são mais utilizados nas obras que serão analisadas mais à frente.

Por outro lado, é ainda retratado os riscos geológicos que poderão estar associados às obras ambientais, com especial destaque para a forma com que as condições do terreno possam vir a afetar a obra.

Numa segunda parte serão tidas em conta três estudos Geológico/geotécnicos, relativos a ETAR'S em que se fará um pequeno enquadramento geológico e posteriormente uma análise aos ensaios utilizados, com as respectivas conclusões, tendo por base a pesquisa e a metodologia criada nesta dissertação.

Palavras-chave: caracterização do maciço, prospeção geofísica, Prospeção mecânica, Ensaio “in situ”, riscos geológicos, ETAR.

Abstract

The present work is a study about the diversity of contributions of geotechnics towards environmental engineering, focusing the study of terrains.

This paper is divided into 2 different parts. The first is a theoretical approach including a bibliographical research (books, articles and projects on the theme).

Chapter's 2 subject is the mechanics of soils and rocks. There is a small characterization regarding soil formation and its respective characterization and classification.

In chapter 3 there is an approach to the main methods and technics used in the recognition and characterization of solid, as well as the geophysical and mechanical prospections that should complement the "in situ" rehearsals.

We'll focus a methodology in the creation of a scheme that helps understand which rehearsal is more appropriate for each soil, by having a characterization of each one of the rehearsals.

The rehearsals that are focused concern resistance, deformity, permeability as wells as penetration. A more exhaustive characterization is done in the last ones taking into account that these are the most practiced in the works that we'll be analyzing.

On the other hand, we analyze the geological risks that can be associated with environmental works, with a special focus on the way that the terrain conditions might affect the work.

Reaching the second part, there we'll be three geological/geotechnical studies regarding WWTP's where we'll make a geological framing and afterwards, a report on the rehearsals used, with the respective conclusions, following the methodology created in this dissertation.

Keywords characterization of solid, geophysical prospections, mechanical prospections, in situ rehearsals, geological risks, WWTP.

Índice

Índice de Figuras	vi
Índice de Tabelas	vii
Simbologia.....	viii
Siglas	x
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Objetivos.....	2
2. Origem dos solos	3
2.1. Definições	3
2.2. Formação de solos	3
2.3. Classificação dos solos quanto á origem e formação	5
2.4. Estado do solo.....	6
2.4.1. Índices físicos	7
2.4.2. Composição Granulométrica	9
2.5. Os solos e as rochas em obras de Engenharia.....	11
3. Reconhecimento e caracterização de maciços/ Caracterização Geotécnica	14
3.1. Identificação/ Reconhecimento e caracterização de maciços	14
3.2. Parâmetros Geotécnicos.....	15
3.3. Prospeção Geotécnica	16
Reconhecimento inicial da superfície.....	16
3.3.1. Prospeção Geofísica	17
3.3.2. Prospeção mecânica.....	18
3.3.3. Caracterização de Ensaio “in situ”	20
4. Riscos Geológicos	36
4.1. [Subsecção 1].....	39
4.1.1. [Subsecção 2].....	39
5. [Capítulo 4].....	40
5.1. [Subsecção 1].....	40
5.1.1. [Subsecção 2].....	40
6. [Capítulo 5].....	41
6.1. [Subsecção 1].....	41
6.1.1. [Subsecção 2].....	41
7. [Capítulo 6].....	42
7.1. [Subsecção 1].....	42
7.1.1. [Subsecção 2].....	42
8. [Conclusões].....	43
8.1. [Subsecção 1].....	43
8.1.1. [Subsecção 2].....	43

[REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS]	44
[ANEXO A].....	46
[ANEXO B].....	47
[APÊNDICE A].....	48
[APÊNDICE B].....	49

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – (a) solo no seu estado natural e (b) as três fases que constituem o solo (Santana, 2007).....	7
Figura 2.2 – Representação Gráfica da curva granulométrica (Fernandes, 2011a).....	10
Figura 2.3 - Comportamento dos solos com variação do teor em água	11
Figura 3.1 – Esquemas dos tipos de Prospeção	17
Figura 3.2 - Esquema Metodológico dos Ensaios "in situ"	21
Figura 3.3 amostrador aberto após o ensaio - (Gsg@, 2011).....	27
Figura 3.4 - Esquema da ponteira do CPT/CPTu. Adaptado de (Fernandes, 2011b).....	30
Figura 3.5 - Classificação dos solos consoante dos resultados do CPT (Robertson e Campanella, 1983).....	31
Figura 3.6 - Resultados de um ensaio de CPTu retirado de (Vallejo et al., 2002)	32
Figura 3.7 - Classificação do comportamento e do tipo de solo a partir do CPT ou do CPTu (Robertson, 1990).....	33

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Sistema Unificado de Classificação de Solos.....	9
Tabela 3.1 - Correlação entre os valores do SPT, a densidade relativa e a compactidade, em solos granulares. Adaptado de (Vallejo et al., 2002) e (Cruz, 1995)	27
Tabela 3.2 - Correlação entre valores do SPT e a consistência de solos argilosos. Adaptado de (Clayton et al., 1995)	28
Tabela 3.3 - Tipos e características gerais do penetrómetros dinâmicos. Adaptado de (Cruz, 1995).....	29
Tabela 4.1 - Risco associados às condições do terreno	37

SIMBOLOGIA

A_s – Área circunferencial da manga

B_q – Razão de pressão neutra do CPTu

C' – Coesão efetiva

Ch – coeficiente de consolidação horizontal

C_u – Coesão não drenada

D_r – Densidade Relativa

e – Índice de vazios

E – Módulo de Young

F_r – Razão atrítica normalizada do ensaio CPT

f_s – Resistência lateral

G – Densidade das partículas

γ – Peso volúmico do solo

G_0 – Módulo distorcional

γ_d – Peso volúmico seco

γ_s – Peso volúmico das partículas sólidas

γ_s – Peso volúmico submerso

γ_w – Peso volúmico da água

h – Altura de queda do pilão

IP – Índice de plasticidade

IR – Índice de rigidez do solo

K_0 – Coeficiente de Impulso

L – Comprimento de penetração

LC – Limite de Consistência

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

M – Massa do pilão

N – Número de pancadas para crvar um amostrador ou um penetrómetro

N_{60} – Resultado do ensaio SPT

$(NI)_{60}$ – Valor de N_{60} corrigido

ϕ - ângulo de atrito

P – Massa do penetrómetro

qc – Resistência de ponta

Qt – Resistência do cone normalizada do ensaio CPT

R – Raio do cone em centímetros

Rf – Resistência total de ponta

S – Grau de saturação

S – Secção transversal da ponteira

T – Factor tempo modificado

$t50$ – meio tempo de vida em minutos

u - Pressão neutra

u_0 – Pressão neutra de repouso

V – Volume total de uma amostra

V_s – Volume de partículas sólidas numa amostra de solo

V_v - Volume de vazios numa amostra de solo

V_w – Volume de água numa amostra de solo

W – Teor em Água

W_s – Peso das partículas sólidas numa amostra de solo

W_w – Peso das partículas sólidas numa amostra de solo

W_w – Peso das partículas sólidas numa amostra de solo

Z – Profundidade

η – Porosidade

σ_h – Tensão efetiva horizontal

σ_v – Tensão efetiva vertical

SIGLAS

- CPT – Cone Penetration Test
- CPTu – Cone Penetration Test with Pore Pressure
- DMT – Dilatómetro de Marchetti
- DPH – Dynamic Probing Heavy
- DPL – Dynamic Probing Ligth
- DPM – Dynamic Probing Medium
- DPs – Dynamic
- DPSH – Dynamic Probing Super Heavy
- ETAR – Estação de Tratamento e Tratamento de Águas Residuais
- FCTUC – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
- FVT – Field Vane Test
- GSG – Gabinete de Serviços Geotécnicos
- ISSMFE – International Society of Soil and Foundation Engineering
- LREC – Laboratório Regional de Engenharia Civil
- PLT – Ensaio de Carga em Placa
- SCPTu – Seismic Cone Penetration Test
- SPT – Standard Penetration Test
- SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos

1. INTRODUÇÃO

As obras ambientais assumem uma grande importância para a sociedade. De modo a garantir segurança, durabilidade e boa funcionalidade neste tipo de obras é necessário que sejam efetuados projetos adequados, de forma a garantir um controlo de qualidade na sua fase de construção, bem como na fase de manutenção. Salienta-se ainda o facto de que estas obras têm assumido cada vez mais uma maior importância, essencialmente devido à ocorrência de incidentes e de acidentes, alguns deles com consequências catastróficas, tais como a perda de vidas humanas e de prejuízos materiais e ambientais.

O dimensionamento de um projeto de uma obra ambiental é condicionado pelo terreno onde este irá ser implementado, para o seu bom sucesso temos em primeiro lugar realizar uma identificação em termos geológicos e geotécnicos, seguindo-se uma caracterização dos maciços e por fim previsões de comportamentos.

De modo a obter uma melhor identificação das características dos materiais recorre-se maioritariamente à prospeção mecânica. Existem ainda os ensaios “in situ”, que como o nome indica são ensaios no terreno, que acompanham geralmente os trabalhos de prospeção mecânica e que permitem caracterizar o maciço quando á sua permeabilidade, deformabilidade e resistência.

O principal objetivo da pesquisa “in situ” é quantificar e conhecer as condições do solo que podem afetar a viabilidade, conceção e construção de uma obra ou estrutura.

Os resultados que são obtidos através das investigações “in situ” representam um ponto muito importante no que diz respeito ao custo do projeto. Na maioria dos casos o aumento dos custos das obras deve-se à insuficiência de investigação nos estudos geológicos-geotécnicos, estimando-se que pelo menos 1/3 dos projetos são retardados por este mesmo motivo (TyrreLL et al, 1983), sendo destacado um inadequado planeamento das investigações realizadas.

Realtivamente ao risco que existe em obras ambientais é de salientar que os problemas mais graves são os que estão associados à condição do terreno, pois este podem ter comportamentos inesperados que originarão problemas que podem ser controlados por um bom estudo geotécnico.

Numa obra de engenharia existem impactes tanto positivos como negativos aquando da sua execução. Por um lado, temos os impactes positivos que são aqueles que são originados a aquando da tentativa de satisfazer as necessidades das populações ou da correção de problemas ambientais originados por outras obras.

