

1 2 9 0



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Joaquim de Barros Almeida Tavares

**ANÁLISE DE TRABALHOS GEOTÉCNICOS PARA O ESTUDO DOS
SOLOS DE FUNDAÇÕES DE UMA UNIDADE INDUSTRIAL, EM
COIMBRA**

Dissertação no âmbito do Mestrado em Engenharia Geológica e de Minas orientada pelo Professor Doutor Mário Quinta Ferreira e apresentada ao Departamento de Ciências da terra.

Julho de 2019

1 2



9 0

FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE
COIMBRA

Joaquim de Barros Almeida Tavares

**ANÁLISE DE TRABALHOS GEOTÉCNICOS PARA O ESTUDO DOS
SOLOS DE FUNDAÇÃO DE UMA UNIDADE INDUSTRIAL, EM
COIMBRA**

MESTRADO EM ENGENHARIA GEOLÓGICA E DE MINAS
DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS DA TERRA

Julho de 2019

Resumo

O estudo do solo quanto ao seu comportamento, devido à suas propriedades físicas e mecânicas, é de extrema importância para definir as melhores condições de trabalho durante a construção de um edifício. As características avaliadas são o peso específico do solo, sua composição granulométrica, o teor em água do solo e sua expansão, no presente trabalho são também apresentadas outras características, como sua condutividade hidráulica e potencial para sofrer meteorização, que foram estudadas em laboratório.

Em obras de terra (fundações, aterros, escavações) são necessários tanto trabalhos de campo, in-situ, quanto os laboratoriais, estes nos dão valores, que com as devidas análises e interpretações, caracterizam da melhor forma possível o solo e seu possível comportamento.

Ambos os processos, trabalhos de campo e de laboratório, demandam muito tempo e dinheiro, por isso é necessário um conhecimento prévio das possíveis características dos solos e um planejamento detalhado dos trabalhos a serem executados, cada um com sua devida importância, para que assim possamos obter uma melhor relação entre custos e benefícios.

Na presente dissertação apresentam-se as teorias aplicadas para o estudo de um terreno para uma fundação de um edifício e de uma via pavimentada, tendo elas sido utilizadas nos trabalhos práticos ou não, e os trabalhos laboratoriais e de campo com seus respectivos resultados, como a má classificação dos solos estudados para uso como base para vias pavimentadas, a utilização do índice de plasticidade e da granulometria para a obtenção de sua condutividade hidráulica e potencial para sofrer meteorização e a constatação de uma real necessidade destes estudos para uma descrição e caracterização adequada dos solos.

Palavras-Chaves: Geotecnia; Fundações de edifícios; PDSP; mecânica dos solos; CBR.

Abstract

The study of the soil as well as its behaviour, due to its physical and mechanical properties, is of extreme importance to define the best working conditions during the construction of a building. The evaluated characteristics are the specific gravity of the soil, its grain size composition, soil moisture and its expansion, in the present work are also presented other characteristics that can be related to those that were studied in the laboratory.

In earthworks (foundations, embankments, excavations) both field and in-situ work are needed, as well as laboratory study, which give the parameters which, with due analysis and interpretation, characterize the soil in the best way and its behaviour.

Both processes, field and laboratory work, require a lot of time and money, so it is necessary to have a prior knowledge of the possible characteristics of the soils and a detailed planning of the works to be executed, each with its due importance, so that we can obtain a better relation between costs and benefits.

At this thesis are present the applied theories for the study of a ground mass for the foundation of a building and a paved road, having been used in the practical works or not, and the laboratory and fieldwork with their respective results, as the poor classification of the studied soils for its use as subgrade for paved roads, the use of the plasticity index and its grain size distribution to obtain other parameters, such as permeability and potential to suffer erosion, of the soils and the verification of the real need of these studies for a description of the soils.

Keywords: Geotechnics; Buildings foundations; DPSH; soil mechanics; CBR.

Agradecimentos

Em primeiro devo agradecer meus pais, pois com seus apoios, incentivos, que contribuíam para que eu pudesse percorrer meu percurso acadêmico da melhor maneira possível.

Faço um grande agradecimento ao Professor Doutor Mário Quinta Ferreira e sua equipe de excelentes profissionais do Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes (IPNLabgeo), por isso manifesto meu agradecimento a Maria Alexandre Oliveira, João Pedro Q. Henriques, João Carvalho, Ana Célia Antunes e ao Pedro Rebelo Alves que contribuíram com muito conhecimento e paciência na minha orientação e todo o conhecimento transmitido.

Vale aqui um agradecimento à administração da Bluepharma pela autorização para utilizar os dados da prospeção na dissertação de mestrado, e ao Eng. Luís Ribeiro pelo cuidado e prontidão.

Aos meus irmãos, Mariana e Vitor, que são uma fonte de conforto e inspiração para mim.

Aos meus colegas de Coimbra, que muito me apoiaram neste percurso.

ÍNDICE

1. Introdução.....	1
1.1. Metodologia.....	1
2. Conceitos iniciais.....	3
2.1. Local de Trabalho.....	3
2.1.1. Obras.....	5
2.2. Geologia.....	5
2.3. Condições climáticas.....	6
2.4. Importância dos estudos geotécnicos.....	9
2.5. Formação dos Solos.....	10
3. Teorias e equações.....	13
3.1. Ensaio Laboratoriais.....	13
3.1.1. Índices físicos.....	13
3.1.1.1. Teor em água do solo.....	13
3.1.1.2. Peso específico do solo.....	13
3.1.1.3. Índice de vazios.....	14
3.1.1.4. Permeabilidade e Condutividade hidráulica.....	15
3.1.2. Granulometria.....	16
3.1.3. Plasticidade e consistência dos solos.....	19
3.1.3.1. Limites de Atterberg.....	20
3.1.3.2. Limite de liquidez.....	20
3.1.3.3. Limite de Plasticidade.....	21
3.1.3.4. Índice de plasticidade.....	22
3.1.4. Compactação do solo.....	23
3.1.4.1. Ensaio de Proctor.....	25
3.1.4.2. Ensaio CBR (California Bearing Ratio).....	28
3.2. Investigações in-situ.....	32
3.2.1. Resistência do solo.....	32
3.2.1.1. Penetrômetro dinâmico.....	32
3.2.1.1.1. Relação entre SPT e Penetrômetros dinâmicos super pesados.....	34
3.2.2. Trincheiras e poços.....	35
3.2.3. Tradados.....	35
3.3. Classificação dos Solos.....	36
3.4. Fundações.....	37
3.4.1. Consolidação.....	37
3.4.2. Contenções.....	38
3.5. Melhoramentos do solo.....	40
3.6. Outros ensaios.....	43

3.6.1.	Geofísica	43
3.6.1.1.	Métodos sísmicos	43
3.6.1.1.1.	Sísmica de refração.....	43
3.6.2.	Sondagens geotécnicas.....	44
3.6.3.	Softwares de interpretação	44
4.	Práticas e seus resultados	46
4.1.	Investigações in-situ	46
4.1.1.	Penetrómetro dinâmico superpesado (PDSP)	47
4.1.2.	Poços	49
4.1.3.	Trincheiras.....	51
4.1.4.	Trados	51
4.2.	Laboratoriais.....	52
4.2.1.	Preparação das amostras.....	54
4.2.2.	Granulometria.....	55
4.2.3.	Limites de Atterberg.....	61
4.2.3.1.	Limite de liquidez.....	61
4.2.3.2.	Limite de plasticidade	62
4.2.3.3.	Índice de plasticidade	63
4.2.4.	Ensaio Proctor	64
4.2.5.	Ensaio Califórnia (CBR).....	66
4.2.6.	Classificação dos solos.....	70
4.2.7.	Perfis do solo.....	72
5.	Conclusões.....	73
6.	Bibliografia.....	75
7.	Anexos	79

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Localização do local de estudo no contexto de Portugal.	3
Figura 2 – Localização do local de estudo em relação a cidade de Coimbra.	4
Figura 3 – Vista de satélite do local de estudo.	4
Figura 4 – Precipitação média mensal Região de Coimbra.	7
Figura 5 - Temperatura média mensal Região de Coimbra.	7
Figura 6 – Temperatura média mensal na cidade de Coimbra.	8
Figura 7 – Volume de chuva média mensal na cidade de Coimbra.	8
Figura 8 – Velocidade do vento em média mensal da cidade de Coimbra.	9
Figura 9 – Representação gráfica dos limites de consistência.	20
Figura 10 - Aparelho de Casagrande do laboratório IPNLabGeo.	21
Figura 11 - Ensaio de limite de plasticidade.	22
Figura 12 – Aparência característica de uma curva de compactação.	24
Figura 13 – Diferentes tipos do ensaio de Proctor.	26
Figura 14 – Influência da energia de compactação sobre o resultado do ensaio.	27
Figura 15 - Deflectómetro do laboratório do IPNLabGeo.	29
Figura 16 – Diferentes layouts para cada tipo de pavimento.	30
Figura 17 – Correlação entre SPT e PDSP obtida por MacRoberts et al. (2011).	35
Figura 18 – Muro de Gravidade.	38
Figura 19 – Semi Gravity-wall.	38
Figura 20 – Muro com sapata.	39
Figura 21 - Muro de contraforte.	39
Figura 22 – Esquema de uma técnica de vibração.	40
Figura 23 – Esquema da compactação mecânica.	41
Figura 24 – Esquema de colocação de drenos no solo.	42
Figura 25 – Esquema de mistura de solo in-situ.	42
Figura 26 – Local de execução as investigações in-situ, sobreposto a imagem do Google Maps.	47
Figura 27 – Gráfico com o resultado de resistência do penetrometro dinâmico de número 2.	49
Figura 28 - Perfil descritivo do poço de número 5.	50
Figura 29 – Localização dos poços onde foram tomadas amostras.	53
Figura 30 – Amostras para preparo no laboratório.	54
Figura 31 – Agitador utilizado para a classificação granulométrica.	56
Figura 32 – Curva granulométrica da amostra A33.	57
Figura 33 – Determinação do I ₀ do modelo de Alyamani e Sen (Carvalho, 2008).	60
Figura 34 – Gráfico do teste de limite de liquidez da amostra A33.	61
Figura 35 – Gráfico com resultado do ensaio Proctor para a amostra A33.	65
Figura 36 – Molde grande para realização do ensaio CBR.	67
Figura 37 – Molde no equipamento para realizar ensaio de penetração.	69

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação do vento quanto a sua velocidade(km/h).	9
Quadro 2 – Intervalo de Condutividade hidráulica por material.	16
Quadro 3 – Definição para os diferentes tamanhos da partícula segundo a norma Portuguesa E293-1970.	16
Quadro 4 - Definição para os diferentes tamanhos da partícula segundo a norma AASHTO.	17
Quadro 5 - Nomenclatura das peneiras e suas respectivas aberturas.	18
Quadro 6 – Valores padrões para o ensaio CBR.	31
Quadro 7 – Classes de solos para fundação de pavimentos	32
Quadro 8 – Parâmetros para cada tipo de teste de Penetrómetro dinâmico	33
Quadro 9 – Profundidades alcançadas para cada ensaio de Penetrómetro dinâmico.	48
Quadro 10 – Profundidades alcançadas em cada poço escavado.	51
Quadro 11 – Amostras com respectivos poços de origem.	53
Quadro 12 – Massa mínima por amostra por diâmetro nominal da amostra.	55
Quadro 13 – Percentagem passada em cada peneiro para cada amostra.	58
Quadro 14 – Parâmetros por amostra para cálculo do coeficiente de Condutividade hidráulica.	60
Quadro 15 – Coeficiente de Condutividade hidráulica por amostra.	60
Quadro 16 – Classificação do solo em razão do coeficiente de Condutividade hidráulica.	61
Quadro 17 – resultados para o teste de limite de liquidez da amostra A33.	61
Quadro 18 – resultados para o teste de limite de plasticidade da amostra A33.	62
Quadro 19 – Resultado do índice de plasticidade para cada amostra.	63
Quadro 20 – Potencial para sofrer erosão das amostras estudadas.	64
Quadro 21 – Parâmetros para definir o tipo de ensaio de Proctor.	65
Quadro 22 – Resultados do ensaio Proctor da amostra A33.	65
Quadro 23 – Massa por molde ensaiado e por amostra.	67
Quadro 24 – Medidas iniciais e finais no deflectómetro em cada ensaio.	68
Quadro 25 – Força de penetração em cada ponto de medida para cada amostra.	68
Quadro 26 – Resultado do CBR para cada amostra.	69
Quadro 27 – Classificação das amostras por uniformidade	70
Quadro 28 – IG de cada amostra.	71
Quadro 29 – Classificação de cada amostra por norma utilizada.	72

SIMBOLOGIA E ACRÓNIMOS

AASHTO = American Association of State Highway and Transportation Officials

CBR = California Bearing Ratio

CH = Coeficiente que varia de 1 a 1000

Cu = Coeficiente de uniformidade

d = Diâmetro equivalente da partícula

D10 = diâmetro efetivo do solo

D50 = Diâmetro médio do solo

D60 = Diâmetro em que 60% partículas são menores

Def = Diâmetro efetivo

E = Energia específica de compactação

e = Índice de vazios

e' = Avanço/ intervalo de penetração

g = Aceleração da gravidade

h = Teor em água

h' = Altura de queda do soquete

h" = Profundidade

hot = Teor em água Ótimo

IP = Índice de plasticidade

K = Condutividade hidráulica

LC = Limite de contração

LL = Limite de Liquidez

LP = Limite de plasticidade

M = Massa do Pilão

N = Número de camadas

N = Número de golpes por camada

P = Massa do Penetrómetro

P' = Peso do soquete

Pa = Massa da água

PDSP = Penetrómetro dinâmico super pesado

Ps = Massa do solo seco

Pt = Peso total

qr = Resistência do Solo

S = Grau de saturação

s = Secção do cone

v = Velocidade de sedimentação da partícula
 V = Volume do solo compactado
 v_1 = Velocidade da primeira camada, mais superior
 v_2 = Velocidade da segunda camada
 V_s = Volume de sólidos
 V_t = Volume total
 V_v = Volume de vazios
 x = força, em quilogramas-força, correspondente ao ensaio
 x' = Distância do local do choque para o primeiro geofone a perceber a diferença de velocidade
 Y = força, em quilogramas-força, correspondente a um ensaio padrão
 γ_a = Peso específico da água
 γ_d = Peso específico do solo seco;
 $\gamma_d, \text{máx}$ = Peso específico aparente máximo
 γ_g = Peso específico das partículas do solo
 γ_n = Peso específico aparente solo húmido
 η = Coeficiente de viscosidade do líquido

1. Introdução

Para se abordar qualquer problema de geotecnia se torna indispensável um engenheiro pois é necessário um conhecimento, tão perfeito quanto possível, das condições do solo e subsolo, isto é, natureza e espessura das camadas, sua disposição, assim como todas as características necessárias para o esclarecimento e resolução do problema de engenharia.

O seguinte trabalho tem como objetivo a análise do solo, quanto às suas características físicas, para um estudo geotécnico, cujo objetivo é de que ele venha a ser utilizado como base da fundação de um prédio, um muro de contenção e ainda de uma via pavimentada. Visamos focar nas características necessárias para estes tipos de projetos civis construtivos, possíveis correlações que possam existir entre estas características e na importância destes estudos geotécnicos para podermos evitar acidentes durante e após o término da construção ou com a redução de gastos futuros corrigindo falhas não evitadas.

Entendemos que muitas vezes os trabalhos aqui estudados acabam por não serem realizados em obras de pequeno porte, pois, quanto menor a obras maior em percentagem tenderá a ser o custo destes estudos. Porém, vale a pena reforçar que um estudo bem feito nas primeiras fases da obra, ajudam a evitar gastos futuros. Ainda aqui pretendemos trazer algumas correlações entre os ensaios laboratoriais e os de campo que possam vir a reduzir os custos dos estudos ou pelo menos trazer alguma segurança com estimativas de resultados.

1.1. Metodologia

Para execução desta dissertação e de forma a cumprir com os objetivos propostos, utilizou-se uma metodologia de 3 etapas, não exatamente consecutivas, mas divididas pelo seu interesse e execução.

1) Pesquisa e referências bibliográficas:

Com o trabalho de campo definido, quanto ao seu local e aos ensaios relacionados, efetuou-se a pesquisa dos métodos que seriam utilizados e outros possíveis que não foram considerados no trabalho prático. Essa pesquisa fez-se em artigos, livros, teses

de mestrado e doutoramento, tudo que se pudesse encontrar dentro das bibliotecas da universidade, tratados aqui na parte teórica do trabalho.

2) Trabalhos de campo:

Esta etapa é onde se deu a aquisição de dados de campo para tratamento e interpretação posterior, o local e suas condições serão definidos em outros itens desta dissertação. Todos estes trabalhos foram realizados em conjunto com a equipe do Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes (IPNlabgeo).

3) Tratamento dos dados:

Como última etapa é onde tratamos todos os dados recolhidos no trabalho de campo, junto com o conhecimento adquirido na parte teórica, fazendo-se interpretações de dados brutos, e posteriormente dos dados criados a partir de ensaios laboratoriais.

2. Conceitos iniciais

Neste primeiro item vamos abordar parâmetros pré-definidos, como o local do trabalho, geologia local, importância dos estudos subsequentes, clima local. Muitos deles não dependem do engenheiro responsável, mas possuem muita relevância para o trabalho.

2.1. Local de Trabalho

Como já citado nos itens anteriores, o presente trabalho será feito com base em uma obra real, que deverá acontecer na região de São Martinho do Bispo, na cidade de Coimbra, região centro de Portugal, a figura 1 localiza quanto a sua posição dentro do país, indicador vermelho, já a figura 2 em relação a cidade de Coimbra, ressaltada por um retângulo vermelho.



Figura 1 – Localização do local de estudo no contexto de Portugal.

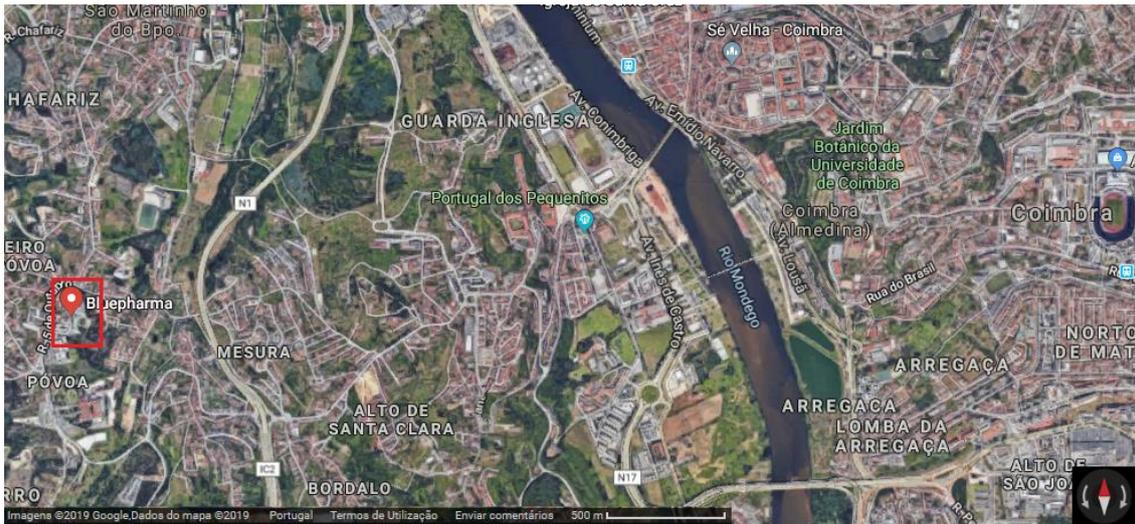


Figura 2 – Localização do local de estudo em relação a cidade de Coimbra.

Hoje no local, já se encontra uma empresa, que pretende fazer a expansão do seu prédio, o solo a ser estudado faz parte da área verde, atrás da fábrica atual, como visto na Figura 3, área de estudo ressaltada pela área em vermelho.



Figura 3 – Vista de satélite do local de estudo.

2.1.1. Obras

A obra consiste na expansão da fábrica atual, implica a construção de um novo prédio, aumentar seu estacionamento externo e a criação de um subterrâneo, o que vai incluir a construção de estradas pavimentadas e muros de suporte.

No ANEXO I - (Planta em CAD das obras previstas), vemos as obras previstas dentro da área destacada em vermelho, com destaque das estruturas, do prédio novo (em destaque rosa) e do muro de suporte (linha em azul mais claro).

2.2. Geologia

Antes de começarmos nosso estudo, seja ele de campo ou laboratorial, é recomendado conhecermos o terreno em que vamos trabalhar, por isso, vamos a uma análise rápida sobre a geologia da cidade de Coimbra e seus arredores. Boa parte dos dados aqui apresentados foram a partir de interpretações dos autores (Teixeira & Goncalves, 1980) e (Carvalho, 1951).

Na região de Coimbra o rio Mondego corre num vale com dois aspectos morfológicos diferentes. A jusante de Foz do Caneiro até à Portela do Mondego o rio corre num vale com abundantes meandros encaixados através de aluviões distribuídos numa superfície pouco larga e em muitos pontos do seu percurso o rio morde as rochas do substrato xistoso quando os aluviões desaparecem.

A jusante da Portela do Mondego o vale alarga, a planície aluvial por meio da qual o rio corre é muito larga e o rio descreve meandros. Estes aspectos individualizam a morfologia do vale do Baixo Mondego e podem ser explicados pela natureza litológica e estrutural dos depósitos sobre os quais se instalou o seu curso.

O primeiro tipo de vale foi aberto nas formações antemesozóicas, essencialmente constituídas por rochas cristalofílicas, xistos e grauvaques com injeções hidro-termais quartzosas, algumas mineralizadas. Estas formações foram intensamente deformadas por movimentos tectónicos, quer pelos movimentos variscos quer pelos movimentos alpínicos.

O segundo tipo de vale rompe depósitos mesozoicos e cenozoicos, constituídos principalmente por rochas sedimentares elásticas e rochas sedimentares carbonatadas, isto é, materiais que opuseram uma menor resistência ao trabalho erosivo do rio do que os xistos do primeiro tipo de vale. Nos arredores do vale do Baixo Mondego, a jusante da Portela do Mondego, podem observar-se, quer seguindo as margens do vale quer estradas e caminhos, variados tipos de depósitos sedimentares de géneses e cronologias diferentes.

Estes depósitos fazem parte da Orla Meso-cenozoica Ocidental de Portugal. Sob o ponto de vista estratigráfico são formações dos sistemas Jurássico, Cretácico, alguns provavelmente do Numulítico (Oligocénico), Neogénico, Pleistocénico, e depósitos recentes. Encontram-se também afloramentos do Triásico quer na zona urbana quer nos arredores de Coimbra.

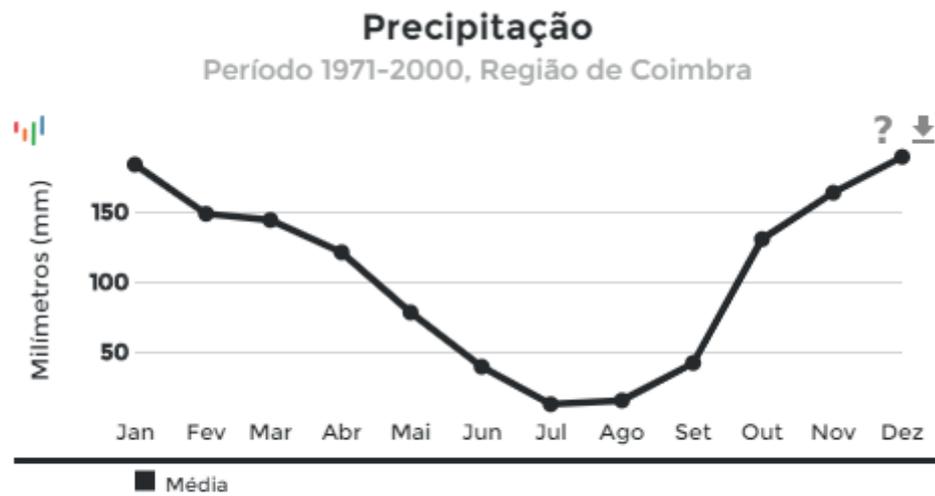
No Anexo III – (Carta Geológica de Portugal – Folha 19-D) podemos ver um pedaço da carta geológica 19-D, em uma aproximação para visualizarmos melhor a parte onde se encontra a nossa área de estudo, ressaltada por um retângulo vermelho.

2.3. Condições climáticas

Para obras civis e de mineração devemos contemplar um estudo climatérico, considerando que, chuvas durante o decorrer da obra podem às interromper, deixar solos impróprios para passagem de maquinaria e até colocação de estruturas. Após o estudo destes parâmetros, vemos como eles podem modificar o comportamento do solo, alterando condições dimensionadas. Ventos que influenciam no cálculo estrutural do prédio devem também ser previstos.

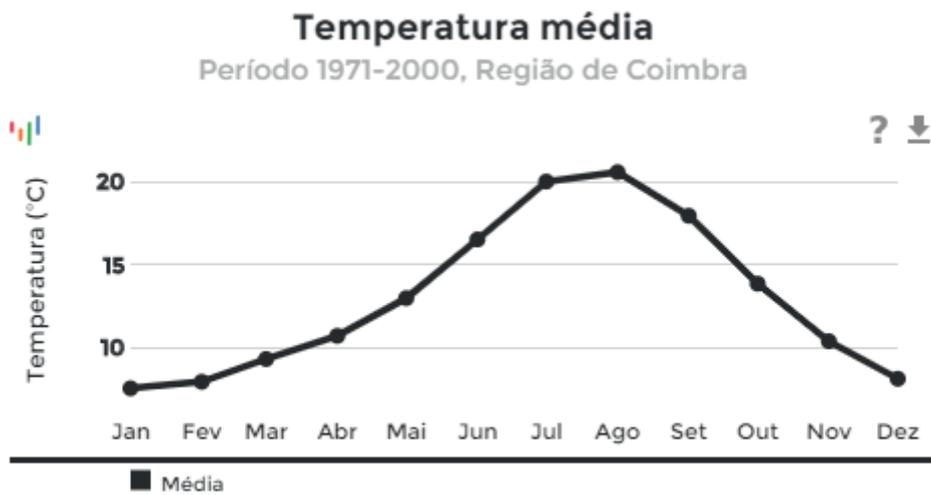
Por isso, neste item trago alguns dados sobre estas condições climáticas que podemos encontrar na região. Vamos antes olhar as características da região Centro-Coimbra. Os dados aqui mostrados têm um período de medição de pelo menos 30 anos, o mais antigo sendo de 1970.

Nas Figuras 4 e 5 temos que, a região centro - Coimbra tem a característica de possuir temperaturas mais amenas durante todo o ano, um período húmido no outono-inverno e seco na primavera-verão. Segundo a classificação de Koppen, esta região tem um clima dado como “Temperado com verão seco e temperado” (Csb).



Normais climatológicas: Histórico simulado - 1971-2000, Estatística: Média 30 anos,
Modelo Global: Ensemble, Modelo Regional: Ensemble

Figura 4 – Precipitação média mensal Região de Coimbra. Fonte: <<http://portaldoclima.pt>>.



Normais climatológicas: Histórico simulado - 1971-2000, Estatística: Média 30 anos,
Modelo Global: Ensemble, Modelo Regional: Ensemble

Figura 5 - Temperatura média mensal Região de Coimbra. Fonte: <<http://portaldoclima.pt>>.

Com isso já temos uma ideia do que poderemos encontrar, em um olhar mais minucioso, na cidade de Coimbra e sua região.

Analisando estes vários gráficos, podemos tirar algumas conclusões. Olhando primeiro para o de temperatura Figura 6, percebemos que podemos encontrar extremos de calor, até 35°C, e de frio, até -1°C, em seus registros de temperatura, tais que podem influenciar o regime de trabalho ou até mesmo cancelar um dia de trabalho.

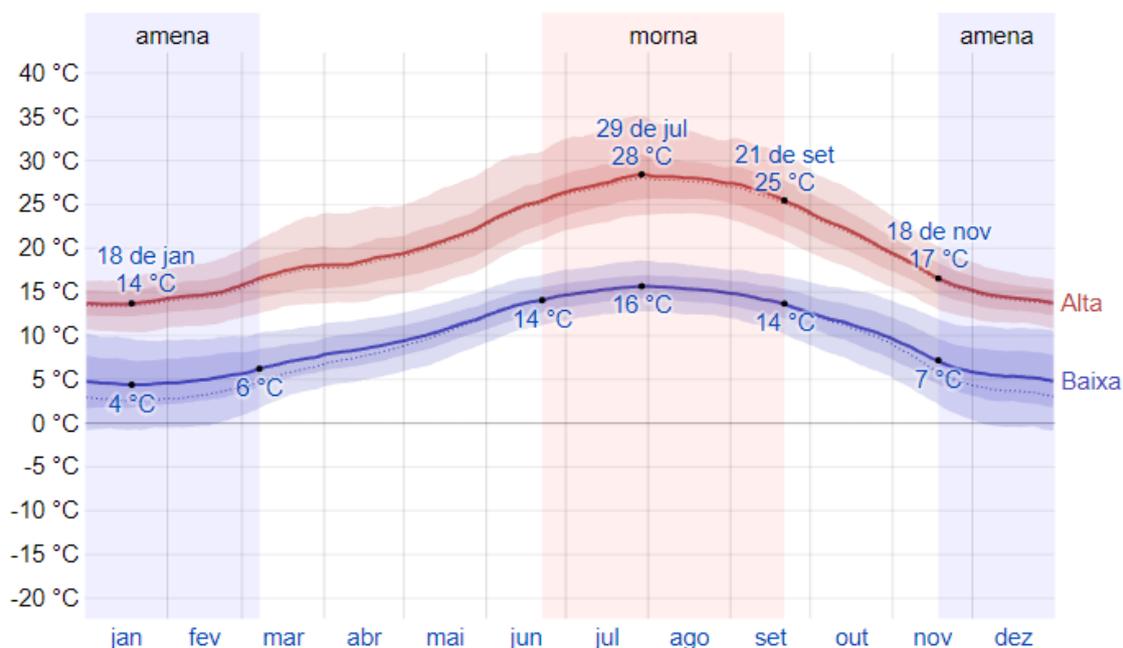


Figura 6 – Temperatura média mensal na cidade de Coimbra. Fonte: <<https://pt.weatherspark.com>>.

Em seguida temos as precipitações, a Figura 7 nos mostra o volume de chuva em média por mês. Um período que predomina nessa região, que dura do dia 21 de agosto até 28 de junho, é considerado como chuvoso ou com uma probabilidade maior de chuva, ou seja, em boa parte do ano temos a presença de chuva, que nos indica, que temos maiores chances de encontrar um solo húmido ou saturado de água.

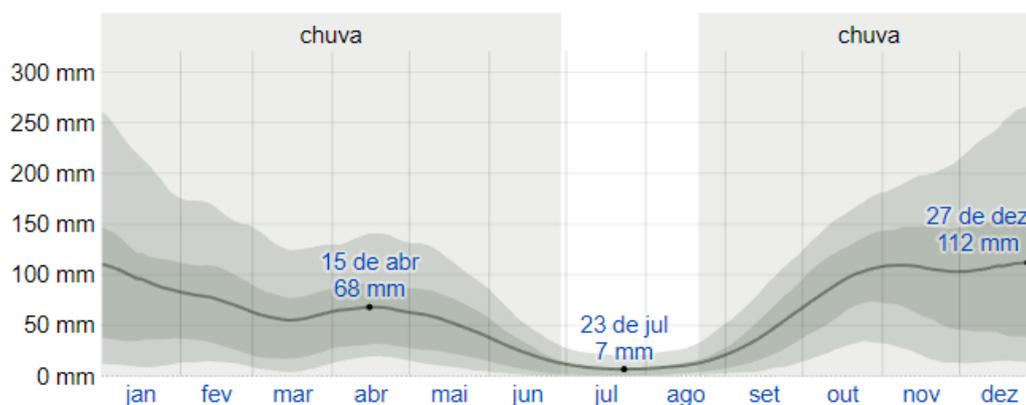


Figura 7 – Volume de chuva média mensal na cidade de Coimbra. Fonte: <<https://pt.weatherspark.com>>.

A Figura 8 nos mostra a velocidade do vento em média por mês, em uma altura de até 10 metros acima do solo. Nele, podemos perceber que a velocidade média dos ventos durante todo ano não varia significativamente. Pela classificação do Quadro 1 dada pelo Instituto Português do Mar e da Atmosfera (IPMA), temos que os ventos da região são classificados como “Vento Fraco”.