Por outro lado, temos os impactes negativos que se prendem mais nos descritores hidrológicos e geológicos, na medida que com a construção de Uma ETAR por exemplo acarreta alterações do meio geológico, e consequentes afetações das infraestruturas de drenagem de águas residuais, causadas por riscos geológicos e fatores geológicos

1.1. Objetivos

Pretende-se com esta dissertação criar uma metodologia de estudo que permita saber qual o melhor ensaio “in situ” a escolher para cada tipo de terreno, quando se efetua uma prospeção geotécnica, de forma a otimizar uma obra ambiental.

2. ORIGEM DOS SOLOS

2.1. Definições

O solo é geralmente definido como a camada superior da crosta terrestre, formada por partículas minerais, matéria orgânica, água, ar e organismos vivos. O solo constitui a interface entre a terra, o ar e a água e aloja a maior parte da biosfera (COM, 2006, 231 final , p. 2).

Camada superficial da crosta terrestre, transformada pela meteorização e por processos físico-químicos e biológicos. É constituído por partículas minerais, matéria orgânica, água, ar e organismos vivos, organizados em horizontes de génese pedológica (ISO 11074:2005).

Por outro lado uma definição mais simples referente a uma perspectiva de Engenharia é que o solo é todo o material natural que se desagrega mediante a agitação em água, ao contrario do que acontece na rocha.

Segundo as ideias de Jaime De A. Gusmão Filho, o Engenheiro e o Geólogo têm duas diferentes formas de ver o solo. Para um engenheiro, o solo é um material frágil, que pode ser escavado com uma simples picareta, e que tem como objetivo determinar as propriedades do solo de maneira a saber quais as suas características, compressibilidade e resistência, o solo é ainda um material por meio do qual e sobre o qual o engenheiro constrói as suas estruturas. Por outro lado, o Geólogo diz que o solo representa um material consolidado, que resulta de processos intempéricos sobre um substrato constituído por rochas ou sedimentos, sendo assim a camada mais superficial da crosta terrestre.

Já para a engenharia geológica o solo define-se como sendo um agregado de minerais unidos por forças de contacto fracas, separados por meios mecânicos de pouca energia ou então por a agitação da água.(Vallejo *et al.*, 2002).

2.2. Formação de solos

Como os solos são formados a partir de rochas, é muito difícil estabelecer uma separação dos dois tipos de materiais. Esta transição rocha/solo é feita de uma forma gradual, através do processo de meteorização das rochas.

A meteorização ou intemperismo pode ser dividido em intemperismos físicos, químicos ou até mesmo biológicos. Ambos estão fortemente dependentes de fatores ambientais (clima e cobertura vegetal) e geológicos (geomorfologia, fracturação, composição e textura da rocha mãe).

Relativamente á natureza da rocha mãe, a sua composição mineralógica e a sua textura, são bastante importantes para um processo de meteorização mais eficaz e para os produtos resultantes da mesma. Por outro lado, a geomorfologia influencia a meteorização na medida que esta controla o ritmo do escoamento da água superficial, controla o ritmo de remoção dos componentes solúveis dos minerais constituintes e ainda condiciona os ritmos erosivos e a consequente exposição dos minerais não alterados. O clima condiciona o processo de erosão e de transporte através de fatores como as amplitudes térmicas e das intensidades pluviométricas. Por fim a flora tem uma participação relativamente sobre os materiais geológicos, com a libertação de ácidos orgânicos o que leva a reajam com os minerais, com o aumento das raízes que poderá provocar um maior espaçamento entre as fraturas e com a captação de água que implica um ambiente húmido aos maciços.

Segundo Vallejo, os solos têm maioritariamente a sua origem em rochas da crosta terrestre, e que advêm da já referida meteorização, mas que Vallejo retrata como sendo um processo de intemperismo físico, químico ou até mesmo biológico.

Intemperismo/Meteorização Física que muitas vezes é também denominada como de degradação é devido a variações de temperatura e de pressão, estas ações físicas tendem a desintegrar a rocha original e a dividi-la em fragmentos cada vez menores, sem alterar significativamente a sua composição química e que podem ser separados das rochas através de agentes de transporte (água, vento e gravidade) sendo levados para outras posições de equilíbrio, este movimento faz com que haja nova fracturação e fissuração de cada bloco, onde a ação de erosão continuará, fazendo assim com que a massa de rocha inicial seja gradualmente desintegrada em fragmentos cada vez mais pequenos formando os solos.

Intemperismo/Meteorização Química é constituído por fenómenos de hidratação, dissolução, oxidação, cimentação. Esta ação tem como característica a ocorrência de reações químicas entre os minerais constituintes da rocha e as soluções aquosas, com o principal objetivo de desintegrar e cimentar, o que quer dizer que pode ajudar na ação física e posteriormente cimentar os produtos formados, dando às partículas menores

ligações, embora que na maior parte das vezes tenha um papel mais participativo na parte de destruição e de transformação do que no de união.

O intemperismo Biológico, tanto inclui ações físicas, como químicas, isto é, resulta de atividades bacterianas, induzido putrefação de materiais orgânicos e misturando o produto com as outras partículas de origem físico- químicas, atuando como um catalisador, provocando degradação e modificações nas composições mineralógicas e químicas das rochas. **Adaptado de** (Vallejo *et al.*, 2002)

2.3. Classificação dos solos quanto á origem e formação

Sabendo os agentes de intemperismo, é de referir que existem ainda agentes erosivos que se diferem dos primeiros, por terem a capacidade de transportar o material dessegregado, sendo eles por exemplo a água e o vento. Compreendido de uma forma geral o processo de formação de solos, deve-se explicar que quanto ao seu processo geológico de formação ou origem na natureza, os solos são essencialmente divididos em dois grandes grupos, os solos residuais e os solos sedimentares.

➤ Solos Residuais

Estes solos são aqueles que ficam no local de decomposição da rocha que lhes deu origem, a chamada rocha mãe. Para a existência deste tipo de solos é necessário que a velocidade de decomposição da rocha seja maior do que a velocidade de remoção do solo. Outra característica destes solos é que quando há a alteração e decomposição da rocha, as partículas resultantes não tenham sofrido qualquer tipo de transporte.

BLIGHT (1997) diz que um solo residual é formado a partir da decomposição das rochas por processos de meteorização física, química e biológica e que permanecem no local onde foi formado sem sofrer qualquer tipo de transporte.

➤ Solos Transportados

Solos Transportados, são formados por acumulação de partículas minerais resultantes da desintegração e decomposição de rochas existentes noutro local, e que através de processos de transporte, tais como a gravidade, o vento e a água, quer líquida ou sólida (glaciares), se situam num depósito sedimentar. Estes solos apresentam uma maior resistência e uma menor deformabilidade com o passar do tempo relativamente aos solos residuais, pois partem de um estado solto a quando da sedimentação, mas vão tornar-se mais densos no decurso de fenómenos de transporte, têm ainda a particularidade de serem solos heterogéneos.

Podemos dividir os solos transportados em 4 grandes grupos:

- **solos eólicos:** são solos que são transportados pelo vento
- **Solos de aluvião:** são os solos que são formados a partir dos materiais sólidos que são transportados e arrastados pelas águas e então depositados quando a corrente sofre variações na sua velocidade
- **solos orgânicos:** são solos bastante ricos em matéria orgânica e que se misturam com os solos transportados
- **solos de coluviões:** são solos cujo o transporte se deve exclusivamente à gravidade, localizam-se nas encostas ou outras elevações e a sua composição depende do material existente nessas mesmas encostas.

2.4. Estado do solo

A resposta por parte do solo depende do tipo de materiais presentes na zona e do tipo de ações a que este possa estar sujeito. Por exemplo se o terreno é constituído por um maciço rochoso, a sua resposta deverá ir ao encontro da resistência da rocha, da presença de zonas alteradas e de descontinuidades. Caso o terreno seja constituído por maciços terrosos, ou seja, materiais soltos resultantes da erosão exercida sobre rochas preexistente e depositadas por ação da água ou ar, a resposta pode mudar.

Os solos são um material constituído por conjuntos de partículas sólidas, que para efeitos práticos se consideram indeformáveis, entres estas partículas existem espaços não ocupados que são designados como poros ou vazios, quantos estes poros estão integralmente preenchidos por água diz-se que o solo está saturado, caso os poros sejam

preenchidos por água e ar diz-se que o solo está semi-saturado. Assim pode-se afirmar que o solo é um sistema trifásico, composto por fase líquida, sólida e gasosa, como se verifica na Figura 2.1.

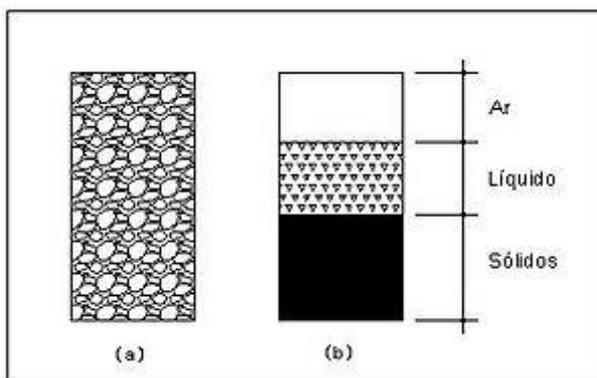


Figura 2.1 – (a) solo no seu estado natural e (b) as três fases que constituem o solo (Santana, 2007)

2.4.1. Índices físicos

Para determinar o estado de um solo, devemos ter em conta índices que correlacionam o volume e o peso das diferentes fases do solo, índices estes chamados como índices físicos, e que são indicados na tabela abaixo.

Quadro 2.1 – Índices Físicos dos Solos (Fernandes, 2011a)

GRANDEZA	EXPRESSÃO	OBSERVAÇÕES
Índice de vazios	$e = \frac{V_v}{V_s}$	
Porosidade	$n = \frac{V_v}{V} \times 100$	Exprime-se em %.
Grau de saturação	$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100$	Exprime-se em %.
Teor em água	$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$	Exprime-se em %.
Peso volúmico do solo	$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V}$	Exprime-se em kN/m ³ . Também se chama peso volúmico aparente ou total.
Peso volúmico seco	$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$	Exprime-se em kN/m ³ .
Peso volúmico das partículas	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$	Exprime-se em kN/m ³ . É em geral próximo de 26kN/m ³ .
Peso volúmico submerso	$\gamma' = \gamma - \gamma_w$	Exprime-se em kN/m ³ . Também se usa γ_{sat} em vez de γ' . $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$.
Densidade das partículas	$G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$	É em geral próximo de 2,65.

Caracterização e Classificação de solos

De modo a classificar um tipo de solo, não há uma forma geral de o fazer, é difícil chegar a um consenso sobre o sistema de classificação mais correto, portanto irei basear-me no Sistema Unificado de classificação de solos (Tabela 2.1) criado pelo engenheiro (Casagrande, 1948), assim podemos dizer que os solos se dividem em 4 grandes grupos:

Cascalhos

Este tem um tamanho de grão que varia entre 8,1 cm e 2mm de diâmetros, são de fácil reconhecimento, pois é possível a observação dos grãos a olho nu. Estes ainda têm a particularidade de não possuírem grandes espaços vazios entre as partículas, e de não reterem água.

Areia

As areias são constituídas por partículas com diâmetros compreendidos entre os 2 e os 0,060 milímetros, podendo existir areias de grãos finos, médio e grossos, mas todos eles visíveis a olho nu. A característica principal da areia é o facto de esta não ter coesão o que implica que os seus grãos se separem facilmente, o que a torna bastante suscetível a erosão. Este é também um solo bastante seco, o que implica a existência de grandes poros, o que faz com que exista a uma perda de água por gravidade muito facilitada.

Silte

São constituídos por partículas com diâmetros bastante pequenos, compreendidos entre os 0,060 e os 0.002 milímetros, têm a particularidade de apresentar uma baixa, ou quase nula plasticidade e ainda é um solo de fácil transporte pela água.

Argila

As argilas são formadas por partículas com os grãos mais pequenos com cerca de 0,002 milímetros de diâmetro. A argila é conhecida como ser um produto que desenvolve plasticidade em meio húmido, e endurecimento depois de seco.

Tabela 2.1 – Sistema Unificado de Classificação de Solos

Classificação Geral SUCS			Código	Descrição
Classificação Geral	Tipos Principais	Símbolos	G	Cascalho
Solos Grossos -- mais de 50% do material é retido na peneira #200	Cascalho	GW, GP, GC, GM	S	Areia
	Areia	SW, SP, SC, SM	M	Silte
Solos Finos -- 50% ou mais dos materiais passam na peneira #200	Silte ou Argila	ML, CL, OL	C	Argila
		MH, CH, OH	O	Solo orgânico
Solos Altamente Orgânicos	Turfa	PT	W	Bem graduado
			P	Mal graduado
			H	Alta compressibilidade
			L	Baixa compressibilidade
			PT	Turfas

Quando estamos perante terrenos argilosos, estamos perante terrenos de grande impermeabilidade. Devido aos pequenos tamanhos dos seus grãos, as argilas são fáceis de serem moldadas com a água e têm dificuldade de desagregação.

Os sistemas de classificação de solos, têm o principal objetivo de permitir uma comparação entre diferentes tipos de solo. Este sistema deverá ser simples e de fácil entendimento. A identificação de solos para propósito de engenharia é feita com base na composição granulométrica e nos limites de Atterberg, pois estes consideram as propriedades mais simples do solo.

2.4.2. Composição Granulométrica

Segundo(Fernandes, 2011a), a distribuição granulométrica é definida como a distribuição em percentagem do peso total das partículas do solos de acordo com as suas dimensões.

Existem dois tipos de métodos granulométricos, o de sedimentação e o de peneiração. O método de sedimentação é usado para determinar a granulometria nos solos de menor dimensão, ou seja, que têm maiores quantidades de materiais finos, como é o caso

das argilas e das siltes. Já o método de peneiração, é usado para determinar a granulometria nos solos de maiores dimensões, isto é, solos mais grossos tais como as areias e os cascalhos, que têm pouca ou quase nenhuma quantidade de finos. Quando estamos perante solos que têm partículas tanto na fração grossa como na fina é necessário fazer uma análise granulométrica conjunta.

Os resultados da análise granulométrica são representados em gráficos como o da Figura 2.2. Neste gráfico as abcissas apresentam os diâmetros das partículas e as ordenadas as percentagens acumuladas do material. É ainda de referir que na parte inferior ao gráfico é apresentada uma classificação das partículas dos solos de acordo com as suas dimensões, por ordem crescente de dimensões, tal como foi referido anteriormente a quando da identificação e classificação dos solos.

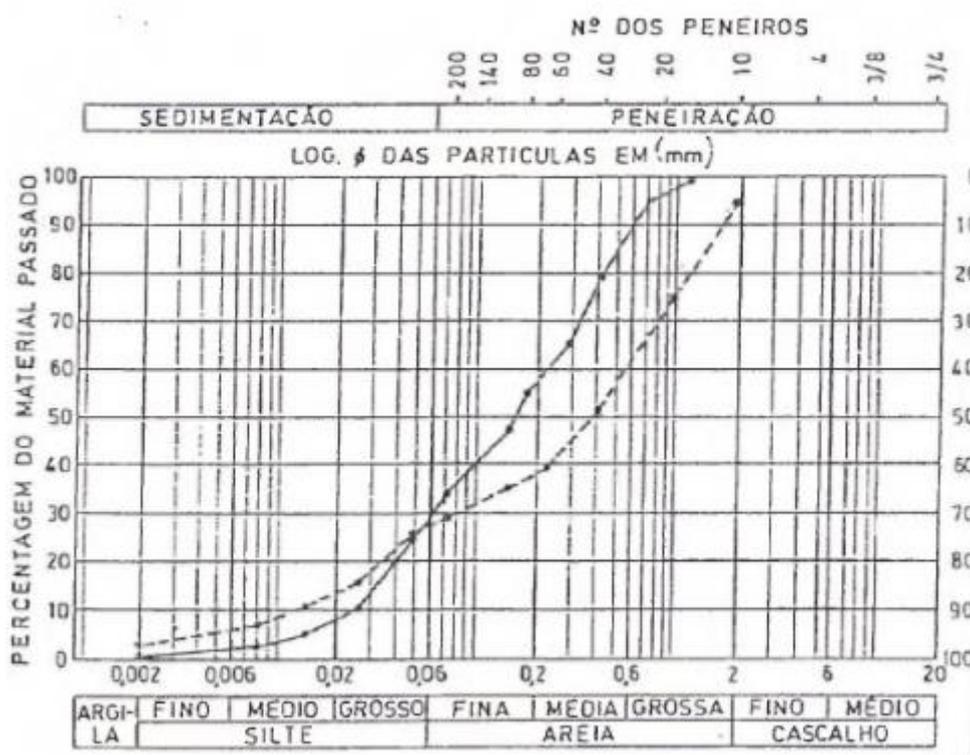


Figura 2.2 – Representação Gráfica da curva granulométrica (Fernandes, 2011a)

Esta curva é conseguida, pois é feita uma suspensão dos solos numa proveta com recurso a um anti floculante, e á medida que se mede a densidade dessa suspensão a diferentes intervalos de tempo permite determinar então a curva granulométrica do material.

A granulometria permite que se faça uma aproximação para identificar o tipo de solo, porém às vezes torna-se pouco claro, sendo então necessário utilizar limites que definem a consistência do solo em função do teor de água, através da determinação da água. Para isso é necessário definir os limites de consistência ou de Atteberg que os quatro tipos de comportamento do solo, sendo definidos na Figura 2.3.



Figura 2.3 - Comportamento dos solos com variação do teor em água

Os limites de Atteberg são então:

- o Limite de liquidez (LL) que é o teor em água que serve de fronteira o comportamento do solo entre estado líquido e estado moldável
- O Limite de plasticidade (LP) que é o teor em água que define a fronteira entre o comportamento do solo no estado moldável e o friável
- Limete de consistência (LC) que é o teor em água que define a fronteira abaixo da qual a secagem do solo se processa a volume constante. Abaixo deste limite o solo é considerado sólido onde existe uma maior densidade devido á forma de como as partículas se encontra arranjadas.
- Índice de plasticidade (IP) que é a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade

2.5. Os solos e as rochas em obras de Engenharia

Seguindo a ideia de (Vallejo *et al.*, 2002) os solos estão sujeitos a alterações por parte de ações antrópicas em determinadas áreas, o que vai fazer com que se altere as condições ambientais naturais existentes, ao serem realizadas no local escavações, terraplanagens e ainda aplicações de carga.

Tendo em conta que o solo estará sujeito a cargas exercidas pelas obras ambientais, então pode-se dizer que o mais importante a analisar num solo são os problemas que existem relativamente á deformabilidade e os problemas de fluxo de água.

Relativamente aos problemas de deformabilidade estes existem quando são introduzidas cargas e ações exteriores, como por exemplo obras de engenharia, pois estas criam tensões sobre os contactos entre partículas, o que faz com que elas tenham que se mover, alterando assim o volume ocupado pelas mesmas

Por outro lado, temos os problemas do fluxo de água que existem dentro do solo, que são condicionados pelas deformações induzidas por parte das cargas, o que levam a que exista a expulsão ou absorção de água por parte do solo, processo este que demora algum tempo. Este processo é conhecido como consolidação, e é muito importante, pois é ele que permite com que as ações externas estabilizem.

As obras ambientais quando aplicadas nas rochas geram tensões que podem causar deformações e fissuras nas rochas, dependendo claro da força exercida na mesma e das características do material rochoso.

As rochas são também afetadas pelos ciclos de variação ao nível de tensões, isto é, por exemplo nos processos de congelamento-descongelação, aquecimento–arrefecimento, humidificação-secagem, o que fazem com que o material este exposto a uma grande fadiga e que poderá levar a uma futura rutura.

No que diz respeito a maciços rochosos(Vallejo *et al.*, 2002) afirma que este são principalmente afetados pelas descontinuidades, sendo o estudo destas descontinuidades num maciço rochoso bastante importantes, pois estas condicionam de uma forma muito forte o comportamento dos maciços rochosos em relação á deformabilidade, resistência e permeabilidades, podendo controlar toda a estabilidade do meio rochoso.

As descontinuidades imprimem um carácter descontínuo e anisotrópico aos maciços rochosos, isto é, faz com que estes sejam mais deformáveis e frágeis, sendo assim muito mais complicado avaliar o comportamento mecânico dos mesmos relativamente a obras de engenharia.

No que diz respeito á propriedade de deformabilidade, esta indica a alteração na forma ou na configuração de um corpo, correspondendo aos deslocamentos sofridos pela rocha para conseguir suportar a carga. A deformação poderá então ser permanente ou elástica, dependendo então da intensidade da força exercida, a forma como é aplicada e ainda

as características mecânicas da rocha. No caso de deformação elástica, tal como o nome indica o corpo recupera a sua forma original de modo a parar a ação da força.

Relativamente á permeabilidade, esta é a capacidade da rocha para transmitir um fluido é importante referir que esta no caso das rochas é muito mais baixa quando comparado com a dos solos. A permeabilidade é influenciada pelas tensões de compressão pois estas provocam o fecho das fissuras, diminuindo a permeabilidade.