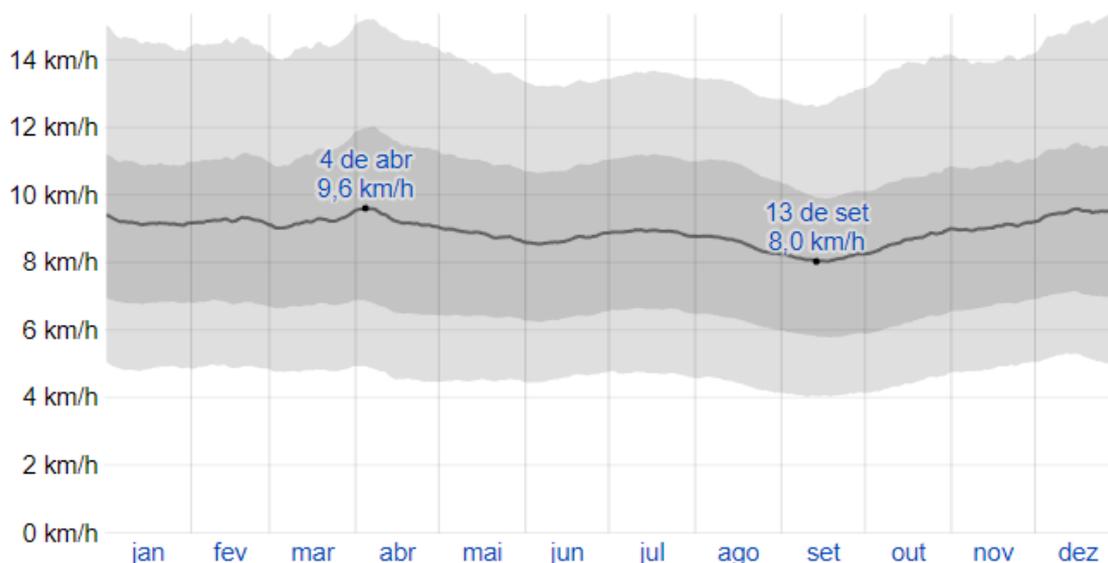


Figura 8 – Velocidade do vento em média mensal da cidade de Coimbra. Fonte: <<https://pt.weatherspark.com>>.

Quadro 1 – Classificação do vento quanto a sua velocidade(km/h).

Classificação do vento	Intervalo de Velocidade (km/h)
Vento Fraco	< 15
Vento Moderado	15 a 35
Vento Forte	36 a 55
Vento Muito Forte	56 a 75
Vento Excep. Forte	> 75

2.4. Importância dos estudos geotécnicos

Em Portugal possuímos uma grande variedade de solos, que podem ter suas origens dos mais diferentes tipos de rochas e diversas composições químicas. Esta variedade, que às vezes podemos testemunhar em locais muito próximos uns dos outros, torna impossível adotar valores de um solo “padrão” ou “médio”, pois cada um deles terá suas próprias características.

Este tipo de questão ou preocupação é por vezes ignorado em locais de edifícios comerciais ou residenciais, setor que há pouco tempo começou a contratar estudo geotécnico, enquanto que no setor logístico ou industrial, o estudo geotécnico é seriamente considerado pela sua importância no processo industrial ou logístico, não se ouve questionamentos de se fazer ou não ensaios de solo e até pelo contrário, cada vez mais é comum a execução de ensaios poucos convencionais, ocorrendo uma sofisticação na análise das propriedades do solo permitindo maior precisão, segurança e economia das fundações e estrutura.

Estruturas devem cumprir todos os requisitos de segurança, durabilidade e manutenção, geralmente expressas em normas e regulamentações, como por exemplo o Decreto-Lei 273/2003 ou o Eurocódigo 7(EN 1997 – 1). Muitos destes requisitos não devem somente serem cumpridos durante a vida da estrutura, mas também, durante sua construção.

Em Engenharia geológica dois limites são sempre muito relevantes:

- O limite onde o solo, a estrutura ou parte dela rompem devido suas interações;
- O limite de deformação do solo que resulta em uma perda de estabilidade da estrutura sobre ele.

Por isso toda obra de engenharia civil, que visa o estudo do solo como apoio de estruturas, sejam elas de pequeno ou grande porte, deve-se fazer com a mesma atenção que se dá ao projeto arquitetônico. Com o estudo prévio do solo, antes das obras, podemos ter mais confiança da execução da obra, economizar nas fundações e estrutura, evitar acidentes, e mais tarde ter uma maior vida útil da estrutura construída.

2.5. Formação dos Solos

Segundo (Lancellotta, 1995) a formação de solos e seus depósitos são devido a sua composição, estrutura e propriedades os quais resultam da história geológica do solo. Esta história que envolve, meteorização, transporte, deposição e mudanças pós-deposição do solo.

Solos se originam da meteorização das rochas, por desintegração mecânica ou decomposição química.

Entende-se por desintegração mecânica, a ação de agentes como água, temperatura, vegetação e vento, por atividade destes temos a formação de blocos, areias até aos siltes e somente em condições especiais, as argilas.

A decomposição química é o processo em que há modificação química ou mineralógica das rochas de origem, o seu principal agente é a água e seus principais mecanismos de ataque são: oxidação, hidratação, carbonatação.

Normalmente os processos ocorrem em simultâneo, um tendo certa predominância sobre o outro dependendo das condições em que se encontra a rocha, sendo um dos mais importantes o clima em que a rocha se encontra. As argilas representam o último produto do processo de decomposição.

O transporte das partículas de solo da sua rocha de origem é geralmente feito pela ação do ar (ventos), da água, gravidade e glaciares. O tamanho da partícula é que vai decidir qual o método para o transporte, a força de arrasto necessária para mover a partícula aqui é o critério, isto acaba por selecioná-las, ou seja, separá-las. Partículas maiores acabam ficando mais próximas da rocha de origem. Quando a velocidade da corrente diminui ou o gelo derrete, a deposição de sedimentos ocorre. As propriedades dos sedimentos estão relacionadas ao ambiente de deposição, os quais representam as condições de acumulação e de consolidação.

A ciência que estuda o solo, suas camadas superficiais e sua formação é a Pedologia, esta ciência tem sua origem de geólogos e agrónomos russos. Segundo os pedologistas, a formação de um solo é função da rocha de origem, ação de organismos vivos, clima, fisiografia e do tempo (Caputo, 1976).

Para eles o solo pode ser dividido em três camadas (Horizontes), que constituem o perfil do solo, a camada superficial, denominada de A, Subsolo, denominada de B e Camada profunda, denominada de C. Esses horizontes que são diferenciados pela cor e composição química que ainda pode sofrer subdivisões.

Em projetos de estrutura de obras a granulometria dos solos é muito citada, por este motivo, vamos a uma breve explicação do que se resume a granulometria. O tamanho relativo das partículas, mais sua distribuição definem a granulometria do solo. Areias e

cascalhos apresentam uma granulometria grosseira, ao contrário, siltes e argilas são solos de granulometria fina, pois são compostos de partículas não visíveis a olho nu.

Essa classificação, entre fino e grosseiro, serve para uma característica importante na engenharia, a coesão. Solos mais grosseiros tendem a ser chamados de não-coesivos, pois suas partículas não sofrem tanto efeito da água, e são facilmente desagregadas. Para os solos finos, suas partículas não são facilmente desagregadas e sofrem muita influência da água, sendo assim classificados como coesivos.

3. Teorias e equações

3.1. Ensaio Laboratoriais

Vamos abordar agora as teorias relevantes ou utilizadas nos trabalhos laboratoriais deste estudo. A disposição dos mesmos não apresenta nenhuma relação com a ordem em que os ensaios são executados.

3.1.1. Índices físicos

3.1.1.1. Teor em água do solo

Define-se teor em água de um solo como a razão entre o peso de água contida nele e o peso do solo seco (grãos) (Bowles, 2011).

$$h(\%) = \left(\frac{PA}{PS} \right) * 100 \quad (1)$$

Onde:

h = Teor em água;

Pa = Massa da água(kg);

Ps = Massa do solo seco(kg).

A determinação é bem simples, segundo norma NP- 84: devemos determinar o peso do solo húmido, a temperatura ambiente, ou estado natural, depois devemos secar o solo em uma estufa, entre 105°C e 110°C, então tomamos o peso do solo seco. O valor do teor em água pode tomar valores muito expressivos, em alguns locais do mundo argilas podem apresentar teores em água da ordem de 400%.

3.1.1.2. Peso específico do solo

Podemos tratar deste índice de duas maneiras, uma considerando alguma Teor em água ($h \neq 0$) e sem Teor em água ($h = 0$). Fazendo o cálculo para solo com Teor em águas estamos a alterar o real valor do peso específico do solo, por isso chamamos de aparente, pois a água apresenta um peso específico de 10 kN/m³, e a maioria dos solos

apresenta um peso acima desse valor, no entanto as argilas orgânicas podem apresentar até 7 kN/m³.

O seu cálculo fica demonstrado na equação 2.

$$\gamma_n = \frac{P_t}{V_t} \quad (2)$$

Onde:

γ_n = Peso específico aparente solo húmido(kg/m³);

P_t = Peso total(kg);

V_t = Volume total(m³).

Por questões de cálculo ainda nos interessa saber a Teor em água desse solo seco de seu peso específico aparente húmido.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{(1 + h/100)} \quad (3)$$

Onde:

γ_d = Peso específico do solo seco(kg/m³);

γ_n = Peso específico aparente solo húmido(kg/m³);

h = Teor em água.

3.1.1.3. Índice de vazios

Este índice foi introduzido por Terzaghi ao estudar o “fenômeno do adensamento do solo”, por uma variação do índice, indica uma variação de volume.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (4)$$

Onde:

e = Índice de vazios;

V_v = Volume de vazios(m³);

V_s = Volume de sólidos(m³).

A variação de e , indicando uma variação de volume, depende quase exclusivamente da variação de V_v , visto que, V_s não varia ou varia muito pouco durante o fenômeno (Caputo, 1976).

3.1.1.4. Permeabilidade e Condutividade hidráulica

A porosidade total é o percentual de rocha ou solo ocupada por vazios (Fetter, 2001), sendo definida como a relação entre o volume de vazios e o volume total do material.

A quantidade de água que um solo pode armazenar é determinada pela porosidade, a qual depende da granulometria dos grãos, de sua forma e arranjo (Poehls & Smith, 2009), bem como de sua distribuição. Se os grãos possuem uma granulometria variada, a porosidade tende a ser menor do que quando os grãos são uniformes, uma vez que os menores grãos ocupam os espaços vazios entre os maiores (Custódio & Llamas, 1983).

Dentre as variáveis que influenciam o fluxo de água no solo, e assim, a recarga, a condutividade hidráulica (K) ou coeficiente de permeabilidade se destaca. A condutividade hidráulica é definida como a medida da resistência da água ao movimento através de um meio poroso (Poehls & Smith, 2009) ou como a medida da facilidade com a qual um meio transmite água. É função tanto das características do meio, como porosidade, tamanho, distribuição, forma e arranjo das partículas (Feitosa & Filho, 2000), quanto das características do fluido, como peso específico e viscosidade cinemática (Fetter, 2001). Não deve ser confundida com a permeabilidade intrínseca (k), que representa somente as características do meio poroso, em especial ao tamanho dos poros.

O Ensaio de Lefranc permite determinar a condutividade hidráulica do solo in situ se baseando em hipóteses simplistas, como demonstrado por (Darcy, H. 1855), de que o escoamento é laminar, o meio é isotrópico e homogêneo e que o regime de escoamento é permanente.

A estimativa desta propriedade pode ser feita tanto em laboratório, porém, ele pode não ser muito acurado, preferindo ser feito in-situ para uma maior confiança dos dados obtidos.

Quadro 2 – Intervalo de condutividade hidráulica por material. (Adaptado de Fetter, 1988)

Material	Condutividade hidráulica K (cm/seg)
Argila	$K < 10^{-7}$
Silte	$5 \cdot 10^{-7} < K < 5 \cdot 10^{-4}$
Areia Fina	$5 \cdot 10^{-4} < K < 5 \cdot 10^{-3}$
Areia Grossa	$10^{-3} < K < 1$
Cascalho	$1 < K$

3.1.2. Granulometria

É o estudo das distribuições das dimensões dos grãos constituintes de um solo, isto é, a determinação das dimensões das partículas e suas respectivas percentagens. Existem alguns órgãos que determinam a faixa de tamanho para denominação, neste estudo vamos tomar por base a definição dada pela norma E 239 – 1970 (Quadro 3) e por curiosidade a dada pela AASHTO (Quadro 4), órgão americano.

Quadro 3 – Definição para os diferentes tamanhos da partícula segundo a norma Portuguesa E239-1970.

Denominação	Intervalo de tamanho (mm)
Seixo Grosso	$20 < x < 60$
Seixo médio	$6 < x < 20$
Seixo Fino	$2 < x < 6$
Areia Grossa	$0,6 < x < 2$
Areia Média	$0,2 < x < 0,6$
Finos	$0,074 < x$

Quadro 4 - Definição para os diferentes tamanhos da partícula segundo a norma AASHTO.

Denominação	Intervalo de tamanho (mm)
Pedregulhos	$x > 76$
Cascalho	$2 < x < 76$
Areia	$0,074 < x < 2$
Silte	$0,005 < x < 0,074$
Argila	$0,001 < x < 0,005$
Coloides	$x < 0,001$

Segundo (Caputo, 1976), a análise granulométrica, ou seja, a determinação das dimensões das partículas do solo e de suas proporções, é representada graficamente, pela curva granulométrica. Esta curva é traçada por pontos em um gráfico logarítmico, no qual, sobre o eixo das abscissas temos as dimensões das partículas e no eixo das ordenadas as porcentagens, em peso, da dimensão média da fração considerada, isto é, se o peneiramento foi feito entre peneiras de 5/16" (8mm) e 1/4" (6.3mm) devemos considerar para este intervalo uma dimensão média de 7.15mm.

Definem-se nas curvas granulométricas, segundo (Hazen, A, 1892), os dois seguintes parâmetros: Diâmetro efetivo e Grau de uniformidade. Diâmetro efetivo (D_{ef}) é o diâmetro que corresponde a 10% em peso total de todas as partículas menores que ele, também conhecido como D_{10} . Este parâmetro nos fornece uma indicação da condutividade hidráulica de areias.

O coeficiente de uniformidade (C_u) é a razão entre os diâmetros correspondentes a 60% e a 10%, tomados na curva granulométrica acumulativa.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (5)$$

Onde:

C_u = Coeficiente de uniformidade;

D_{ef} = Diâmetro efetivo;

D_{60} = Diâmetro em que 60% partículas são menores.

Esta relação nos indica, na verdade, a falta de uniformidade, quanto menor seu valor mais uniforme o material:

- Muito Uniforme: $C_u < 5$;
- Uniformidade média: $5 < C_u < 15$;
- Desuniforme: $C_u > 15$.

O peneiramento é feito para partículas maiores que 0,074mm, todo processo deve ser feito com o material seco, com tomada de massa conhecidas, para que sejam feitas com mais acurácia. Em cada peneiro deve se tomar a massa de material retido, para plotagem na curva granulométrica. As aberturas das malhas das peneiras são definidas pela A.S.T.M.(Norma E11 – 17), que são relações de polegadas até os 4,76mm após essa, as menores são expressas por Mesh, isto é, número de aberturas em uma polegada, por exemplo, a peneira de Mesh 7 possui aberturas em uma polegada que representa uma abertura de 2.83mm.

Quadro 5 - Nomenclatura das peneiras e suas respectivas aberturas, segundo norma A.S.T.M E11-17.

Nº	Abertura (mm)	Nº	Abertura (mm)	Nº	Abertura (mm)
200	0.074	45	0.350	14	1.41
140	0.105	40	0.420	12	1.68
120	0.125	35	0.500	10	2.00
100	0.149	30	0.590	8	2.38
80	0.177	25	0.710	7	2.83
70	0.210	20	0.840	6	3.36
60	0.250	18	1.00	5	4.0
50	0.297	16	1.19	3/16	4.76

Em partículas menores que 0.074mm utilizamos o processo chamado de sedimentação, que através da lei de Stokes (Stokes, 1850), equação 6, relaciona o diâmetro das partículas com sua velocidade de sedimentação, em um líquido de viscosidade e peso específico conhecidos. Dos diversos métodos utilizados para sedimentação, o mais simples foi o desenvolvido por Casagrande.

A expressão da lei de Stokes é dada pela equação 6.

$$v = \frac{2}{9} * \frac{g * (\gamma g - \gamma a)}{\eta} * \frac{d^2}{2} \quad (6)$$

Onde:

η = Coeficiente de viscosidade do líquido(m²/s);

d = Diâmetro equivalente da partícula(m);

g = Aceleração da gravidade(m/s²);

γg = Peso específico das partículas do solo(kg/m³);

γa = Peso específico do líquido(kg/m³);

v = Velocidade de sedimentação da partícula(m/s).

Isolando “d” na equação (6) e o expressando em milímetros, temos:

$$d = \sqrt{\frac{1800 * \eta * v}{\gamma g - \gamma a}} \quad (7)$$

Lembrando que a lei de Stokes só é válida para partículas menores que 0.2mm de diâmetro e aquelas que são afetadas pelo movimento browniano, isto é, aproximadamente 0.2 micron.

3.1.3. Plasticidade e consistência dos solos

A prática mostrou que, para solos onde a granulometria tenha uma certa percentagem de fração fina, não basta a granulometria para caracterizá-los, pois suas propriedades plásticas dependem de outros parâmetros.

A plasticidade é normalmente definida como uma propriedade dos solos, que consiste na maior ou menor capacidade de serem eles moldados, sob certas condições de Teor em água, sem variação do volume.

Em outras áreas da Engenharia, o comportamento plástico dos materiais se baseia nas características de tensão e deformação. Assim é que um corpo quando recupera a forma e o volume inicial é chamado de *elástico*, ao contrário, quando o corpo não recupera o seu estado original quando se cessa a ação deformante, é dado como *plástico*. Observe que, os conceitos de elasticidade e plasticidade não são absolutos, isto é, o facto de um corpo se comportar como elástico ou como plástico depende da intensidade das forças e do grau de precisão aplicados sobre ele. Como exemplo temos o aço doce, largamente utilizado na construção civil, que se comporta como elástico até certo ponto, após este ponto ele passa a ter características plásticas (Caputo, 1976).

3.1.3.1. Limites de Atterberg

Quando a Teor em água (h) de um solo é muito elevada, ele se apresenta como um fluido denso e se diz estar no estado líquido. À medida que a água evapora, o solo se endurece, e para uma certa h igual ao Limite de Liquidez (LL), perde sua capacidade de fluir, porém pode ser moldado facilmente e conservar sua forma, o solo agora está em seu estado plástico. Continuando a perder Teor em água, o solo deixa seu estado plástico até que, h igual ao Limite de plasticidade (LP), o solo se desmancha ao ser trabalhado, chamado de estado semi-sólido. Agora com menos Teor em água, o solo dá a passagem para o estado sólido, o limite entre estes dois estados é um teor de Teor em água h igual ao limite de contração (LC) (Caputo, 1976).

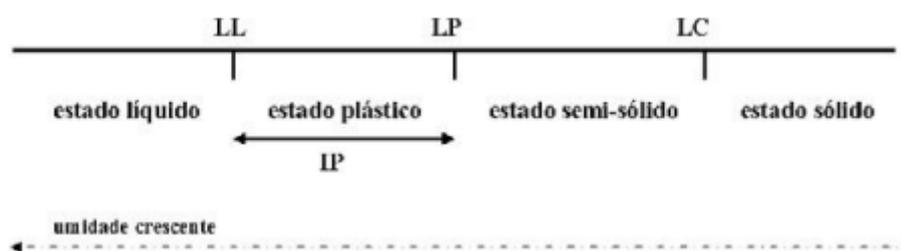


Figura 9 – Representação gráfica dos limites de consistência.
<<http://www.civilnet.com.br/Files/MecSolos2/MEC.SOLOS.I.2011/CAP5.pdf>>

Estes limites permitem, de uma maneira simples e rápida, dar uma ideia bastante clara do tipo de solo e suas propriedades.

3.1.3.2. Limite de liquidez

Para determinar o Limite de Liquidez (LL) utilizamos o aparelho de casagrande, que corresponde a um prato de latão, em forma de concha, sobre um suporte, o cinzel utilizado para o ensaio varia com o tipo de solo que estamos estudando, argiloso ou arenoso.

Este ensaio deve ser realizado pelo menos 6 vezes para que possamos traçar a linha de escoamento do material, que varia de 6 a 45 golpes no aparelho de casagrande, a cada ensaio devemos variar a Teor em água (h) em cada um.

O ensaio consiste em preparar as amostras em um recipiente a parte do aparelho de casagrande, só nos importando em manter a massa uniforme. Depois devemos transferir uma parte do solo preparado para o aparelho até que ocupe $\frac{2}{3}$ de sua área,

então devemos passar um dos cinzéis apropriados no meio do solo, de ponta a ponta. O aparelho de casagrande deve ser calibrado para que cada golpe caia de uma altura de 1cm a uma velocidade de dois golpes por segundo. O que vai indicar que o ensaio acabou é quando a uma parte do sulco, feito com o cinzel, se fechar em um comprimento de 1cm, acontecendo isso, guardamos o número de golpes e separamos a parte do solo que se juntou no fim do ensaio, para que possamos determinar seu teor em água.

Por definição, o Limite de Liquidez (LL) do solo é o teor de Teor em água para o qual o sulco se fecha com 25 golpes.



Figura 10 - Aparelho de Casagrande do laboratório IPNLabGeo.

A resistência do solo ao fechamento do sulco, medida pelo número de golpes requeridos, provém da sua “resistência ao cisalhamento” correspondente a Teor em água que apresenta.

3.1.3.3. Limite de Plasticidade

Para este limite ainda não foi possível, ao contrário do que acontece para o LL, mecanizar satisfatoriamente esse ensaio.

O Limite de Plasticidade (LP) é definido de forma manual, onde devemos separar 10g de amostra e rolá-la sobre uma superfície de vidro com o intuito de que ela tome a forma de um cilindro de diâmetro de 3mm (Caputo, 1976).

Caso ela se quebre antes de atingir esse tamanho, devemos adicionar mais água e repetir o ensaio até atingirmos o diâmetro desejado, quando isto acontecer devemos definir sua Teor em água.



Figura 11 - Ensaio de limite de plasticidade.

3.1.3.4. Índice de plasticidade

Denomina-se índice de Plasticidade a diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade:

$$IP = LL - LP \quad (8)$$

Ele define a zona em que o terreno se acha no estado plástico e, por ser máximo para as argilas e mínimo para as areias, fornece o critério para se ajuizar do caráter argiloso de um solo, assim, quanto maior for o IP, tanto mais plástico será o solo (Caputo, 1976).

Os solos podem ser classificados como:

- Fracamente plástico..... $1 < IP < 7$

- Medianamente plástico..... $7 < IP < 15$
- Altamente Plástico..... $IP > 15$

Materiais como areia que não apresentam plasticidade, considera-se o índice de plasticidade nulo e escreve-se $IP = NP$, que significa não plástico.

Uma pequena percentagem de matéria orgânica pode elevar o valor de LP, sem elevar o LL, por isso apresentam um baixo IP. Ainda quanto maior for o Índice de plasticidade mais compressíveis serão as argilas.

3.1.4. Compactação do solo

Entende-se por compactação de um solo, o processo manual ou mecânico de reduzir o volume de seus vazios, ou seja, aumentar sua resistência, tornando-o mais estável.

A compactação do solo não só visa aumentar as características como a resistência, mas, também, nos seguintes aspectos: condutividade hidráulica, compressibilidade e absorção de água.

Sabe-se hoje que o aumento do peso específico de um solo, produzido pela compactação depende fundamentalmente da energia dispendida e do teor de Teor em água no solo. Observe que “compactação” é a expulsão de ar, e “adensamento” a expulsão de água.

Quando se realiza a compactação de um solo, variando a Teor em água para uma dada energia, obtemos a curva de variação de peso específico (γ), em função do teor em água (h), tendo o aspecto indicado na Figura 12.

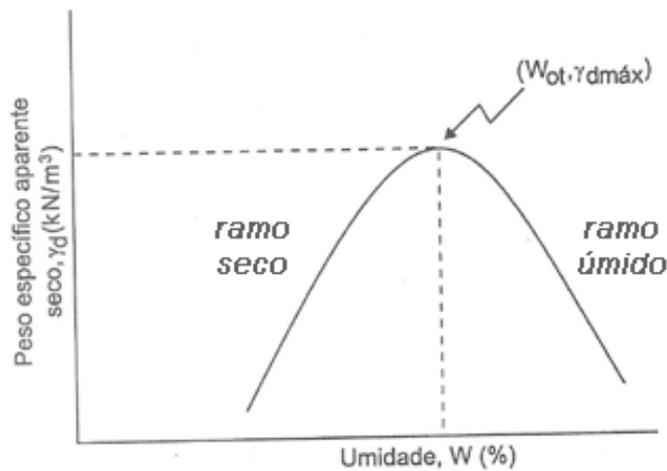


Figura 12 – Aparência característica de uma curva de compactação.
 <<https://www.escolaengenharia.com.br/compactacao-de-solos>>

Para traçarmos a curva de compactação utilizamos a equação número 9.

$$\gamma d = \frac{\gamma n}{1+h} \quad (9)$$

Onde:

γd = Peso específico do solo seco(kg/m³);

γn = Peso específico natural do solo(kg/m³);

h = Teor em água.

No gráfico ainda possuímos os termos:

h_{ot} = Teor em água ótimo;

$\gamma d, \text{ máx}$ = Peso específico aparente máximo(kg/m³).

Analisando o gráfico, a curva nos mostra que há um determinado ponto para qual γd é máximo com sua h_{ot} . Para cada solo, sob uma dada energia de compactação, existem, então, uma Teor em água ótima e um peso específico aparente máximo.

O comportamento do solo pode ser explicado considerando que à medida que cresce o teor de Teor em água, até um certo valor (h_{ot}), o solo se torna mais trabalhável, daí

resultando γ_d maiores e teores de ar menores. Como, porém, não é possível expulsar todo o ar do solo, a curva de compactação nunca alcançará a curva de saturação (Volume de ar = 0), justificando-se assim a parte descendente da curva de compactação.

Obtemos a curva de saturação da seguinte equação:

$$\gamma_d = S * \frac{1+h}{1+e} * \gamma_a \quad (10)$$

Onde:

S = Grau de saturação;

γ_a = Peso específico da água (kg/m³).

e = Volume de vazios.

Considerando volume de vazios sendo igual o volume de água (volume de ar = 0), para o peso específico aparente (γ_d) temos:

$$\gamma_d = \frac{S}{(1+h)*S} * \gamma_a \quad (11)$$

Ainda da equação (11) podemos tirar outra que nos permite calcular o teor em água necessária para saturar um solo:

$$h = \left(\frac{\gamma_a}{\gamma_s} - \frac{1}{S} \right) * 100 \quad (12)$$

3.1.4.1. Ensaio de Proctor

O ensaio original para determinar o teor em água ótimo e o peso específico máximo de um solo é o Ensaio de Proctor, proposto em 1933, por um engenheiro americano que lhe deu o nome.

Hoje em dia ele é conhecido como “Ensaio de Proctor normal”, que consiste em compactar uma amostra dentro de um recipiente cilíndrico, com aproximadamente 1000cm³, em três camadas sucessivas, sob a ação de 25 golpes de um pilão, pesando 2,5kg, caindo de uma altura de cerca de 30cm, exemplificado na figura 13.

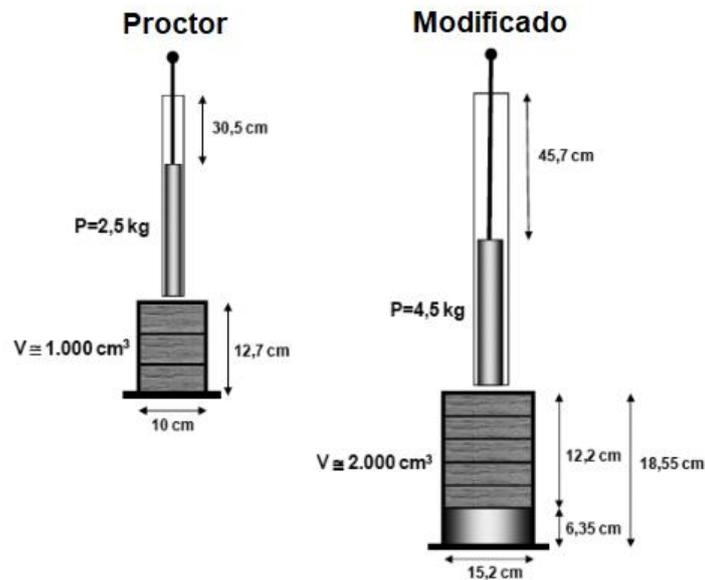


Figura 13 – Diferentes tipos do ensaio de Proctor. <<http://www.suportesolos.com.br/blog/compactao-de-solos-ensaios-geotcnicos-o-ensaio-e-as-energias-de-compactao/68/>>

O ensaio deve ser repetido para diferentes valores de teor em água, determinando para cada um deles o peso específico aparente. Com os valores obtidos podemos traçar uma curva $\gamma_d = f(h)$, de onde, como vimos, iremos obter o ponto correspondente a h_{opt} e γ_{dmax} .

Para obtenção da curva é necessário realizar o ensaio pelo menos 5 (cinco) vezes, procurando-se fazer 2 (dois) na zona seca, ramo à esquerda da curva, 2 (dois) na zona úmida, ramo direito da curva, e 1 (um) mais próximo do que se imagina que seja o ponto de teor em água ótimo.

Para cada energia de compactação podemos obter a curva de um aspecto diferente, no Ensaio de Proctor normal temos uma energia de $0,06 \text{ Nm/m}^3$, que pode ser calculado pela fórmula:

$$E = \frac{P \cdot h \cdot N \cdot n}{V} \quad (13)$$

Onde:

E = Energia específica de compactação (Nm/m^3);

P' = Peso do soquete (N);

h' = Altura de queda do soquete (m);
 N = Número de golpes por camada;
 n = Número de camadas;
 V = Volume do solo compactado (m^3).

Proctor estudou este ensaio para os casos práticos da época. Hoje em dia, já obtemos equipamentos de compactação com maior capacidade de carga, então tornou-se necessário alterar as condições do ensaio, para manter a indispensável correlação com o esforço de compactação no campo, surgindo assim o Ensaio de Proctor modificado.

No novo ensaio isto é feito em cinco camadas, sob a ação de 25 golpes de um peso de 4,5 kg, caindo de uma altura de 45 cm. A energia específica de compactação, para estes novos parâmetros, da aproximadamente $0,025 \text{ Nm}/m^3$. O modo como as diferentes intensidades de energia influencia os resultados está exemplificado na figura 14.

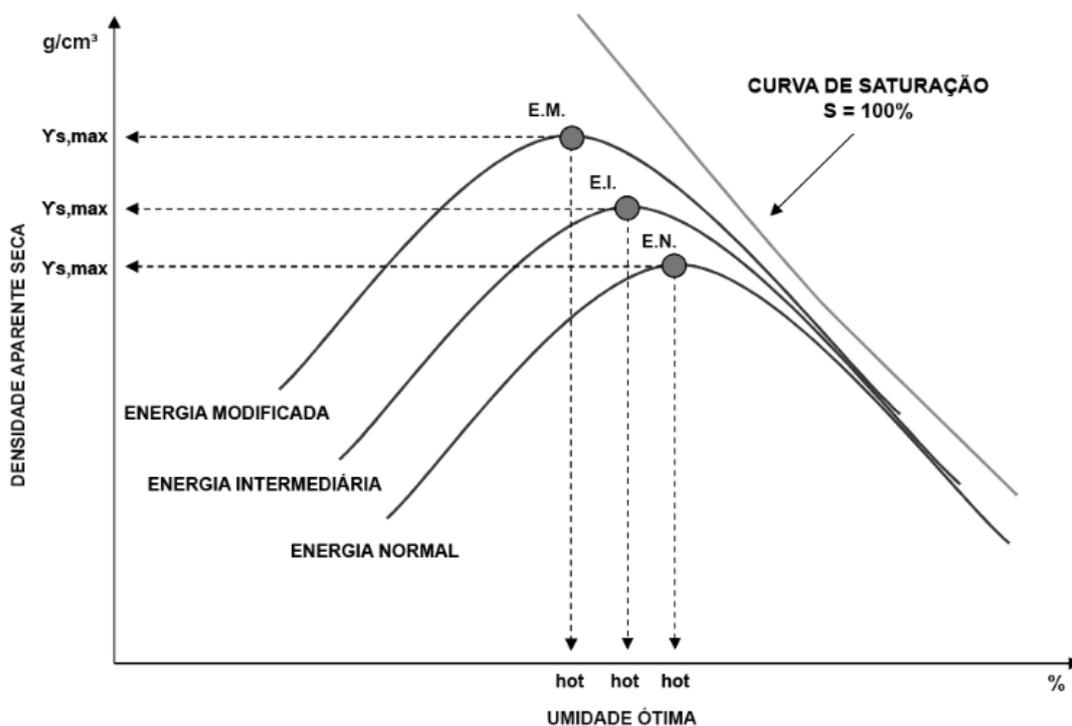


Figura 14 – Influência da energia de compactação sobre o resultado do ensaio. Fonte: <http://www.suportesolos.com.br/blog/compactao-de-solos-ensaios-geotcnicos-o-ensaio-e-as-energias-de-compactao/68/>

Deste ensaio podemos tirar o peso específico seco do solo junto com seu teor em água ótimo, através da fórmula da equação 14:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{h+100} * 100 \quad (14)$$

Onde:

γ_d = Peso específico do solo seco (kg/m^3);

γ_h = Peso específico do solo húmido (kg/m^3);

h = Teor em água.