A resistência determina a capacidade que a rocha tem em manter coesos os seus componentes. Quanto á resistência nas rochas, a água tem um papel muito importante, pois esta quando está presente nos poros afeta tanto a resistência como as descontinuidades das rochas, isto é, a resistência diminui quando os poros estão cheios de água, enquanto que nas descontinuidades a presença de água faz com que seja exercida uma pressão hidrostática o que leva á redução das forças normais entre as paredes das mesmas, reduzindo a resistência ao corte. De um modo geral a presença de água faz com que a resistência da massa das rochas seja reduzida.

3. RECONHECIMENTO E CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS/ CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

3.1. Identificação/ Reconhecimento e caracterização de maciços

Quando é feito o dimensionamento de uma estrutura, esta é condicionada pelo terreno onde irá ser implementada, o que requer que tenhamos em causa três parâmetros.

O primeiro é o de identificação em termos geológicos e geotécnicos, da sequencia das camadas ou estratos que compõem o terreno, definir quais os tipos de materiais envolvidos, fracturação, estados de alteração e ainda a localização dos níveis freáticos.

De outra forma, a caracterização dos maciços é um aspeto fulcral no dimensionamento da obra, ou seja, esta depende das características de resistência, deformabilidade e de permeabilidade, entre outras, que possam interessar em cada problema em particular.

Por fim temos o caso da previsão de comportamentos que é de uma forma geral o objetivo principal de um estudo geotécnico, pois faz uma previsão do comportamento do maciço relativamente ás solicitações que lhe serão impostas pela obra ambiental.

Em suma a identificação do maciço contém o reconhecimento inicial da superfície, no qual é possível estabelecer um método de trabalho adequado á identificação e ao enquadramento dos tipos geológicos-estruturais presentes em profundidade.

As investigações efetuadas no local são no seu sentido mais amplo o processo pelo qual são adquiridas informações sobre o local, que afetam a construção ou o desempenho de um projeto de engenharia. (Clayton *et al.*, 1995)

3.2. Parâmetros Geotécnicos

Tensões “in situ”

Neste capítulo apenas será abordado quais os parâmetros Geotécnicos numéricos mais utilizados para cada tipo de solo e qual a sua função, não entrando em pormenor relativamente ao seu cálculo.

Não obstante, temos o estado de tensão presente nos maciços rochosos ou terrosos, que proveem de dois tipos de forças, a da gravidade que resulta do peso do material e por outro lado as forças tectónicas que advêm da dinâmica do planeta terra. Seguindo a ideia de(Fernandes, 2011b), no caso dos solos apenas a força de gravidade atua com significado, ao contrário do maciços rochoso.

De modo a definir o estado de tensão “in situ” é necessária a avaliação das tensões efetivas vertical, σ'_v , e horizontal, σ'_h , mas como nos solos apenas interessa as forças de gravidade, o cálculo da tensão efetiva vertical é feita pela seguinte expressão (Equação 1):

$$\sigma'_v = \gamma * z \quad \text{Equação 1}$$

Onde, γ é a baridade do solo e z a profundidade a que se pretende determinar a tensão efetiva vertical.

Relativamente á tensão horizontal “in situ” esta é calculada pelos ensaios “in situ” ou através de um parâmetro que é característico dos solos conhecido como coeficiente de impulso em repouso (k_0), que é nada mais nada menos que razão entre as tensões efectivas horizontais e as verticais.(Equação 2)

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad \text{Equação 2}$$

Parâmetros de Resistência

Os parâmetros geotécnicos relativos á resistência são dois, a Coesão não drenada, (C_u), e o Ângulo de atrito efetivo (ϕ). A coesão não drenada é associada a solos argilosos associadas a obras com duração relativamente curta (escavações e aterros de rápida construção). O ângulo de atrito efetivo relaciona-se com solos arenosos

Parâmetros de deformabilidade

Os parâmetros associados á deformabilidade de um solo são, o módulo de Young (E) e o módulo distorcional (G_0), parâmetros associados aos níveis de tensão e á rigidez dos materiais intervenientes na interação maciço, estrutura. Estes parâmetros são muito importantes para obras de engenharia, pois estão relacionados com os assentamentos que acontecem pela interação da estrutura com o maciço terroso.

3.3. Prospeção Geotécnica

Reconhecimento inicial da superfície

A fase de reconhecimento, inicia-se com uma análise de informação relativamente á região que se pretende estudar, tendo como base cartas topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrogeológicas e fotografias aéreas, entre outras. Posteriormente faz-se uma visita ao campo para reconhecer o terreno.

De modo a tratar toda esta informação obtida, é necessário elaborar um programa de prospeção geotécnica para o projeto. Esta prospeção geotécnica geralmente pode ser dividida em prospeção geofísica e prospeção mecânica.

Quando se pretende uma análise dos materiais que estão um pouco mais abaixo da superfície, é necessário recorrer a prospeções geotécnicas, podendo elas serem prospeções geofísicas ou prospeções mecânicas. Figura 3.1.

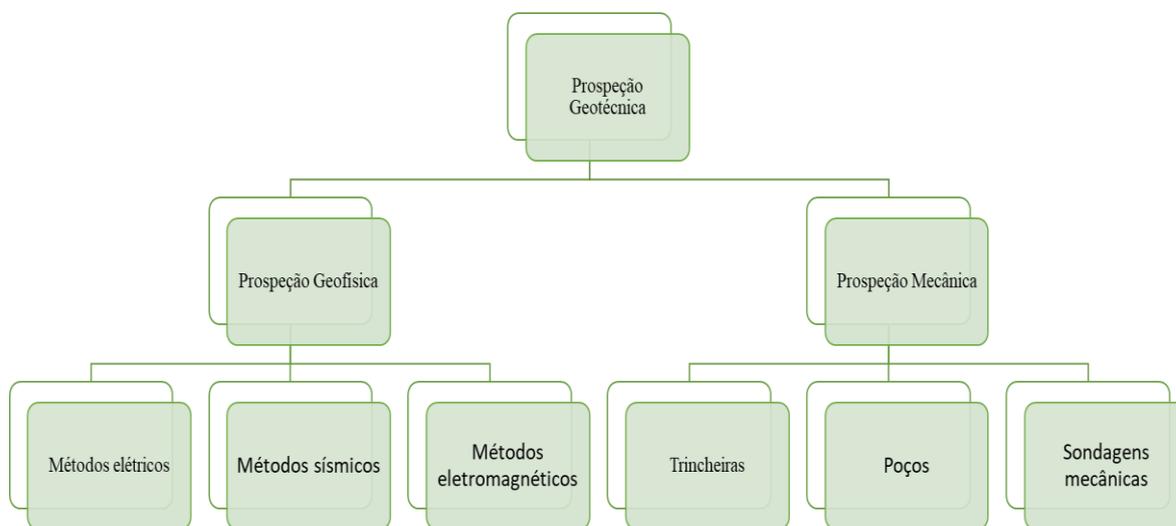


Figura 3.1 – Esquemas dos tipos de Prospecção

3.3.1. Prospecção Geofísica

(Telford *et al.*, 1990) considera os ensaios geofísicos como sendo não destrutivos pois estes não alteram as condições do solo. Já (Vallejo *et al.*, 2002) afirma que os ensaios geofísicos são técnicas indiretas e não destrutivas que estudam o interior da terra através de medições de certas grandezas físicas.

Este tipo de ensaio tem maior interesse na resolução de problemas práticos em vertentes como a prospecção de petróleo, a localização de zonas mais benéficas á circulação de águas subterrâneas, na prospecção mineira e na implementação e obras de engenharia.

Os ensaios de geofísica são divididos em métodos, eletromagnéticos, elétricos e sísmicos, sendo que os eletromagnéticos são os que estudam a resposta do terreno quando este está sujeito a ondas eletromagnéticas.

Por outro lado os métodos elétricos estudam a resposta do terrenos, quando este é submetido a corrente elétrica contínua, sendo que após esta injeção de corrente no terreno o parâmetro físico a ser estudado é a resistividade, que é uma propriedade intrínseca das rochas da litologia, da estrutura interna e do teor em água.

Por fim os métodos sísmicos, remetem-nos para o estudo da propagação de ondas sísmicas produzidas artificialmente no terreno, sendo que a velocidade das ondas irá

dependem da elasticidade e da densidade do terreno. Quando o contato entre diferentes corpos geológicos que têm diferentes velocidades de transmissão das ondas sísmicas, definem-se superfícies de separação em que as ondas sofrem refração, reflexão e difração.

(Fernandes, 2011b) remete-nos a ideia que os métodos geofísicos são cada vez mais utilizados na prospeção mecânica, pois houve um grande avanço nas técnicas de aquisição, tratamento e interpretação de resultados, podendo assim esta prospeção não anteceder obrigatoriamente a prospeção mecânica, mas podendo sim estar com ela combinada.

3.3.2. Prospeção mecânica

Para chegar a uma melhor identificação das características dos materiais, é necessário recorrer à prospeção mecânica, pois esta permite através de meios mecânicos penetrar nos maciços até maiores profundidades e de maneira a recolher amostras que depois serão facilmente analisadas e assim será efetuada uma melhor caracterização dos materiais presentes.

De uma maneira geral os processos permitem fazer uma prospeção vertical a partir de poços e sondagens, e uma prospeção horizontal através de valas e trincheiras.

3.3.2.1. Trincheiras, valas e poços

Este trabalho de prospeção mecânica permitem uma recolha direta de amostras, pois estes são caracterizados com sendo meios de prospeção com baixos níveis de profundidade e em que as dimensões das escavações são de dimensões razoáveis, permitindo um fácil acesso ao técnico para efetuar a recolha de amostras. O seu principal senão reside na capacidade destas operações serem dificilmente realizadas abaixo do nível freático a quando de terrenos brandos.

3.3.2.2. Sondagens mecânicas

As sondagens mecânicas podem ser sondagens de penetração ou sondagens de furação. Relativamente às sondagens de penetração, elas diferem das de furação, na medida que não têm a capacidade de extrair solo, ou seja, não permitem as recolhas de amostras só atravessam o terreno, de uma forma geral são mais utilizadas para saber qual a capacidade

de um terreno suportar uma construção. Assim sendo este tipo de sondagem será abordado mais à frente quando falamos nos ensaios in situ, nomeadamente o CPT e o DP.

De modo a obter as sondagens, é necessária uma grande variedade de técnicas e equipamentos, pois os técnicos só terão acesso aos materiais superficiais após o seu removimento.