Percebe-se que o cálculo aqui demonstrado é muito semelhante ao descrito no item sobre o peso específico, o ensaio de Proctor nos fornece uma amostra, quando pesada, que contenha apenas água e solo, pois durante o ensaio os vazios preenchidos por ar acabam por serem compactados.

Amplitude de variação do peso específico de solos húmidos compactados:

- Solos argilosos: 19 a 21 kN/m^3 ;
- Solos arenosos: 19 a 20 kN/m^3 .

3.1.4.2. Ensaio CBR (California Bearing Ratio)

O ensaio CBR é muito utilizado para verificar a capacidade de suporte de um solo, que nos permite determinar a espessura adequada para pavimentos. Este consiste em determinar a força necessária para que um pistão penetre no solo até uma certa profundidade.

Podemos realizar este ensaio de diversas formas:

- Compactação do solo em laboratório: visa a obtenção de elementos para dimensionamento de pavimentos;
- Amostras intactas: é realizada quando as condições naturais serão as predominantes;
- Diretamente no solo: são realizadas para controle da obra e verificação da homogeneidade da plataforma.

O ensaio é dividido em 3 (três) partes, a de compactação, quando necessária, a de expansão, e a de penetração, vamos a uma breve explicação de cada uma dessas etapas.

Na etapa de compactação temos nada menos que o preparo da amostra, onde devemos compactar a amostra com o teor em água ótimo, calculada de um ensaio de Proctor, em um molde grande, com 152mm de diâmetro e 178mm de altura.



Figura 15 - Deflectômetro do laboratório do IPNLabGeo.

Os moldes preparados, passamos para a parte de expansão, onde eles devem ficar mergulhados em um tanque de água durante 4 dias com um deflectômetro, para medir a expansão ou contração do solo. Esta medida está diretamente relacionada com os pavimentos, pois solos com expansão até 3% podem ser utilizados como sub-leitos, até 2% como sub-bases e até 1% como base para pavimentos.

Cálculo da expansão:

$$Expansão = \frac{L_f - L_i}{H} * 100 \quad (15)$$

Onde:

Lf = Leitura no deflectómetro ao fim do período de expansão;

Li = Leitura no deflectómetro ao início do período de expansão;

H = Altura do provete antes da imersão.

O valor de H deve ser constante devido a presença do disco espaçador, ou seja, H é o valor da altura do disco espaçador.

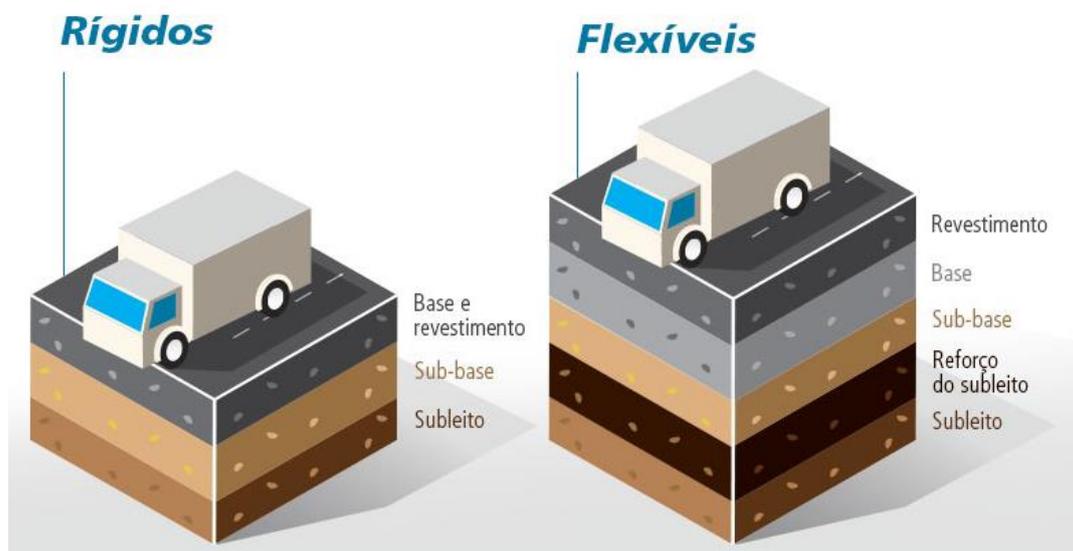


Figura 16 – Diferentes layouts para cada tipo de pavimento. Fonte: <https://www.mapadaobra.com.br/inovacao/pavimento-rigido-para-corredores-de-onibus/>

Após os quatro dias submersos em água passamos para o teste de penetração. Com a amostra ainda enclausurada, colocam-na em um aparelho que deve imprimir uma força contínua de 1,25mm/min, em um pistão de 5 cm de diâmetro. Deve-se então medir a força em certos pontos da penetração, cada laboratório define os seus pontos de interesse, mas todos devem constar os pontos de 2,5mm e de 5mm.

Com o ensaio realizado podemos construir um gráfico força versus penetração e o cálculo do CBR do solo.

$$CBR = 100 * \frac{x}{y} \quad (16)$$

Onde:

x = força, em quilogramas-força, correspondente ao ensaio;

y = força, em quilogramas-força, correspondente a um ensaio padrão.

Os valores do ensaio padrão podem ser vistos no quadro 6.

Quadro 6 – Valores padrões para o ensaio CBR.

Penetração (mm)	Força (kgf)
2,5	1355
5,0	2033

Como já mencionado devemos calcular o índice CBR para as penetrações de 2,5mm e 5mm, caso o índice seja maior para a penetração de 5mm, devemos repetir o ensaio, caso o resultado se confirme adotamos o valor de CBR correspondente a penetração de 5mm.

É difícil fazer uma previsão dos valores de CBR sabendo o tipo de solo que estamos trabalhando, porém podemos ter uma ideia, para solos muito finos, siltosos e argiloso esperamos um índice de CBR menor que 6%, em solo arenosos algo que varia entre 8% e 20% e para solos mais grosseiros ou bem graduados valores até 50%.

Para pavimentos flexíveis é esperado um valor de CBR maior que 12% e para pavimentos rígidos um valor maior que 8%, porém, se os valores do solo ensaiado não cumprirem estes requisitos é necessário dimensionar um reforço para o sub-leito. Podemos ainda ter uma ideia em que partes do pavimento estes solos podem ser reutilizados a partir de seu valor de CBR, como visto no quadro 7.

Quadro 7 – Classes de solos para fundação de pavimentos (Modificado de Prates & Santos 1996).

CBR(%)	Reutilização		
	Corpo	Leito	Sub-base
< 3	Não	Não	Não
$3 \leq x \leq 5$	Sim	Não	Não
$5 \leq x \leq 10$	Sim	Não	Não
$10 \leq x \leq 20$	Sim	Sim	Não
$20 \leq x \leq 40$	Sim	Sim	P.
$x \geq 40$	Sim	Sim	Sim

P. – Uso possível

3.2. Investigações in-situ

3.2.1. Resistência do solo

3.2.1.1. Penetrômetro dinâmico

Este ensaio consiste na cravação dinâmica de uma ponteira cônica por ação da queda de um pilão de massa e altura de queda pré-estabelecidas. Contabiliza-se o número de pancadas/quedas, para cada intervalo de penetração, que é definido para cada ensaio.

Ensaio realizados com equipamentos de diferentes configurações (leigos e pesados) e com tipos de acionamentos muitas variáveis (manual, pneumático, mecânico).

- PDL - Penetrômetro dinâmico leve (Dynamic Probing Light);
- PDM - Penetrômetro dinâmico médio (Dynamic Probing Medium);
- PDP - Penetrômetro dinâmico pesado (Dynamic Probing Heavy);
- PDSP - Penetrômetro dinâmico super pesado (Dynamic Probing Super Heavy).

Quadro 8 – Parâmetros para cada tipo de teste de Penetrómetro dinâmico. (Quadro adaptado do site <
<https://fenix.ciencias.ulisboa.pt/downloadFile/844562369085737/ENSAIOS%20IN%20SIT>>

Ensaio	Profundidade max. (m)	Massa do Pilão (kg)	Altura da queda (m)	Intervalo N (cm)	Área do Cone (cm ²)
PDL	8	10	0.5	10	10
PDM	20	30	0.5	10	10
PDP	25	50	0.5	15	15
PDSP	>25	63.5	0.75	20	20

Os penetrómetros dinâmicos são muito parecidos com os ensaios SPT (Standard Penetration Test), a diferença está na substituição do amostrador, do SPT, por uma ponteira cônica, de dimensões padronizadas, cuja secção transversal é de dimensão superior a secção transversal das varas, também o fato de o ensaio ser realizado de forma contínua. Com esta última característica este ensaio permite o estabelecimento de um perfil contínuo de resistência do solo, seu valor pode ser obtido da equação 17 (Magda Roque, 2015).

$$qr = \left(\frac{N}{e}\right) * \left(\frac{M^2 * h'}{s * (M+P)}\right) \quad (17)$$

Onde:

qr = Resistência do Solo (kg/cm²);

N = Número de pancadas/quedas;

e' = Avanço/ intervalo de penetração (cm);

M = Massa do Pilão (kg);

h' = Altura de queda (cm);

s = Secção do cone (cm²);

P = Massa do Penetrómetro (Varas - kg).

Nestes ensaios, em específico os penetrómetros dinâmicos super pesados, deve-se realizá-lo em uma certa localidade até que o número de pancadas/quedas se iguale a 100 em um mesmo avanço de 0.20m, pois com esse número de pancadas já podemos assumir um solo denso e consistência dura. E se o ensaio terminar antes de 1 metro de profundidade, deve ser realocado a uma distância de 1 metro e reexecutado, para

verificar de que não fora somente algo impedindo seu avanço, como uma rocha ou uma raiz.

3.2.1.1.1. Relação entre SPT e Penetrômetros dinâmicos super pesados

O ensaio SPT, Standard Penetration Test, é executado de forma muito similar ao Penetrômetros dinâmicos super pesados, porém, apresenta as seguintes diferenças em sua execução:

- Necessária à exceção de um furo para que o teste comece um solo não alterado;
- Por conta da escavação do furo e das características de sua ponteira, o SPT permite a recuperação de amostras;
- Variação da penetração desejada, sendo de 0.2m no PDSP e de 0.30m no SPT;
- O número de pancadas para terminar o ensaio SPT é de 50;

Apesar de suas diferenças, em sua parte operacional, ambos os testes têm como objetivo a tentativa de descrever a resistência do solo onde foram utilizados. Mas então o que os realmente os diferencia, para que sejam ou não utilizados em obras?

Alguns estudos como o do (MacRoberts et al., 2011), para solos arenosos, e de (Vidal & Boopp.,2014), para solos finos, nos mostram que apesar do SPT ser um pouco mais errático em seus números e resultados, ainda sim, possui uma boa correlação com os ensaios de Penetrômetros Dinâmicos Super Pesados, porem são necessárias correções dependendo do material ensaiado. Portanto, a escolha de qual dos dois métodos a ser utilizado vai da disponibilidade de equipamento e da necessidade de recolha de material da maioria dos locais a serem ensaiados. O autor (MacRobert, 2017), com ensaios em solos arenosos, fazendo uma análise direta do trabalho de (MacRoberts et al., 2011), nos confirma que é impossível obtermos uma única equação de correlação e que estas só podem ser utilizadas como uma forma de estimativa e nada mais.

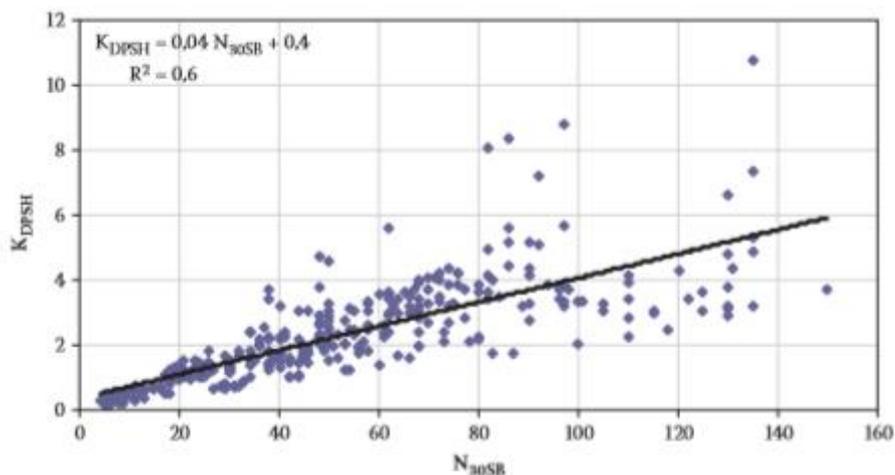


Figura 17 – Correlação entre SPT e PDSP obtida por MacRoberts et al. (2011).

3.2.2. Trincheiras e poços

Segundo (Vallejo, 2002) consistem em escavações realizadas por meios mecânicos, que permitam a observação direta do terreno até certa profundidade, assim como a tomada de amostras de grande volume. Possuem a vantagem de permitir um acesso direto ao terreno, podendo avaliar as mudanças litológicas, estruturais, descontinuidades. O que vai diferenciar uma trincheira de um poço, é de que o primeiro possui um comprimento maior, enquanto no segundo possuía apenas o tamanho da pá da escavadeira.

Porém este método possui algumas limitações:

- As profundidades geralmente não ultrapassam de 4 metros;
- A presença de água limita a sua utilidade;
- Deve ser possível escavar por meio mecânicos;
- Não se devem empregar métodos para segurar as paredes das trincheiras.

Os resultados deste tipo de reconhecimento/estudo se dão por planilhas indicando a profundidade, continuidade dos níveis, descrição litológica, descontinuidades, se foi tomada amostra e se havia alguma presença de água.

3.2.3. Trados

Segundo (Vallejo, 2002) o uso de trados se dá em solos brandos e coesivos, não sendo possível a utilização em solos duros ou rochas. As suas vantagens são seu baixo custo de operação e a agilidade para montagem dos equipamentos.

Este tipo de perfuração nos permite ter uma precisão de $\pm 0.5\text{m}$ na diferenciação entre os níveis atravessados. A amostra obtida é sempre alterada, algumas sondas específicas conseguem retirar amostras inalteradas, chamadas de sondas ocas.

Existem trados manuais, que podem atingir profundidades de 2 a 4m com diâmetro entre 1 e 2 polegadas, e os mecânicos, que chegam até 40m de profundidade e diâmetros de até 8 polegadas.

3.3. Classificação dos Solos

Como resultado esperado, uma conclusão para todo o trabalho realizado, temos a classificação do solo estudado, esta classificação dará um nome ao solo, quanto a sua composição de finos e grossos, suas qualidades plásticas e expansivas, e ainda na classificação teremos uma ideia de em quais atividades práticas este solo é recomendado ou possível de ser utilizado. Neste caso utilizaremos três classificações diferentes:

- E 240 - 1970: Classificação dos solos para rodovias: Norma portuguesa com um resultado contendo um nome para o solo mais seu comportamento como camada abaixo do pavimento.
- D 2487 - 93: Classificação do solo para uso na Engenharia: Norma internacional que traz uma classificação padronizada, criada pela ASTM, que com o seu resultado pode ser utilizado em normas de outros países para as diversas utilizações.
- Caderno de encargos terraplenagem: No capítulo 14 deste manual português encontramos uma classificação para solos utilizados em aterros, se são recomendados ou não para uso, a partir da classificação feita pela norma D 2487 - 93.

3.4. Fundações

Por se tratar de um estudo de um solo para fins de se colocar também fundações, vamos abordar um pouco sobre esta teoria e quais dos resultados obtidos nos itens anteriores afetam esta parte da construção e dimensionamento das fundações.

Podemos definir fundações como a parte da estrutura responsável por transmitir ao terreno a carga da obra sobre ele. Quando estudamos esta parte de uma obra, as fundações, devemos nos atentar as seguintes partes:

- Estudo do terreno;
- Cálculo das cargas atuantes sobre a fundação.