Estas são caracterizadas pelo seu reduzido diâmetro, versatilidade, por serem leves e ainda a fácil movimentação das máquinas. Geralmente estes ensaios podem atingir profundidades na ordem dos 150 metros, podendo atravessar qualquer tipo de material, assim como extrair proporções de material e efetuar ensaios no seu interior. Consoantes a natureza do terreno e do tipo de amostragem que se pretende, existem diversos tipos de sondagem, sendo os mais comuns as sondagens de precursão, sondagens de rotação e sondagens de trado, existem ainda sondagens do tipo roto-percussivo e as sondagens rotary, mas que não serão abordadas, pois a sua utilização é praticamente nula, pois têm como principal objetivo abrir apenas um furo, sem ter em consideração a identificação e caracterização do material.

Relativamente às sondagens de rotação e de precursão elas são designadas por sondagens de furação, pois permitem que exista a extração de material do terreno.

Por um lado, temos as sondagens de precursão que pode ser utilizada em todo o tipo de solos, tendo melhor rendimento em solos menos duros, podendo alcançar profundidades até 40 metros, mas frequentemente é utilizada apenas para atingir profundidades menores, cerca de 15 a 20 metros. Este método baseia-se essencialmente na aplicação de impactos sucessivos no terreno por parte de um trépano, (objeto afiado na parte inferior que tem a função de penetrar no solo) sendo que o material fragmentado é recolhido através de um tubo oco para posterior amostragem.

Por outro lado, temos as sondagens de rotação, que são utilizadas preferencialmente em solos muito duros e em maciços rochosos, permitindo a obtenção de amostras intactas. Esta sondagem perfura a grandes profundidades, cerca de 100 metros. Este ensaio utiliza uma ferramenta de furação em forma de coroa, constituída por metais duros (tungsténio ou diamantes), para a obtenção de amostras, a partir de um tubo inserido na coroa, sem efetuar o movimento de rotação, garantindo assim uma boa amostra.

Por fim temos as chamadas sondagens de trado, ou também conhecidas como sondagens de trado helicoidal, estas têm a particularidade de serem usada apenas em solos relativamente brandos e coesivos, por isso não sendo aplicada a solos duros e cimentados.

Tem como vantagem ser um método de baixo custo e de fácil movimentação das máquinas anexas. As sondagens de trado helicoidal, pode ser divididas em dois tipos, os que se realizam manualmente, que são direcionados para pequenas profundidades (2-4m) e por outro lado temos os mecânicos que são direcionados para maiores profundidades(até 40m).

O trado pode ter diversos tipos de perfuradores na sua extremidade, dependendo do objetivo que se pretenda. Caso o objetivo seja poder recolher uma amostra do terreno, então o melhor método será o de trado oco, pois este tem a particularidade de poder inserir no seu interior amostradores.

3.3.3. Caracterização de Ensaio “in situ”

Os ensaios “in situ” são ensaios para caracterização de maciços e são frequentemente acompanhados de trabalhos de prospeção mecânica, uns em simultâneo e outros posteriormente.

Os ensaios de penetração dinâmica ou estática são ensaios que se fazem quase de forma sistemática e que estão associados a sondagens em maciços rochosos, por outro lado quando se pretende esclarecer características de permeabilidade, deformabilidade e de estados de tensão, realizam-se netão os ensaios de resistência, deformabilidade e de permeabilidade. Sendo que os ensaios “in situ” realizam-se com a finalidade de completar a informação geotécnica acerca do maciço que interessa para uma determinada obra.

Através de toda a pesquisa bibliográfica efetuada, foi criado um esquema metodológico com os ensaios que serão abordados seguidamente. (Figura 3.2)

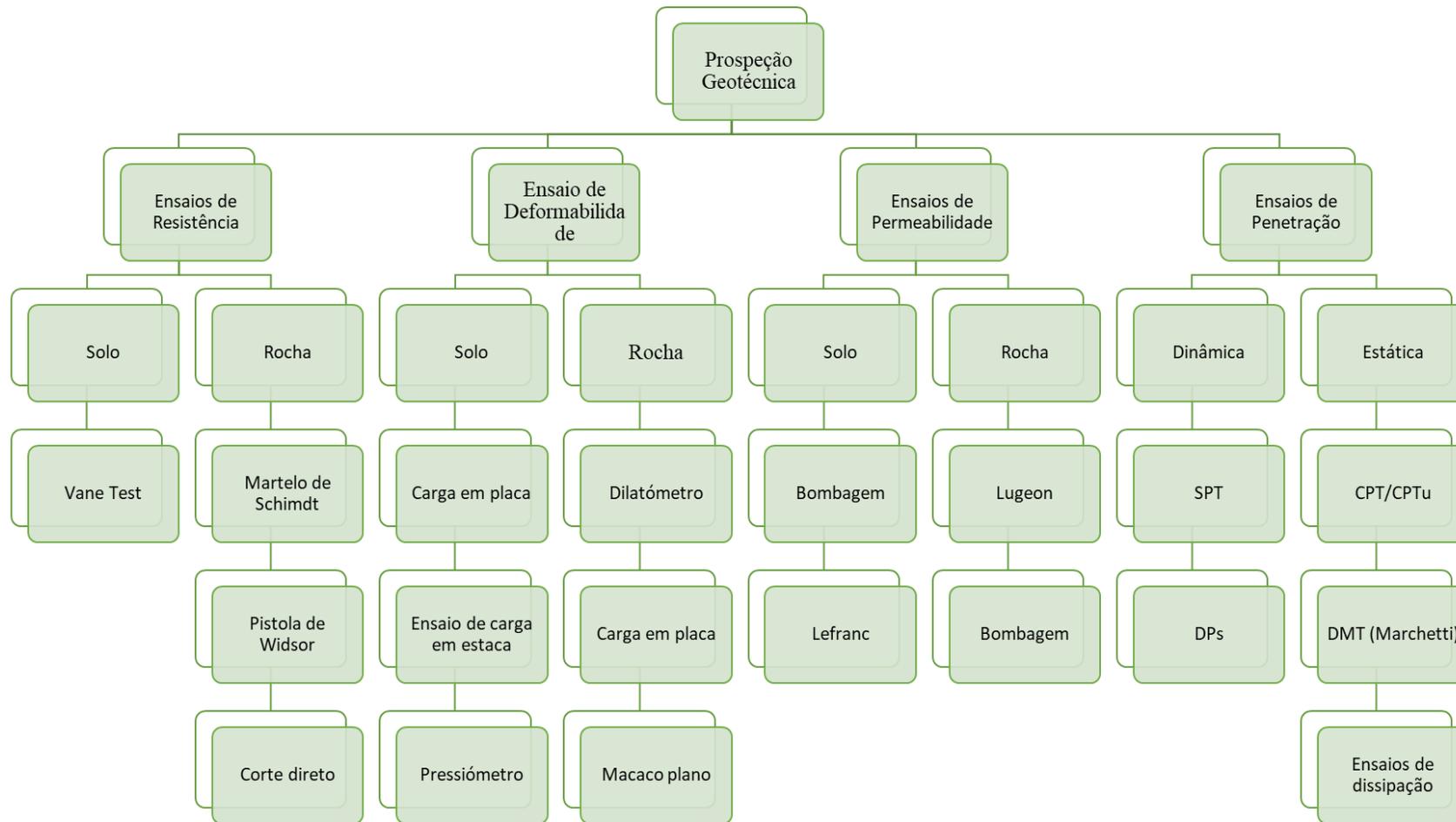


Figura 3.2 - Esquema Metodológico dos Ensaio "in situ"

3.3.3.1. Ensaio de resistência

Relativamente aos ensaios de resistência, estes permitem determinar os parâmetros de resistência dos maciços, dividindo-se em 2 grupos, os ensaios relativos a maciços terrosos e a maciços rochosos.

Ensaio de resistência ao solo

3.3.3.1.1. Vane test (FVT)

Este teste é um dos mais simples, é mais apropriado para estimar a resistência não drenada relativa a solos argilosos. O ensaio consiste em cravar um molinete no terreno, molinete este que é constituído por quatro lâminas retangulares que quando localizado no local e profundidade que se pretende é aplicado um momento de torção necessária para cisalhar o solo por rotação.

A introdução do molinete no terreno pode ser feita através de um furo de sondagem anteriormente realizado até à camada que se pretende analisar, ou então é introduzido no terreno por cravação através da superfície do terreno.

Ensaio de resistências em rochas

3.3.3.1.2. Martelo de Schmidt

A resistência das rochas é associada com a sua dureza, conhecida esta como dureza de Schmidt que é determinada pelo ensaio com o martelo de Schimidt. Este martelo é constituído por um aparelho metálico de forma cilíndrica que tem uma mola no seu interior e de uma ponta retráctil que é então pressionada contra a superfície de modo a estimar a resistência à compressão uniaxial das rochas.

3.3.3.1.3. Pistola de Windsor

Este ensaio tem como base, como o nome indica uma pistola que por meio de percussão de um cartucho de pólvora faz penetrar na rocha um pino de aço, a resistência da rocha é calculada consoante a profundidade desse pino.

3.3.3.1.4. Corte direto

Este ensaio pretende determinar a propriedade mecânica dos solos face à resistência ao corte. Segundo o (LREC, 2012), no ensaio de corte direto, “um prisma quadrado de solo é confinado lateralmente e cortado ao longo de um plano horizontal, induzido mecanicamente, enquanto é sujeito a uma tensão normal a esse plano”. Quando uma porção é forçada a deslizar sobre a outra, mede-se a resistência ao corte do solo em intervalos de deslocamento. Quando se atinge o valor máximo de resistência ao corte que o solo pode suportar, ocorre então a chamada rotura.

3.3.3.2. Ensaio de deformabilidade

Os ensaios de deformabilidade pretendem avaliar a capacidade de deformação de um maciço, sendo utilizados vários métodos quanto à sua natureza.

Ensaio de deformabilidade de solos

3.3.3.2.1. Ensaio de carga em placa

O ensaio de carga em placa (PLT), consiste na aplicação de uma carga numa placa como o nome do ensaio indica, sobre a superfície do solo, de forma a avaliar qual o comportamento do mesmo quando sujeito as tensões produzidas, ou seja, caracterizar a deformabilidade do terreno. Tem como objetivo medir o módulo de deformabilidade, os assentamentos e determinar os parâmetros de resistência coesão efetiva (c') e de ângulo de atrito (ϕ').