Com estes dados, prosseguimos a escolha do tipo de fundação, com os seguintes itens a serem validados:

- O terreno deve ser capaz de aguentar as cargas da obra sem ruptura;
- As deformações das camadas do solo devem acompanhar a deformação da fundação;
- A execução das fundações não deve causar danos às estruturas vizinhas;
- A escolha da fundação deve visar também o aspecto econômico.

Isto feito pode-se seguir para o detalhamento e dimensionamento das fundações.

3.4.1. Consolidação

Todos os materiais sofrem alguma deformação quando é aplicada pressão sobre ele, e quase todos obedecem às leis de Hooke, o que não é o caso da maioria dos solos, essas afirmações são a base para começarmos a entender o efeito de consolidação dos solos. Estudos mal executados podem levar a acidentes ou até “eventos” históricos, como a torre de Pisa. Isso se deve por causa do assentamento diferencial, que é quando uma parte da estrutura fica mais rebaixada que outra, resultando em esforços estruturais inesperados e, nos casos mais acentuados, pode levar toda a obra à ruína.

O assentamento/consolidação/recalque geralmente é causado por cargas, embora, possa ocorrer pela drenagem do solo ou por vibração. Como as propriedades do solo variam de forma muito rápida em um terreno, inevitavelmente uma construção poderá

sofrer algum recalque diferencial, se as fundações forem apoiadas em solos com características muito diferentes, isso acaba por ser negligenciado, porém, esta diferença de consolidação do solo deve ser dada muita importância, pois se for em demasia pode comprometer a estrutura como um todo.

3.4.2. Contenções

Estruturas de retenção de terra, ou contenções, são dimensionadas para dar suporte lateral para uma massa de solo instável. Exemplos dessas estruturas são bem fáceis de serem encontradas, iremos apresentar algumas com suas características.

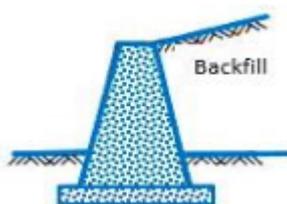


Figura 18 – Muro de Gravidade. (Yadav et al, 2018)

- Muro de gravidade é um termo geralmente utilizado para indicar uma parede de alvenaria ou concreto, da qual a estabilidade depende de seu próprio peso. A Figura 19 representa uma “Semi Gravity wall”, que necessita de mais reforços em sua estrutura do que uma convencional, mostrada na Figura 18.

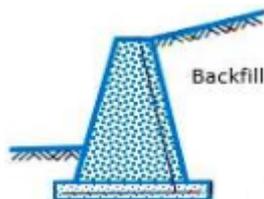


Figura 19 – Semi Gravity-wall. (Yadav et al, 2018)

- Muro com sapata representa uma escolha econômica e valiosa para soluções de muros de retenção que se estendam de 6 a 8 metros de altura. Esta estrutura consiste em uma laje de concreto como fundação e o muro vertical, muito bem reforçado devido às dimensões do muro. O peso do solo sobre a laje contribui significativamente para a estabilidade desta estrutura. Devido às suas dimensões deve-se ter maior cuidado em seu design.

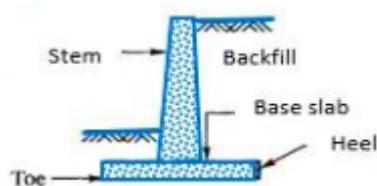


Figura 20 – Muro com sapata. (Yadav et al, 2018)

- Muro de grelha é uma estrutura de contenção feita com módulos montados por meio da sobreposição de peças de concreto, metal ou madeira. Estes módulos serão preenchidos por brita ou terra, criando uma estrutura que exerce a contenção por meio de gravidade. São usados em taludes cortados ou aterros, geralmente em obras rodoviárias. É uma estrutura de contenção considerada de baixo custo.
- Muro de contraforte difere dos dois primeiros exemplos, pois em uma de suas faces possui reforços estruturais, chamados de counterforts que dão nome a estrutura. Esta acaba por ser mais barata que o muro de sapatas, para estruturas maiores que 8 metros. Foi desenhada para reduzir os esforços cisalhantes sobre o muro, Figura 21.

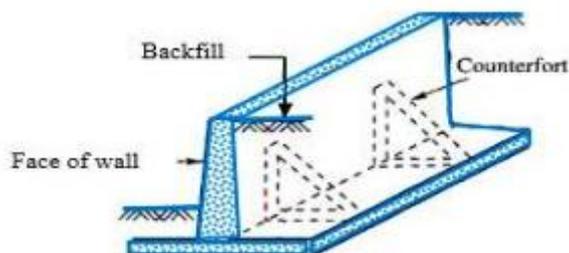


Figura 21 - Muro de contraforte. (Yadav et al, 2018)

Muros de contenção são submetidos a pressão do solo que ao qual eles estão dando estabilidade e a pressão de água que se acumula no solo. Para minimizar a pressão de água são instalados drenos ou outras formas que facilitem a percolação de água, reduzindo assim esta pressão e aumentando a segurança da estrutura.

3.5. Melhoramentos do solo

Nos últimos 30 anos ocorreu uma expansão significativa de técnicas geotécnicas para a solução de problemas no solo para os novos projetos de engenharia civil ou construções. Este crescimento foi ajudado pela necessidade de desenvolver bons solos em áreas urbanas (M.P.Moseley, 1993).

Quando os solos do local onde a obra irá ocorrer não apresentam características naturais favoráveis à construção, são necessárias medidas para melhorar suas condições.

- Técnica de vibração: Esta consiste, através da influência de vibrações, como o nome sugere, aumentar a densidade de solos não-coesivos. Isto acontece, pois, as vibrações forçam um rearranjo das partículas do solo, diminuindo o volume de vazios do solo e aumentando seu ângulo de atrito. O resultado desta técnica depende da forma e composição das partículas e da intensidade da vibração.



Figura 22 – Esquema de uma técnica de vibração.

- Compactação dinâmica: A técnica pode ser utilizada tanto em solo granulares quanto em coesivos, por isso conhecer bem o funcionamento do solo, mais experiência na utilização da técnica são essenciais. Substancialmente mais barato que outras técnicas, e alcançando maiores profundidades, a compactação dinâmica resulta em um aumento de densidade do solo. A técnica consiste em simplesmente soltar uma massa sobre o solo, quanto maior a energia, mais profunda será a alteração no solo.

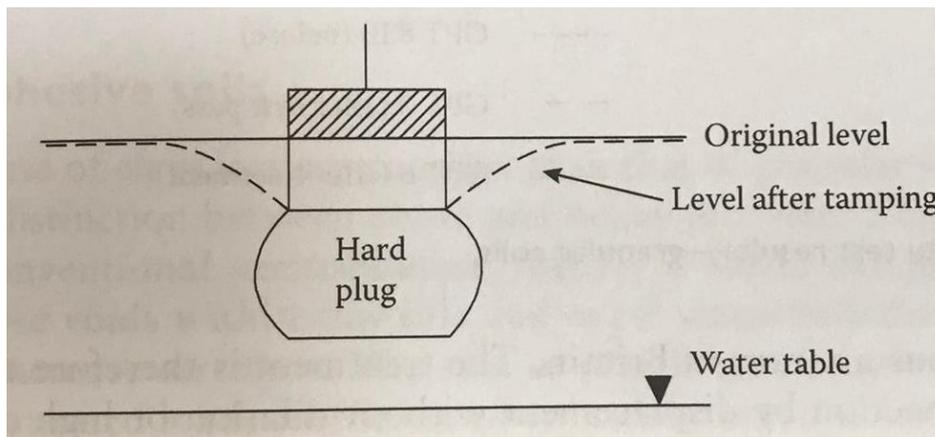


Figura 23 – Esquema da compactação mecânica.

- Drenos: Técnica desenvolvida para solos coesivos com baixa condutividade hidráulica e alto percurso para a água, o que resultaria em uma consolidação muito demorada do solo. Para diminuir o curso da água através do solo, são instalados drenos verticais, que consiste em filtros e canos no solo que facilitam que a água saia mais rapidamente do solo, mais precisamente de seus vazios, diminuindo o tempo de consolidação.

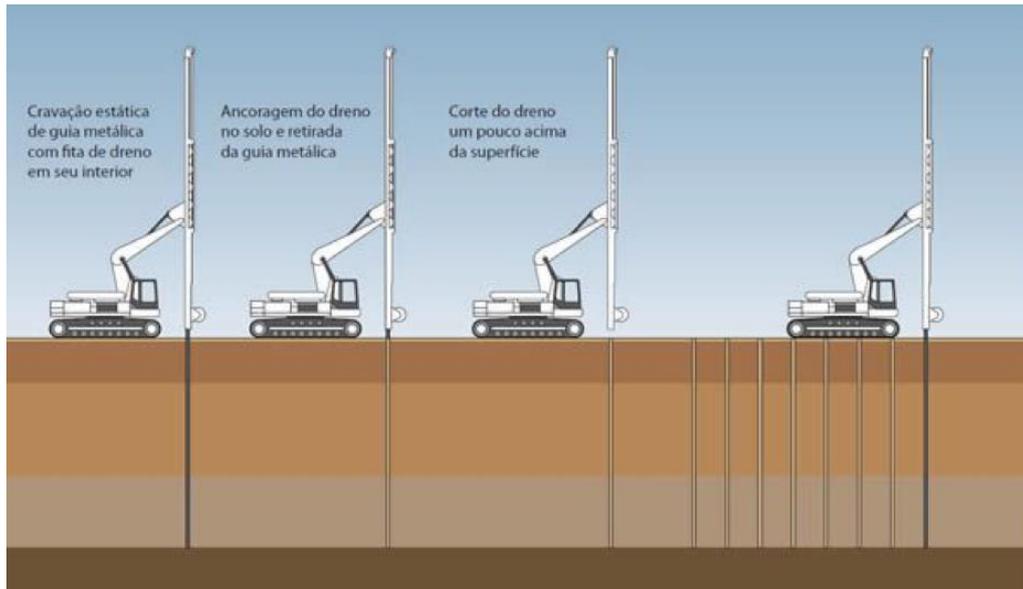


Figura 24 – Esquema de colocação de drenos no solo.

- Colunas de Cal: Técnica desenvolvida para melhorar a resistência de solos coesivos, que consiste em misturar o próprio solo com Cal, podemos utilizar outros materiais na mistura como cimento, cloreto de alumínio. Isto é feito por um equipamento específico, verticalmente em formas de colunas no solo, colunas estas com no máximo 15 metros de comprimento e 0,6m de diâmetro.

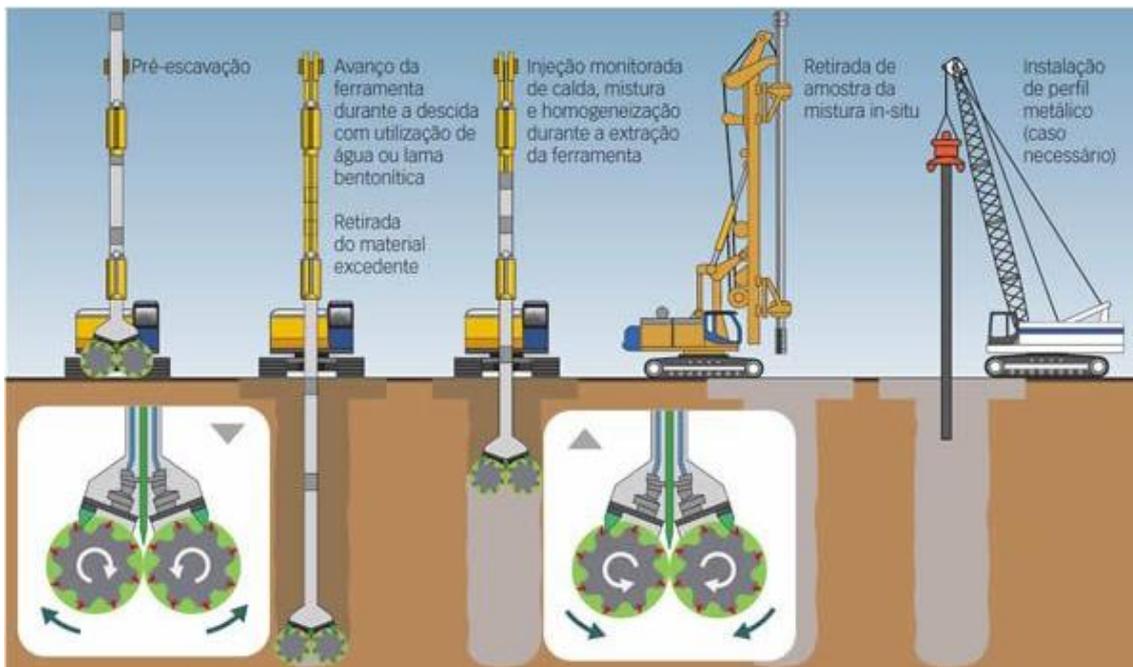


Figura 25 – Esquema de mistura de solo in-situ.

3.6. Outros ensaios

Por se tratar de um estudo em cima de um trabalho prático alguns ensaios de campo e de laboratório não foram utilizados na presente dissertação. Como é de se esperar, por terem sido “ignorados” nos trabalhos seus resultados não são tão cruciais para o resultado desejado, porém, eles podem nos trazer outras informações que dariam mais confiabilidade dos resultados já obtidos e para os trabalhos de campo quando a obra estiver sendo executada.

Neste item vamos tratar um pouco de sua parte teórica, como seriam executados e seus equipamentos, deixando um pouco de lado a teoria envolvida, e quais resultados eles poderiam nos trazer, informações adicionais e suas importâncias.

3.6.1. Geofísica

A prospecção geofísica tenta investigar o sub-solo a partir de parâmetros físicos, mais propriamente suas variações, fazendo uma correlação com parâmetros geológicos. São técnicas não destrutivas que abrangem uma grande área de cobertura, que acabam por complementar ensaios de campo mais diretos (Vallejo, 2002).

3.6.1.1. Métodos sísmicos

Estes métodos estudam a propagação de ondas sísmicas artificiais no terreno, estabelecendo uma relação entre a configuração geológica do subsolo. A velocidade de propagação das ondas depende basicamente das constantes elásticas e da densidade do meio. Os contatos entre camadas diferentes de solo definem superfícies de separação entre eles, onde as ondas sofrem refração, reflexão e difração. Existem dois métodos de estudo, o de refração e o de reflexão, para este estudo vamos olhar para o de refração, mais utilizado em estudos geotécnicos por serem mais baratos, e por já ser suficiente em sua descrição para profundidades rasas.

3.6.1.1.1. Sísmica de refração

Este ensaio consiste essencialmente em emitir, de um determinado ponto, ondas sísmicas geradas por um peso ou uma explosão, as quais são captadas por geofones.

Se colocarmos no eixo das abcissas as distâncias do geofones ao ponto de onde ocorreu a perturbação e em ordenadas o tempo que as ondas levam para serem

sentidas pelos geofones, obteremos duas retas, cada uma com sua declividade, indicando a velocidade da onda naquele solo, com isso podemos deduzir a profundidade da primeira camada utilizando a seguinte equação:

$$h'' = \frac{x'}{2} * \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \quad (18)$$

Onde:

h'' = Profundidade;

x' = Distância do local do choque para o primeiro geofone a perceber a diferença de velocidade;

v_1 = Velocidade da primeira camada, mais superior;

v_2 = Velocidade da segunda camada.

Para a grande parte dos solos a velocidade de propagação de ondas varia entre 150 a 2500 m/seg, os valores mais baixos correspondendo a areias soltas e, os maiores, para pedregulhos compactados, argilas apresentam valores intermediários. Para rochas sãs, as velocidades variam entre 2000 a 8000 m/seg.

A sísmica de refração é utilizada em trabalhos de engenharia geológica para a determinação de espessuras, estruturas do solo, capacidade dos materiais.

3.6.2. Sondagens geotécnicas

Segundo (Vallejo, 2002) a execução de sondagens, técnica mais comumente utilizada, consiste, de forma geral, na abertura de um furo no solo, normalmente revestido de um tubo metálico. A perfuração, consiste na degradação do solo, total ou parcial, permitindo a extração de amostras representativas das camadas atravessadas. À medida que a sondagem progride são retiradas amostras e registradas os diferentes níveis (cotas) em que aparecem camadas distintas, a presença de água e outras características que o engenheiro achar relevante para o projeto.

3.6.3. Softwares de interpretação

Visto que vivemos na era digital, onde cada dia mais temos mais recursos em nossos computadores, não podemos deixar de considerar a interpretação dos dados de campo e laboratório por softwares, alguns deles no mercado a pelo menos uma década, ou seja, com algum renome ou experiência com estes cálculos.

Apesar de alguns softwares de interpretação não terem sido utilizados nesta dissertação, ainda foram utilizados alguns para auxiliar em algumas partes do estudo, como por exemplo o AutoCAD® 2015, na elaboração dos planos de prospeção e mais tarde nos perfis do solo.

A sugestão não vem com uma forma de substituir ou facilitar o trabalho do engenheiro, mas sim, trazer mais confiança ao processo e em seus resultados, até porque a acurácia dos modelos simulados em computador, dependem dos dados inseridos pelo usuário.

4. Práticas e seus resultados

4.1. Investigações in-situ

Foram executados quatro tipos de trabalhos de campo distintos:

- Penetrómetros dinâmicos superpesados (PDSP – em verde);
- Trincheiras (TR – em amarelo);
- Trados (T – em rosa);
- Poços (P – em azul).

Estes, foram escolhidos devido os parâmetros de respostas que eles nos dão, tendo em mente as necessidades da obra a ser executadas. Nos próximos itens iremos descrever sua execução, problemas encontrados em campo e seus resultados.

Na Figura 26 temos a localização de onde foram feitos os ensaios, em cima da planta das instalações atuais.



Figura 26 – Local de execução as investigações in-situ, sobreposto a imagem do Google Maps.

4.1.1. Penetrómetro dinâmico superpesado (PDSP)

Aqui foram feitos 16 ensaios dentro da área da empresa, vale aqui o comentário de terem sido primeiro estipulados apenas 9, porém, por necessidade de maior detalhamento onde será construído o novo prédio decidiu-se aumentar esse número.

Na Figura 26 temos a distribuição dos locais de ensaio, que por terem seus pontos estabelecidos por satélite e posteriormente tomados as posições em campo com fita métrica, não estão exatamente em seu local estabelecido, entretanto, bem próximos.

Para a realização dos ensaios foi utilizado um equipamento da marca Pagani, o qual encontrou alguma dificuldade de locomoção devido à alta declividade do terreno mais os dias de chuva que se passaram durante os ensaios, que acabou impossibilitando a execução do PDSP3.

O Quadro 9 nos mostra as profundidades atingidas por cada ensaio, como já definido no item 3.1.2.1 os ensaios se davam por terminados quando o equipamento não conseguiu avançar 0,2m com 100 batidas. Os ensaios foram repetidos sempre que se obteve a nega próximo da superfície, caso do ponto número 7, o ponto número não fora repetido pois já havia passado de 1 metro de profundidade. O valor para o ponto número 7, disposto no Quadro 9, já representa a segunda execução.

Quadro 9 – Profundidades alcançadas para cada ensaio de Penetrômetro dinâmico.

Ensaio	Profundidade(m)
1	1,40
2	10,80
3	-
4	9,20
5	2,00
6	1,20
7	2,20
8	4,00
9	2,60
10	3,00
11	4,80
12	6,60
13	8,80
14	3,80
15	4,80
16	4,80

Este ensaio ainda pode nos indicar a presença de diferentes horizontes com o uso da interpretação dos gráficos de resultados, Figura 27. A resistência de cada um desses horizontes de solo pode ser usada para dimensionar as fundações, não sendo somente utilizada a de maior resistência, a qual o Penetrômetro não conseguiu penetrar.

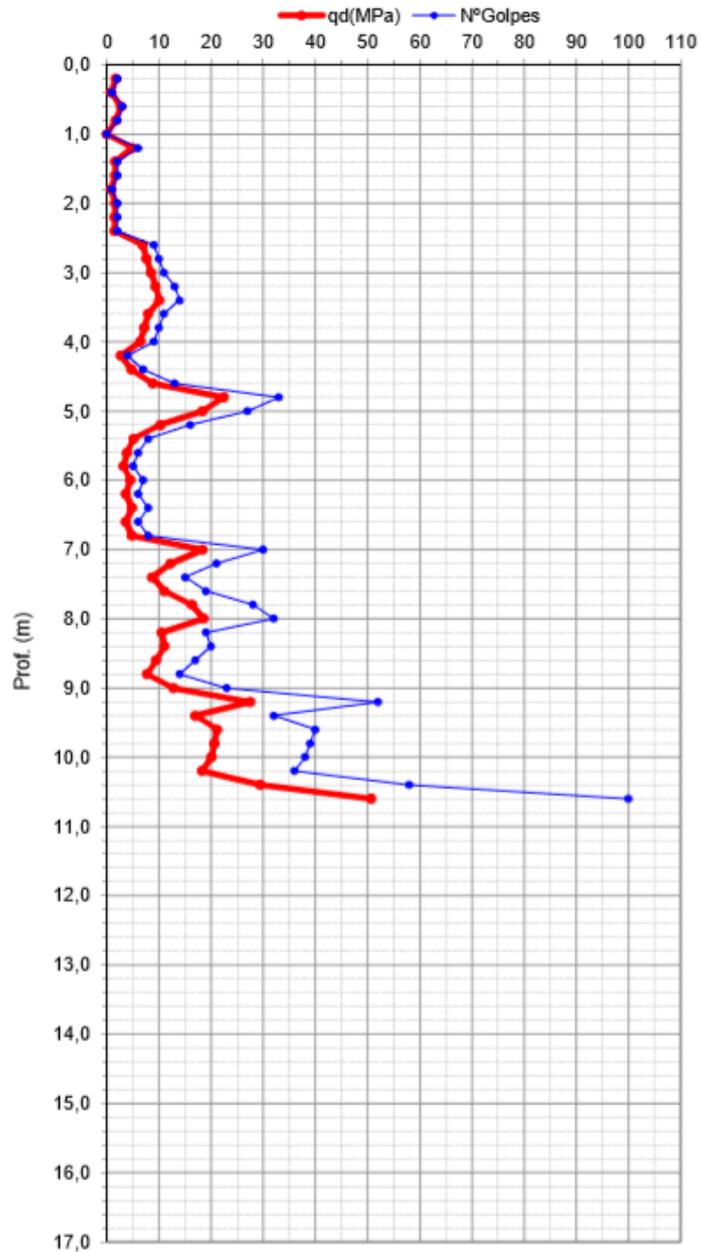


Figura 27 – Gráfico com o resultado de resistência do penetrômetro dinâmico de número 2.

4.1.2. Poços

Os poços foram executados somente nos nove primeiros pontos dos penetrômetros, já que os pontos de 10 a 16 se encontravam em local de passagem de carros e caminhões, impossibilitando a execução dos poços.

Escolheu executar este ensaio em cima dos locais onde foram realizados os penetrômetros para que se tivesse dados visuais dos locais ensaiados, mais a retirada de amostras, visto que em ensaios de penetrômetros não há recolha de material.

Para isso foi utilizado uma escavadora. O que definia o fim do ensaio/escavação era quando a escavadora já não conseguia avançar, apenas arranhando a rocha no fundo do poço.

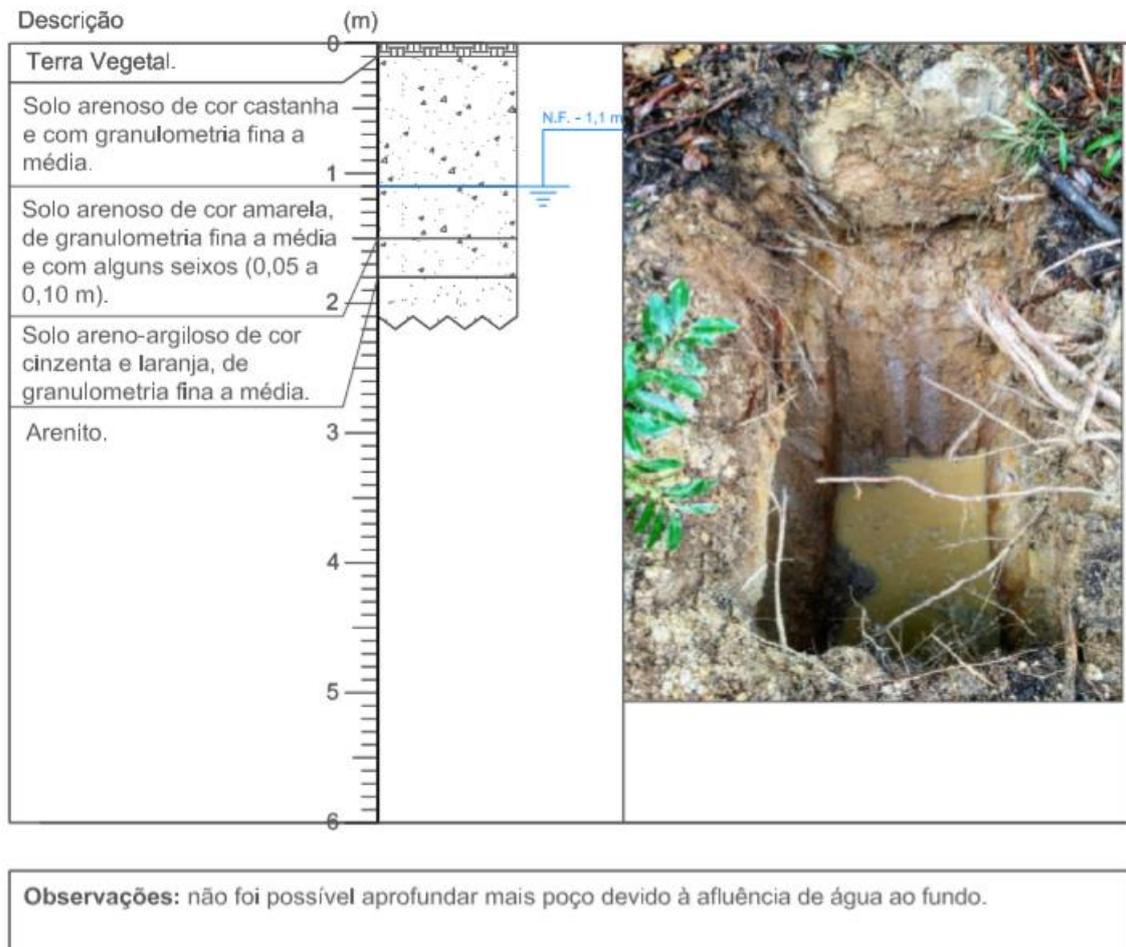


Figura 28 - Perfil descritivo do poço de número 5.

Na Figura 28 temos um exemplo de descrição de um poço, e no Quadro 10 a profundidade atingida por cada um deles. Podemos perceber que houve diferença de profundidade atingida pelo ensaio de DPSH e este, primeiro o braço da escavadora, dependendo do local, poderia chegar entre 6 e 7 metros de profundidade, já o penetrómetro fica limitado a 25 metros, ambos os ensaios são limitados pela ocorrência de rocha sedimentar(Arenito).

Quadro 10 – Profundidades alcançadas em cada poço escavado.

Nº do Poço	Profundidade(m)	Presença de água	Nível da água (m)
1	1,6	Não	-
2	3,2	Não	-
3	1,9	Não	-
4	1,7	Não	-
5	2,1	Sim	1,1
6	1,6	Não	-
7	2,3	Não	-
8	3,2	Sim	0,6
9	1,6	Sim	0,7

Pela descrição dos poços, percebemos uma grande variedade dos níveis do solo, sendo alguns visíveis em algumas localidades e em outras não. Além de perceber que na construção do prédio que já se encontra no local, a empresa que executou as tarefas, construiu um pequeno aterro, mais visível no poço número 2.

Essa grande variedade dos níveis em que encontramos os solos, a presença de solos colocados pelo homem, não necessariamente do local, nos mostra a importância deste estudo para ajudar a definir a profundidade e os locais da construção das fundações do prédio a ser construído. Sem estudo geotécnico aumentam-se as chances de um assentamento diferencial nas fundações, podendo comprometer as obras ou até a estrutura do prédio.

4.1.3. Trincheiras

Foram realizadas 4 (quatro) trincheiras, com o intuito de fazer uma ligação física-descriptiva entre as linhas de Penetrômetros/poços, quanto as camadas do solo e como elas se comportam pelo terreno. Para este trabalho utilizou-se a mesma máquina que para a execução dos poços.

4.1.4. Trados

Com a impossibilidade da execução de poços nos pontos de 10 a 16 tentou-se a execução de trados, pois os mesmos não danificariam tanto o asfalto ou abririam grande

buracos, não atrapalhando a passagem de carros e caminhões, porém, por característica do próprio equipamento, que funciona melhor em solos mais soltos, não conseguiu grandes avanços dentro do asfalto e mesmo dentro do próprio solo do local, sendo assim, nenhum foi executado em sua totalidade.

4.2. Laboratoriais

Para as análises laboratoriais foram utilizadas as seguintes normas:

- E 195 - 1966: Preparo do solo por via seca;
- E 198 - 1967: Determinação do CBR;
- NP 143 - 1969: Determinação dos limites de Atterberg;
- E 239 - 1970: Análise Granulométrica;
- E 197 - 1966: Ensaio de Compactação (Proctor).

Em campo foram coletadas 5(cinco) amostras de pelo menos 20kg cada uma, e decidiu-se enumerá-las de 30 até 34, sendo referidas como A30 até A34. Todas as cinco amostras passaram pelo processo descrito pela norma E195-1966. As amostras foram retiradas dos locais indicados na Figura 29 e no Quadro 11.



Figura 29 – Localização dos poços onde foram tomadas amostras.

Quadro 11 – Amostras com respectivos poços de origem.

Amostra	Poço
A30	1
A31	3
A32	5
A33	8
A34	9

As amostras foram recolhidas após a escavação do poço, mais propriamente da pilha de material formada pela escavadeira, resultando sempre uma mistura do material escavado, porem, sem a presença do material do fundo, diferenciado pela sua cor mais acizentada.



Figura 30 – Amostras para preparo no laboratório.

4.2.1. Preparação das amostras

A norma E 195 - 1966 nos indica como preparar as amostras para os ensaios, granulométricos e de limites, e da quantidade mínima para execução de cada um. Para ambos os ensaios devemos começar desagregando o material que veio do campo, e secando-o a temperatura ambiente.

Para o ensaio granulométrico tomamos como base a partícula de maior dimensão, a partir dela é definida uma massa mínima de material, quadro 12, que deve ficar retida no peneiro de abertura 2,00mm.

Quadro 12 – Massa mínima por amostra por diâmetro nominal da amostra.

Diâmetro nominal das maiores partículas (mm)	Massa mínima aproximada retida em 2,0mm(g)
9,51	500
19,0	1000
25,4	2000
38,1	3000
50,8	4000
76,1	5000

Disso tiramos que para cada amostra as maiores partículas tinham o diâmetro de:

- A30: 25,4mm;
- A31: 9,51mm;
- A32: 25,4mm;
- A33: menor que 9,51mm;
- A34: 25,4mm.

Nos ensaios de limites devemos tomar uma massa de amostra, 500g para o limite de liquidez e 100g para o limite de plasticidade, e passá-la no peneiro com abertura de 0,420mm, e do material passante devemos apanhar as seguintes massas para os ensaios:

- 100g para o limite de liquidez;
- 20g para o limite de plasticidade;

4.2.2. Granulometria

A norma E-239-1970 nos indica que o ensaio deve ser realizado da seguinte maneira. Devemos ter uma sequência de peneiras com as seguintes aberturas: 76,2mm(3"), 50,8mm(2"), 38,1mm(1 1/2"), 25,4mm(1"), 19,0mm(3/4"), 9,51mm(3/8"), 4,76mm(nº4), 2,00mm(nº10), 0,841mm(nº20), 0,420mm(nº40), 0,250mm(nº60), 0,105mm(nº140), 0,074mm(nº200).

A amostra a ser ensaiada deve ser dividida em duas partes entre a que fica retida e a que passa pela peneira de 2,0mm. Ambas são levadas a um agitador mecânico automático, Figura 31, por 15 minutos, depois são separadas manualmente por pelo menos 1 minuto, feito isso tomamos a massa retida em cada um dos peneiros.



Figura 31 – Agitador utilizado para a classificação granulométrica.

A diferença entre as partes passada e retida, é de que da parte passada em 2,0mm tomamos aproximadamente 100g que deve passar por uma lavagem contendo hexafosfato de sódio, passada em um peneiro com abertura de 0,074mm e então seca em uma estufa. A alteração da massa antes e depois da lavagem consideramos como a massa de material menor que 0,074mm.

Com o procedimento feito, temos o resultado da massa de amostra em cada peneiro, Quadro 13, e um gráfico com a distribuição granulométrica do solo, Figura 32.