3.3.3.2.2. Ensaio de carga em estaca

Este ensaio é bastante simples, pois a sua execução é apenas criar uma perturbação na estaca, através de um martelo por exemplo, de modo a que esta propagação se estenda até ao fim da estaca e voltando para cima novamente, sendo esta propagação afetada pela interação solo-estaca. Segundo (Pereira *et al.*, 1960) a sua análise é feita através

da equação de onda que se propaga na interação, e que inicialmente se efetua no sentido descendente e posteriormente no sentido inverso.

através da equação de onda consiste na quantificação desta interação, através do estudo da onda que se propaga na estaca, inicialmente no sentido descendente e numa fase posterior no sentido ascendente

3.3.3.2.3. *Pressiómetro*

O ensaio de Pressiómetro de Ménard(PMT), consiste na introdução de uma sonda cilíndrica no interior de um furo de sondagem, que aplica pressões uniformes nas paredes através de uma membrana flexível, criando uma expansão na massa do solo. De modo a tratar os resultados, regista-se os valores da deformação criada no solo por parte das pressões, criando uma curva pressiométrica na qual se faz o cálculo de diversos parâmetros.

Ensaio de deformabilidade em rochas

3.3.3.2.4. *Dilatómetros*

Os dilatómetros surgiram de uma adaptação dos ensaios pressiométricos nos maciços rochosos, funcionando e tendo como base os mesmos princípios. Este ensaio é mais centralizado, quando a obtenção de amostras é difícil e quando é necessário conhecer as propriedades elásticas da rocha “in situ”. Em suma este ensaio é muito útil no que diz respeito a rochas brandas ou deformáveis, e em maciços rochosos muito fraturados.

3.3.3.2.5. *Ensaio de carga em placa*

O ensaio de carga em placa nos maciços rochosos é praticamente idêntico ao ensaio feito nos maciços terrosos. A carga é aplicada por um macaco e uma bomba hidráulica de modo a atingir altas pressões. Neste caso o objetivo é medir os deslocamentos que ocorrem a quando da aplicação das cargas. A quando da execução do ensaio são feitas cargas e descargas de maneira a testar o maciço e achar o seu módulo de Young (elasticidade).

3.3.3.3. Ensaio de permeabilidade

É muito importante conhecer as propriedades hidráulicas do maciço, pois a quando da execução da obra, um maciço com água nele existente pode causar diversos problemas.

As propriedades hidráulicas são determinadas através de três ensaios, o ensaio de Lugeon, o de Lefranc e o de Bombagem, sendo calculado posteriormente um coeficiente de permeabilidade.

Ensaio de permeabilidade de solos

3.3.3.3.1. Ensaio de bombagem

Este ensaio é utilizado para determinar a permeabilidades de camadas de pedregulhos e de camadas de areia. O principio deste ensaio consistem em extrair água de um terreno com um caudal constante e de forma uniforme, medindo depois a variação da superfície piezométrica.

3.3.3.3.2. Ensaio de Lefranc

O ensaio de Lefranc tem como objetivo provocar variações na carga hidráulica, por injeção ou bombagem numa cavidade onde se pretende determinar a permeabilidade. Este ensaio deve ser efetuado de forma cuidada, pois poder-se-á dar o desmoronamento das paredes.

Existem duas formas de executar este ensaio, com uma carga hidráulica constante ou com uma carga hidráulica variável.

Quando é com carga hidráulica constante, o caudal na cavidade deverá estabilizar o nível aquífero da bombagem, podendo ser por injeção ou por bombagem.

De outra forma quando a carga hidráulica é variável, é injetada ou bombeada água na cavidade que levará a variações de nível piezométrico ao longo do tempo.

Ensaio de permeabilidade em rochas

3.3.3.3. *Ensaio de Lugeon*

Este ensaio é mais utilizado em obras subterrâneas onde a fracturação e a permeabilidade dos maciços podem constitui um fator de risco, pois a circulação entre rochas não é muito recomendável.

Este ensaio tem como objetivo avaliar a possibilidade da existência de circulação de água num maciço rochoso. Para isso é feita uma injeção radial da água sob pressão num certo local de um furo e depois mede-se a quantidade de água que entra no maciço rochoso durante um certo tempo, a uma certa pressão, depois de estabelecido um regime de escoamento permanente.

3.3.3.4. Ensaio de Penetração

Estes ensaios têm por base aparelhos chamados por penetrómetros que permitem medir a resistência á penetração de um solo em profundidade, consoante a cravação da ponteira no respetivo solo.

A metodologia de cravação permite classificar os ensaios como:

- Ensaio de penetração estáticos;
- Ensaio de penetração dinâmicos

Ensaio de Penetração Dinâmica

3.3.3.4.1. *SPT (segue a norma ASTM D 1586-99)*

O SPT, Standard Penetration Test, é um dos mais antigos ensaios “in situ” existentes, e é ainda o ensaio mais utilizado no reconhecimento geotécnico de terrenos, pois é de fácil execução e de baixo custo.

Em suma este ensaio tem como objetivo penetrar amostrador normalizado no fundo de um furo de sondagem por meio de um pilão/martelo com 63.5 kg que cai de uma altura de 76 cm.

A cravação é feita em duas fases, sendo que na primeira o amostrador é cravado 15 cm no solo, registando-se o número de pancadas (N) para que tal aconteça, a esta fase

correspondem solos remexidos, isto é, solos imediatamente abaixo do fundo do furo, logo o número de pancadas registado é meramente informativo.

Já a segunda fase o objetivo é cravar o amostrador 30 cm, caso não se consiga cravar os 30 cm em 60 pancadas, então dá-se por terminado o ensaio, e regista-se o valor que se conseguiu penetrar.

De seguida traz-se o amostrador para a superfície, amostrador este que é aberto em duas “meias canas” permitindo que seja feita a análise do solo no seu interior Figura 3.3 **Error! Reference source not found.**, posteriormente retira-se os fragmentos dos últimos 30cm de cravação o qual é enviado para um técnico responsável pela prospeção.



Figura 3.3 amostrador aberto após o ensaio - (Gsg@, 2011)

Segundo (Vallejo *et al.*, 2002) e (Cruz, 1995) com um grande uso do ensaio de SPT foi possível criar correlações com diversos parâmetros geotécnicos, tais como o caso da compacidade dos solos arenosos com os valores do ensaio, assim como a densidade relativa e os valores do ensaio Tabela 3.1. Existem também as correlações entre a consistência dos solos argiloso e os valores do ensaio. (Tabela 3.2)

N(60)	0-4	4-8	8-15	15-30	30-60	>60
Consistência	Muito mole	Mole	Medianamente consistente	Rija	Muito rija	Dura

Tabela 3.1 - Correlação entre os valores do SPT, a densidade relativa e a compacidade, em solos granulares. Adaptado de (Vallejo *et al.*, 2002) e (Cruz, 1995)

N ₁ (60)	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
DR (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
Compacidade	Muito solta	Solta	Medianamente compactada	Compactada	Muito compactada

Tabela 3.2 - Correlação entre valores do SPT e a consistência de solos argilosos. Adaptado de (Clayton et al., 1995)

3.3.3.4.2. Penetrómetros Dinâmicos (DP)

Os ensaios de penetrómetros dinâmicos consistem numa cravação contínua por parte de uma ponteira cônica. O princípio do ensaio é basicamente o mesmo que o SPT apenas mudando o modo de cravação, fazendo-se este com uma ponteira cônica e não com um amostrador.

Deste modo geral este ensaio contabiliza o número de pancadas (N) necessárias para se atingir um determinado comprimento de penetração (L), pela ação de um martelo de massa (M) a uma determinada altura (H), parâmetros estes pré-estabelecidos para cada penetrómetro (Tabela 3.3). É de referir ainda que este cravador é também constituído por um batente e pelo trem de varas, o que irá mais tarde entrar para o cálculo da resistência dinâmica. Equação 3

Sobre esta equação já foram falados de alguns parâmetros, e em que os valores usais se encontram no quadro a seguir representado, mas parâmetros como o (e), o (S) e (P) podem ser vistos no (ISSMFE, 1989).

$$q(d) = (N/e) * (M^2 H) / S (M + P) \quad \text{Equação 3}$$

Com o cálculo desta resistência é possível então criar um perfil contínuo de resistência do solo, através de correlações, dando-nos assim uma definição bastante boa sobre a estratificação do terreno, sendo então um bom ensaio para solos heterogéneos.

Sigla	Tipo	Massa do martelo (kg)	Altura de queda (cm)	cm/N	Profundidade (m)
DPL	Leve	10	50	10	8
DPM	Médio	30	50	10	20
DPH	Pesado	50	50	10	20-25
DPSH	Superpesado	63.5	75	20	>25
SPT	-----	63.5	76.2	----- -----	-----

Tabela 3.3 - Tipos e características gerais do penetrómetros dinâmicos. Adaptado de (Cruz, 1995)

Ensaio de Penetração Estática

3.3.3.4.3. DMT(MARCHETTI)

O ensaio com o Dilatómetro de Marchetti, é um ensaio que é independente de sondagens, e produz menos perturbações no solo do que os penetrómetros.

A execução deste ensaio é estática e é feita aplicando no solo uma lâmina que numa das faces tem uma membrana de aço flexível, que através de um gás pressurizado cria a sua expansão contra o terreno, criando assim o deslocamento no terreno. (Para melhor compreensão do ensaio ver a obra de (Society *et al.*, 2001).

3.3.3.4.4. CPT/CPTu

O ensaio CPT, Cone Penetration Test, é um ensaio de penetração estática, que é caracterizado por ser um ensaio completamente automatizado ao contrário do SPT, os resultados deste ensaio reprodutíveis, pois este ensaio não tem a influência do operador. Este ensaio não permite que seja recolhida uma amostra, logo é um ensaio in situ, é realizado geralmente como complemento de sondagens de furação.

O ensaio consiste na cravação no terreno de uma ponta cônica em aço de forma contínua (**Figura 3.4**) que contém na extremidade uma ponta cônica (com ângulo de 60° e a área da base do cone igual a 10 cm^2) e uma manga (134mm de extensão e 150 cm^2 de área) medindo certos parâmetros consoante a reação do solo, parâmetros este que são a resistência de ponta (q_c), a resistência lateral (f_s) e ainda a razão de atrito ($R_f = f_s / q_c$). (Equação 9). Por outro lado, é possível medir a pressão intersticial da água (u) nos poros junto á ponteira durante a cravação, para isso é adicionado um equipamento chamado piezocone (CPTu). Com a utilização deste equipamento é necessária a correção dos valores tomados para a resistência de ponta, passando a ser utilizado q_t (Equação 7) em vez de q_c , isto deve-se á presença de um filtro anelar colocado imediatamente acima do cone. Esta correção só faz sentido ser feita para solos argilosos, pois estes têm baixos valores de q_c e altos valores de pressão na água dos poros.

Nos solos arenosos a correção é desprezável, já que o q_c e o q_t apresentam valores praticamente iguais.

É ainda importante salientar que no equipamento pode estar colocado um geofone tornando o ensaio num SCPTu, obtendo-se velocidades de ondas sísmicas que levam a que se avaliem módulos de deformabilidade.

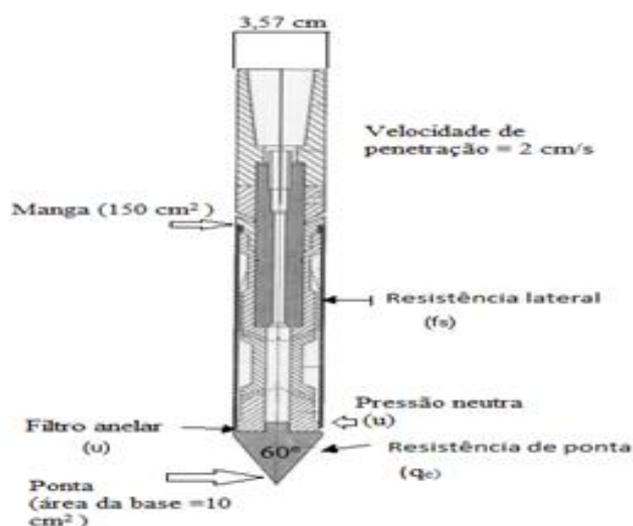


Figura 3.4 - Esquema da ponteira do CPT/CPTu. Adaptado de (Fernandes, 2011b)

Relativamente aos resultados obtidos através dos parâmetros anteriormente abordados, é possível fazer um perfil de resultados, assim como uma classificação de solo consoante o ensaio utilizado. Primeiramente será mostrado como eram os resultados com a versão original do aparelho.

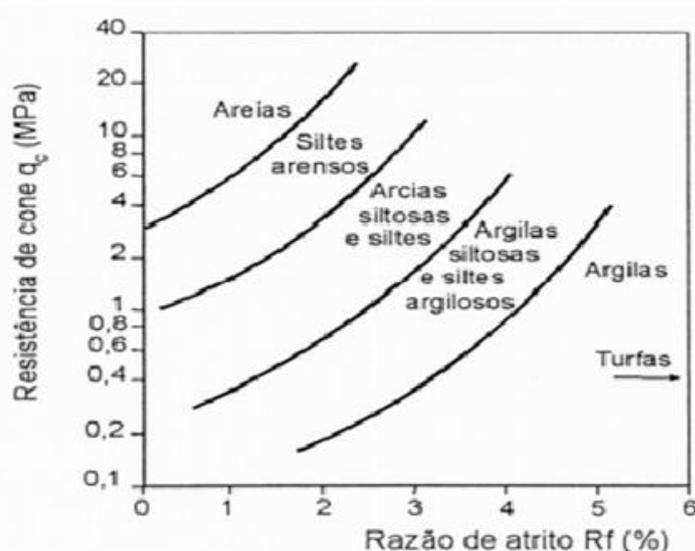


Figura 3.5 - Classificação dos solos consoante dos resultados do CPT (Robertson e Campanella, 1983)

$$q_c = \frac{F_c}{A_c}, \text{ (sendo } A_c = 10\text{cm}^2, \text{ área da secção do cone)}$$

Equação
4

$$f_s = \frac{F_s}{A_s}, \text{ (sendo } A_s = 150\text{ cm}^2, \text{ área circunferencial da manga)}$$

Equação
5

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} * 100$$

Equação
6

$$q_t = q_c(1 - a)$$

Equação
7

A Figura 3.6, é o resultado de um ensaio do CPTu, que representa um cenário de solos nada constante, verificando-se facilmente que na parte da pressão intersticial os picos

demonstram que existem ao longo de 16 metros de profundidade uma intercalação entre solos arenosos e solos argilosos impermeáveis, podendo assim saber a estratigrafia do terreno em causa.

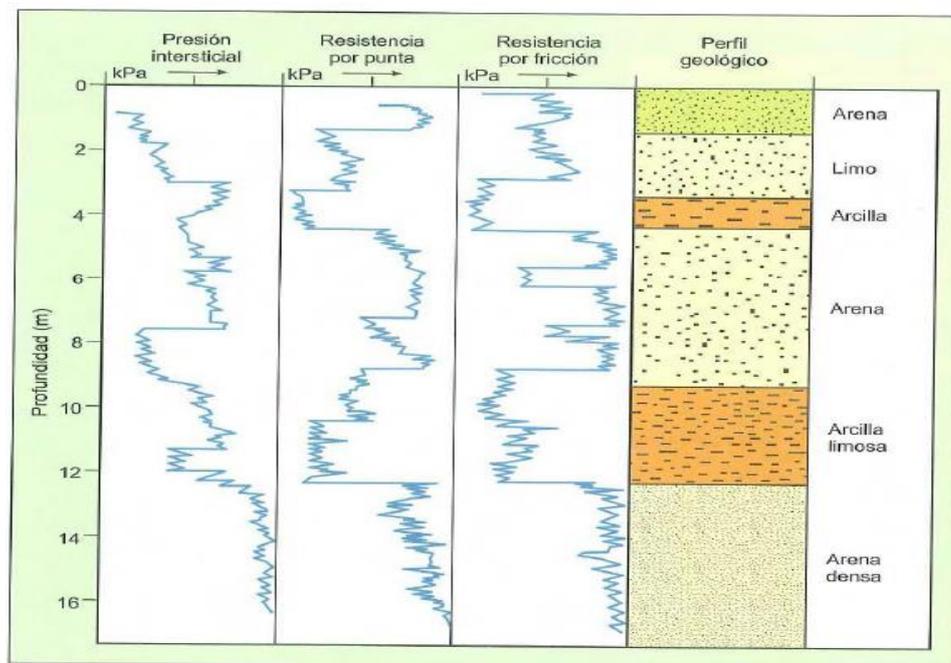


Figura 3.6 - Resultados de um ensaio de CPTu retirado de (Vallejo et al., 2002)

Segundo a análise que (Fernandes, 2011b) faz acerca dos resultados dos ensaios de CPTu, este ensaio tem uma grande capacidade para identificar camadas de solo bastante finas no seio de outras mais grossas, assumindo assim que este tem uma grande utilidade para obras que se façam sobre solos argilosos moles, de forma a que se faça uma correta abordagem das condições de fronteira em termos hidráulicos, permitindo que se obtenha uma previsão mais realista do tempo de consolidação

Com o passar do tempo foram realizados diversos ensaios com o CPTu o que permitiu que fossem criadas cartas mais fiáveis no que diz respeito ao comportamento e ao tipo de solo do que aquela apresentada anteriormente na Figura 3.5. A carta mais utilizada é a que Robertson (1990) propôs representada na Figura 3.7, que é baseada na razão atrítica normalizada, F_r , na resistência do cone normalizada, Q_t , e na razão de pressão neutra, B_q , o u é a pressão neutra medida no piezocone. (Equação 8, Equação 9, e Equação 10). De um

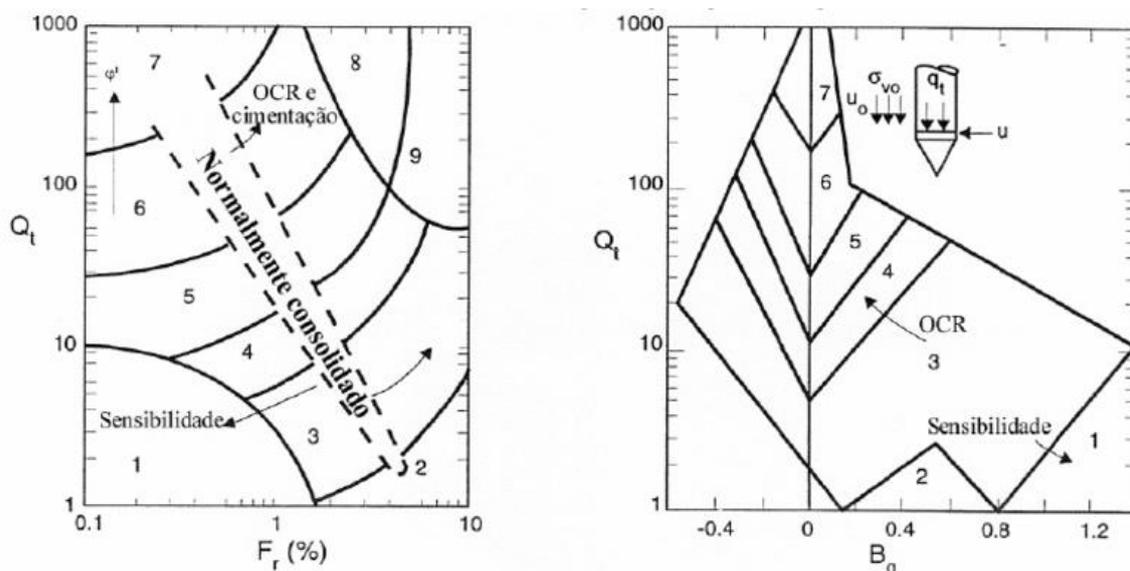
forma simplista a Figura 3.7, possui na parte esquerda os dados que dizem respeito ao resultados de CPT e a parte da direita os resultados do CPTu

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad \text{Equação 8}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} * 100 \quad \text{Equação 9}$$

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} \quad \text{Equação 10}$$

Onde u e u₀ são respetivamente, a pressão de água nos poros da ponta e nos poros in situ, e σ_{vo} é a tensão vertical in situ.



1	Solos finos sensíveis	6	Areias limpas a areias siltsosas
2	Solos orgânicos – turfa	7	Areias com cascalho a areias
3	Argilas a argilas siltsosas	8	Areias muito compactas a areias argilosas*
4	Siltes argilosos a argilas siltsosas	9	Solos finos muito duros *
5	Areias siltsosas a siltes arenosos		* fortemente sobreconsolidados ou cimentados

Figura 3.7 - Classificação do comportamento e do tipo de solo a partir do CPT ou do CPTu (Robertson, 1990)

3.3.3.4.1. Ensaio de dissipação

Normalmente estes ensaios são realizados posteriormente aos ensaios CPTu, tendo como base realizar uma cravação no solo de forma a dissipar o excesso de pressão intersticial, ou seja, o excesso de água, para isso é utilizado o método de Coeficiente de consolidação horizontal (Ch) de (Houlsby e Teh, 1988) como é representada na

Equação 11. Resumidamente faz-se a cravação no solo, e depois espera-se até que o excesso de água chegue ao 50 %, por norma este ensaio demora cerca de uma hora, podendo existir exceções.

$$Ch = (T * R^2 * IR^{0,5}) / t_{50} \qquad \text{Equação 11}$$

Onde T é o Fator tempo modificado, (R) é o raio do cone em centímetros, (IR) é o índice de rigidez do solo, e t_{50} é o meio tempo em minutos.

Aqui ainda está a ser elaborado um esquema em que diz os tipos de ensaios, e qual o melhor local de aplicação de cada um.

4. RISCOS GEOLÓGICOS

A engenharia geológica é a ciência que estuda e tenta solucionar os problemas inerentes á importante interação que existe entre o meio geológico e a atividade humana. Esta tem um papel muito importante no que diz respeito à avaliação, prevenção e mitigação dos riscos geológicos.

Quando estamos perante uma obra ambiental, temos de ter em consideração os riscos geológicos a que esta possam estar associados, definir critérios de segurança e por fim conseguir definir medidas de mitigação desses mesmos riscos.

O conhecimento dos processos geodinâmicos e do comportamento geomecânico do terreno são muito importantes para encontrar soluções que visem precaver os fatores que condicionem o projeto de uma obra de engenharia.

Um significado simples de risco é um evento que pode acontecer de forma incerta, que pode ter impactes negativos ou positivos.

Por um lado, temos os riscos geológicos (sismicidade, vulcanismo, inundações, deslizamentos de terras, variações do nível freático) que correspondem á probabilidade de existir um acontecimento perigoso associado aos fenómenos geológicos inerentes à estrutura do planeta terra, estes são acontecimentos que têm baixa probabilidade de acontecer, embora quando o aconteçam, possam provocar diversas perdas naturais, assim como humanas. Por outro lado, temos os fatores geológicos, os principais responsáveis pela maioria dos problemas geotécnicos, a água é um dos fatores que mais influência o comportamento geotécnico dos materiais.

O risco que está ou possa vir a estar associado às condições do terreno (Tabela 4.1) desempenha um papel fundamental num projeto de uma obra ambiental, isto porque o terreno onde esta possa vir a ser contruída pode sofrer alterações das quais um estudo geotécnico pode precaver os possíveis riscos.

Tabela 4.1 - Risco associados às condições do terreno

Risco associado às condições do terreno	
Terra e/ou Rocha	<p>Risco geológico</p> <p>Deformação -assentamentos</p> <p>Resistência – instabilidade e colapso</p>
Água no terreno	<p>Risco hidrológico</p> <ul style="list-style-type: none"> - Níveis freáticos inesperados - Cavidades, quedas e colapsos - Perda de resistência, aumento de permeabilidade e deformabilidade

Segundo (Correia, 1997), a engenharia geotécnica tem atribuído grande importância relativamente à caracterização geotécnica no domínio das deformações antes de se atingir a resistência máxima, de forma a prever os assentamentos do terreno por parte das cargas.

As cargas que provêm da construção de uma estrutura, como por exemplo uma obra ambiental, afetam o solo de maneira a que o estado de tensões em cada ponto do maciço seja alterado (aumento de tensão), da qual provoca deformações nas áreas das proximidades onde foi feita a carga, que por sua vez, resultará em assentamentos.

Relativamente aos problemas existentes em relação à resistência do solo, estes têm de ter em consideração o instante de rutura, ou seja, quando as tensões que atuam no maciço igualam à resistência a que o solo pode estar sujeito, pois se esta rutura acontecer irá afetar estabilidade da estrutura.

Por exemplo se a estrutura estiver em locais que existem falhas, dobras, fraturas, é de se esperar que existam problemas geotécnicos relativamente á acumulações de tensões, instabilidades e até mesmo roturas do solo.

A água como já referido anteriormente é um dos fatores que mais contribui para problemas geotécnicos. Sendo que processos geológicos relacionados com a água, tais como a dissolução, erosão-transporte ou até mesmo reações químicas ao fim ao cabo são processos

de alteração que modificam as propriedades físicas e químicas dos materiais, o que levarão a uma perda de resistência, a um aumento da permeabilidade e da deformabilidade.

Em suma os processos geológicos modificam o comportamento dos materiais, ocasionando problemas geotécnicos. Mas quando se efetua os estudo dos dados geológicos e a realização dos trabalhos de prospeção geológica ajudam a determinar a natureza e a característica do terreno, a sua disposição e a previsão de possíveis incidentes com interesse para a obra.

Para (Vallejo *et al.*, 2002), quando a engenharia geológica se aplica ao estudo e á solução de problemas que são produzidos pela interação entre o meio geológico e a atividade humana, centraliza-se na avaliação, prevenção e mitigação dos riscos geológicos.

Os problemas que surgem desta interação devem ter medidas de prevenção e mitigação baseadas num planeamento de forma a garantir o equilíbrio, tendo como base o conhecimento dos processos geodinâmicos e dos comportamentos geomecânicos do terreno.

De modo a evitar os risco geológicos é necessário avaliar o grau de perigosidade, isso faz-se através de um coeficiente de segurança define-se como sendo o coeficiente pelo qual se deve reduzir a resistência de corte ao terreno para que por exemplo um talude, escavação ou cimentação alcance o estado de equilíbrio limite pode definir-se como o coeficiente pelo qual se deve reduzir a resistência de corte ao terreno para que um talude, escavação, cimentação, alcance o estado de equilíbrio limite (Morgenstern, 1991). O valor escolhido para este coeficiente depende do conhecimento relativamente aos parâmetros de resistência do terreno, potenciais superfícies de rotura, pressões hidrostáticas e magnitude das forças externas que atuam ou podem atuar sobre o terreno (Hoek, 1991).

Já (Martins, 2002) afirma que o coeficiente global de segurança, tem como objetivo reduzir a “capacidade resistente das fundações correspondentes ao último estado de equilíbrio” que é calculado pelos valores típicos dos parâmetros geotécnicos de resistência, de modo a garantir uma margem de segurança em relação à rotura, e por outro lado que não haja assentamento excessivo em relação às estruturas.

4.1. [Subsecção 1]

4.1.1. [Subsecção 2]

4.1.1.1. [Subsecção 3]

4.1.1.1.1. [Subsecção 4]

5. [CAPÍTULO 4]

5.1. [Subsecção 1]

5.1.1. [Subsecção 2]

5.1.1.1. [Subsecção 3]

5.1.1.1.1. [Subsecção 4]

6. [CAPÍTULO 5]

6.1. [Subsecção 1]

6.1.1. [Subsecção 2]

6.1.1.1. [Subsecção 3]

6.1.1.1.1. [Subsecção 4]

7. [CAPÍTULO 6]

7.1. [Subsecção 1]

7.1.1. [Subsecção 2]

7.1.1.1. [Subsecção 3]

7.1.1.1.1. [Subsecção 4]

8. [CONCLUSÕES]

8.1. [Subsecção 1]

8.1.1. [Subsecção 2]

8.1.1.1. [Subsecção 3]

8.1.1.1.1. [Subsecção 4]

[REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS]

- Arroja, L., Oliveira, G. e Capela, I. (1999), “Contribuição para a descontaminação de solos – Metodologias de implementação”, Actas da 6ª Conferência Nacional sobre a Qualidade do Ambiente. Centro de Congressos da AIP, Lisboa. 2º Volume. pp. 607-616.
- Broome, J. (2007), “Tomar uma decisão através do raciocínio”, Em: Antunes, C.H e Dias, L.C. (eds.), Decisão Perspectivas Interdisciplinares, Imprensa da Universidade de Coimbra, 219-240.
- Champ, D.R. e Schroeter, J. (1988), “Bacterial transport in fractured rock”, In: Olsen, B.H. & Jenkins, D. (eds.). Proceedings of the International Conference on Water and Wastewater Microbiology, Newport Beach, USA, 8-11 February 1988. pp. 81-87.
- Chou, L., McClintock, R., Moretti, F. e Nix, D.H. (1993), “Technology and education: New wine in new bottles – Choosing pasts and imagining educational futures”, Acedido em 24 de Agosto de 2000, no Web site da: Columbia University, Institute for Learning Technologies: <http://www.ilt.columbia.edu/publications/papers/newwine1.html>.
- Fleischmann, B. (1990), “The discrete lot-sizing and scheduling problem”, European Journal of Operational Research, 44, 337-348.
- Fredrickson, B.L. (2000, 7 de Março), “Cultivating positive emotions to optimize health and well-being. Prevention & Treatment”, 3, Article 0001a. Acedido a 20 de Novembro 2000, em: <http://journals.apa.org/prevention/volume3/pre0030001a.html>.
- Hillier, F.S. e Lieberman, G.J. (2001), “Introduction to operations research”, 7ª Ed., Mc Graw Hill.
- Horta-Monteiro, M.C.S.M. (1994), “Utilização de Água Residual Urbana na Cultura de Azevém (*Lolium multiflorum* Lam.)”. Tese de Mestrado em Nutrição Vegetal, Fertilidade do Solo e Fertilização. Instituto Superior de Agronomia - Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Instituto Nacional de Estatística (2003), “Índices de Preços na Produção Industrial”. Acedido em 24 de Novembro de 2003, em: <http://www.ine.pt>.
- Lowara (2003), “BG Series – Self-priming centrifugal pumps”. Acedido em 24 de Novembro de 2003, em: <http://www.lowara.com>.
- NP 405-1 (1994). “Norma Portuguesa para referências bibliográficas: Documentos impressos”. Instituto Português da Qualidade, Ministério da Indústria e Energia. Lisboa.
- Oliveira, M.C. (2005). “Algoritmos e Estratégias de Gestão do Problema de Contacto com Atrito em Grandes Deformações. Aplicação à Estampagem de Chapas

Metálicas”. Tese de Doutoramento em Engenharia Mecânica na especialidade de Tecnologia da Produção, Departamento de Engenharia Mecânica, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, Coimbra.

Pattloch, M., Schmidt, G., Kovaliov e M.Y. (2001), “Heuristic algorithms for lot size scheduling with application in the tobacco industry”, *Computers & Industrial Engineering*, 39, 235-253.

Portaria n° 809/90 de 10 de Setembro. “Diário da República n° 209/90 - I Série”. Ministério da Agricultura, Pescas e Alimentação, da Saúde e do Ambiente e Recursos Naturais. Lisboa.

Silko, L.M. (1991), “The man to send rain clouds”, In: W. Brown e A. Ling (eds.), *Imagining America: Stories from the Promised Land*, Persea. New York.

Wiendhal, H.P. (1995), “Load-oriented manufacturing control”, Springer, Berlin.

[ANEXO A]

[ANEXO B]

[APÊNDICE A]

[APÊNDICE B]