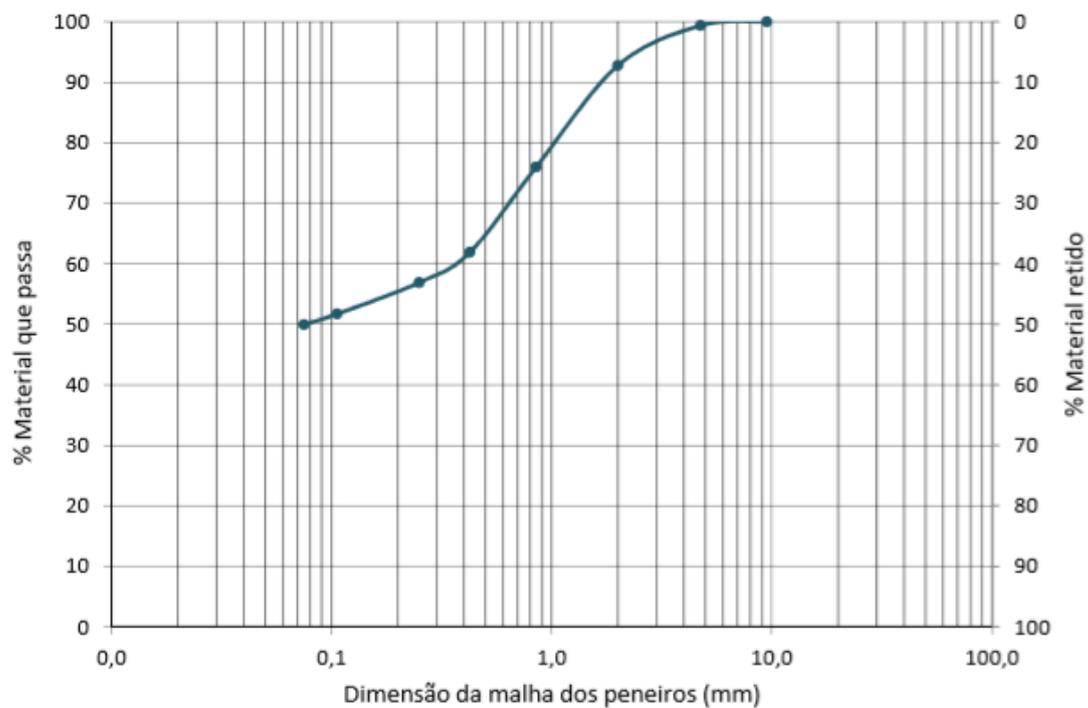


Figura 32 – Curva granulométrica da amostra A33.

Quadro 13 – Percentagem passada em cada peneiro para cada amostra.

P E R C E N T A G E M P A S S A N T E	Amostras	A30	A31	A32	A33	A34
		Massa(g)	10.771,6	2.036,1	5.572,6	3.045,5
	3"	-	-	-	-	-
	2"	100,0	-	-	-	-
	1 ½"	97,7	-	100,0	-	100,0
	1"	91,9	-	96,9	-	94,0
	¾"	90,7	100,0	95,7	-	91,8
	⅜"	86,6	99,4	92,9	100,0	88,2
	nº4	82,8	97,9	87,4	99,4	84,5
	nº10	74,2	82,6	71,6	92,8	72,4
	nº20	57,7	57,8	50,6	76,0	56,2
	nº40	42,4	40,3	38,3	61,9	41,0
	nº60	33,1	34,5	32,8	56,9	32,5
	nº140	23,6	30,5	27,7	51,7	24,2
	nº200	21,1	29,1	26,5	49,9	22,3

Deste primeiro ensaio podemos tirar algumas informações sobre as amostras ensaiadas. Uma delas é de que todas as amostras, exceto a A33, aparentam ter em boa parte de sua composição, maior parte das partículas acima de areia fina, com uma composição mais arenosa. Já a amostra A33 apresenta uma maior presença de finos.

Alguns autores como (Hazen, 1911), (Alyamani & Sen, 1993) e (Chapuis, 2004) fornecem algumas formas de cálculo para a estimativa da condutividade hidráulica dos solos a partir de suas distribuições granulométricas. No trabalho de (Ingrid et al., 2019) fica claro que ainda pode se fazer trabalho laboratorial para definir com precisão este índice, estas equações serviriam apenas como uma forma de estimativa.

Modelo de Hazen (1911):

$$K = C_H * (D_{10})^2 \quad (19)$$

Onde:

K = Condutividade hidráulica (cm/s);

C_H = coeficiente que varia de 1 a 1000 (empregado 100);

D_{10} = diâmetro efetivo do solo (cm).

Modelo de Alyamani & Sen (1993):

$$K = 1,505 * (I_0 + 0,025 * (D_{50} - D_{10}))^2 \quad (20)$$

Onde:

K = Condutividade hidráulica (cm/s);

D_{10} = diâmetro efetivo do solo (cm);

D_{50} = diâmetro médio do solo (cm);

I_0 – Intersecção (cm) formada ligando-se D_{50} e D_{10} e projetando-se no eixo do diâmetro das partículas.

Modelo de Chapuis (2004):

$$K = 2,4622 * (D_{10}^2 * \frac{e^3}{1+e})^{0,7825} \quad (21)$$

Onde:

K = Condutividade hidráulica (cm/s);

D_{10} = diâmetro efetivo do solo (cm);

e = índice de vazios.

Para as nossas amostras não foi possível o cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica segundo o modelo de (Chapuis, 2004) pois, em laboratório não foram determinados em laboratório alguns parâmetros para o cálculo do índice de vazios. No Quadro 15, temos os coeficientes calculados pelos outros dois métodos, os valores de D_{10} e I_0 foram calculados por regressão linear.

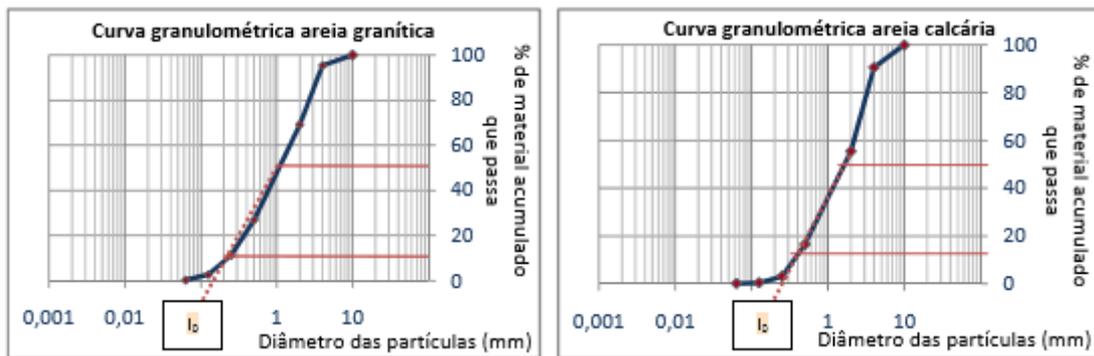


Figura 33 – Determinação do I_0 do modelo de Alyamani e Sen (Carvalho, 2008).

Quadro 14 – Parâmetros por amostra para cálculo da condutividade hidráulica.

Amostra	D_{10} (cm)	D_{50} (cm)	I_0 (mm)
A30	0,0055	0,06	0,0075
A31	0,0054	0,065	0,0088
A32	0,0062	0,085	0,012
A33	0,0032	0,0065	0,0022
A34	0,0052	0,07	0,001

Quadro 15 – Condutividade hidráulica por amostra.

Amostra	Condutividade hidráulica K (cm/s)	
	Hazen (1911)	Alyamani & Sen (1993)
A30	$3,02 \times 10^{-3}$	$1,18 \times 10^{-4}$
A31	$2,91 \times 10^{-3}$	$1,16 \times 10^{-4}$
A32	$3,84 \times 10^{-3}$	$2,93 \times 10^{-4}$
A33	$1,02 \times 10^{-3}$	$7,78 \times 10^{-6}$
A34	$2,70 \times 10^{-3}$	$1,13 \times 10^{-5}$

Com isso, podemos ter uma ideia da classificação solo de cada amostra a partir de sua condutividade hidráulica, vista no quadro 16.

Quadro 16 – Classificação do solo em razão de sua condutividade hidráulica.

Amostra	Classificação do solo	
	Hazen (1911)	Alyamani & Sen (1993)
A30	Areia Fina	Silte
A31	Areia Fina	Silte
A32	Areia Fina	Silte
A33	Areia Fina	Silte
A34	Areia Fina	Silte

4.2.3. Limites de Atterberg

Para os três próximos itens foi utilizado a norma NP143 - 1969, os ensaios nesta norma são executados da mesma forma descrita pela literatura, item 3.1.3 deste trabalho

4.2.3.1. Limite de liquidez

Quadro 17 – resultados para o teste de limite de liquidez da amostra A33.

Limite de Liquidez					
	Nº da cápsula	5	7	9	10
Massa da Cápsula	m_1 (g)	10,75	10,72	11,41	11,37
Massa do provete húmido + cápsula	m_2 (g)	23,06	22,63	24,16	24,11
Massa do provete seco + cápsula	m_3 (g)	20,11	19,71	20,75	20,55
Massa da água	$m_a = m_2 - m_3$ (g)	2,96	2,93	3,42	3,56
Massa do provete seco	$m_s = m_3 - m_1$ (g)	9,36	8,99	9,34	9,18
Teor em água	$w = m_a/m_s * 100$ (%)	31,63	32,54	36,61	38,81
	Nº de pancadas	38	36	17	13

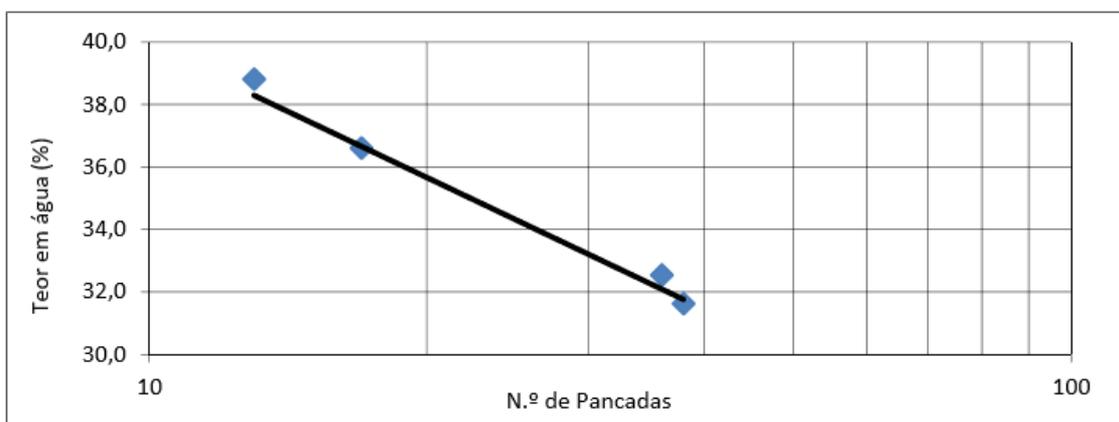


Figura 34 – Gráfico do teste de limite de liquidez da amostra A33.

Limite de liquidez para cada amostra:

- A30: 16,12%;
- A31: 17,87%;
- A32: 27,52%;
- A33: 35,17%;
- A34: 17,87%.

O limite de liquidez será utilizado para o cálculo do índice de plasticidade, mas podemos utilizar seu resultado e comparar com a distribuição granulométrica das amostras, pois, quanto maior o limite de liquidez é esperado uma maior percentagem de finos. Como esperado a amostra A33 possui a maior percentagem de finos de todas e por consequência o maior limite de liquidez, e uma leve inconsistência de LL com sua percentagem de finos para a amostra A32, porém, isso pode advir de sua não uniformidade na sua composição granulométrica. Por fim, com estes valores de limite de liquidez nenhuma das amostras poderia ser classificada como argilosa pura, por possuírem valores relativamente baixos de limite de liquidez para uma argila.

4.2.3.2. Limite de plasticidade

Quadro 18 – resultados para o teste de limite de plasticidade da amostra A33.

Limite de Plasticidade					
Nº da cápsula		1	2	3	4
Massa da Cápsula	m_1 (g)	10,80	11,38	11,44	10,87
Massa do provete hhúmido + cápsula	m_2 (g)	16,71	16,68	17,07	18,00
Massa do provete seco + cápsula	m_3 (g)	15,80	15,79	16,19	16,94
Massa da água	$m_a = m_2 - m_3$ (g)	0,91	0,88	0,88	1,06
Massa do provete seco	$m_s = m_3 - m_1$ (g)	5,00	4,41	4,75	6,07
Teor em água	$w = m_a/m_s * 100$ (%)	18,23	20,06	18,56	17,50
Média dos teores em água (%)		18,59			

Limite de plasticidade para cada amostra:

- A30: 14,98%
- A31: 13,35%
- A32: 15,44%
- A33: 18,59%
- A34: 15,23%

4.2.3.3. Índice de plasticidade

Como visto no item 3.1.3.4 para calcular o índice de plasticidade precisamos utilizar os limites de liquidez e de plasticidade:

Quadro 19 – Resultado do índice de plasticidade para cada amostra.

Amostra	Limite de Liquidez	Limite de Plasticidade	Índice de Plasticidade	Classificação
A30	16,12	14,98	1,14	Fracamente Plástico
A31	17,87	13,35	4,52	Fracamente Plástico
A32	27,52	15,44	12,08	Moderadamente Plástico
A33	35,17	18,59	16,58	Altamente Plástico
A34	17,87	15,23	2,64	Fracamente Plástico

Podemos utilizar este índice para classificar o solo segundo normas, e assim termos uma melhor ideia do solo com que estamos trabalhando, e principalmente termos uma ideia da quantidade de argila presente nas amostras.

Os limites determinados em laboratório e o índice aqui calculado, fornecem informações sobre o solo. Os autores (Silva et al., 2019) mostram que, utilizando o índice de plasticidade podemos ter uma ideia da susceptibilidade a erosão dos solos. No estudo deles, muitos autores são citados com os mais diversos critérios de classificação. Utilizaremos aqui como base os critérios abordados por (Bastos, 1999), pois em seu estudo também tratou de solos não saturados, os solos serão classificados com um alto potencial de erosão se apresentarem as seguintes características:

- % passada no peneiro #200 < 55% e/ou
- IP < 10%

Com isso para nossas amostras ficamos com a seguinte classificação do Quadro 20. Consideramos o composto uma “média” caso as avaliações das duas características divergissem.

Quadro 20 – Potencial para sofrer erosão das amostras estudadas.

Amostra	Potencial para sofrer erosão		
	% passada no peneiro #200	IP < 10%	Composto
A30	Alto	Alto	Alto
A31	Alto	Alto	Alto
A32	Alto	Baixo	Médio
A33	Alto	Baixo	Médio
A34	Alto	Alto	Alto

4.2.4. Ensaio Proctor

Somente as amostras A32 e A33, passaram por este ensaio devido a seu comportamento mais plástico, se comparado com as outras amostras. Este que pode ser executado com duas variações, no tamanho do molde e no tipo de compactação. Os moldes podem ser, pequeno, com 102mm de diâmetro e 107mm de altura, grande, com 152mm de diâmetro e 178mm de altura, e a compactação leve, pilão com 2,49kg e queda de 305mm, ou a pesada, pilão com 4,54kg e queda de 457mm.

Tipos de ensaio:

- Molde pequeno, compactação leve;
- Molde pequeno, compactação pesada;
- Molde grande, compactação leve;
- Molde grande, compactação pesada.

O que nos define qual das quatro variações possíveis devemos utilizar é a granulometria do solo, para definir o tamanho do molde, e a espessura das camadas, para definir o tipo de compactação.

Quadro 21 – Parâmetros para definir o tipo de ensaio de Proctor.

Amostra	Retido em 4,76mm (%)	Espessura das camadas(mm)	Tipo de ensaio
A32	12,6	>25	Molde pequeno, compactação pesada
A33	0,6	>25	Molde pequeno, compactação pesada

Em nossos ensaios foram realizados seis provetes, um a mais que o recomendado pela literatura, para que tivéssemos mais segurança e se fosse necessário, caso algum ensaio desse um valor anômalo pudesse ser descartado. As próximas duas tabelas e gráficos mostram os resultados dos ensaios.

Quadro 22 – Resultados do ensaio Proctor da amostra A33.

A33							
Parâmetro	Cápsula	1	2	3	4	5	6
Peso específico(g/cm³)		1,92	1,98	2,02	2,01	1,94	1,87
Teor em água (%)		2,7	4,5	6,2	8,6	10,5	12,4

Proctor - A33

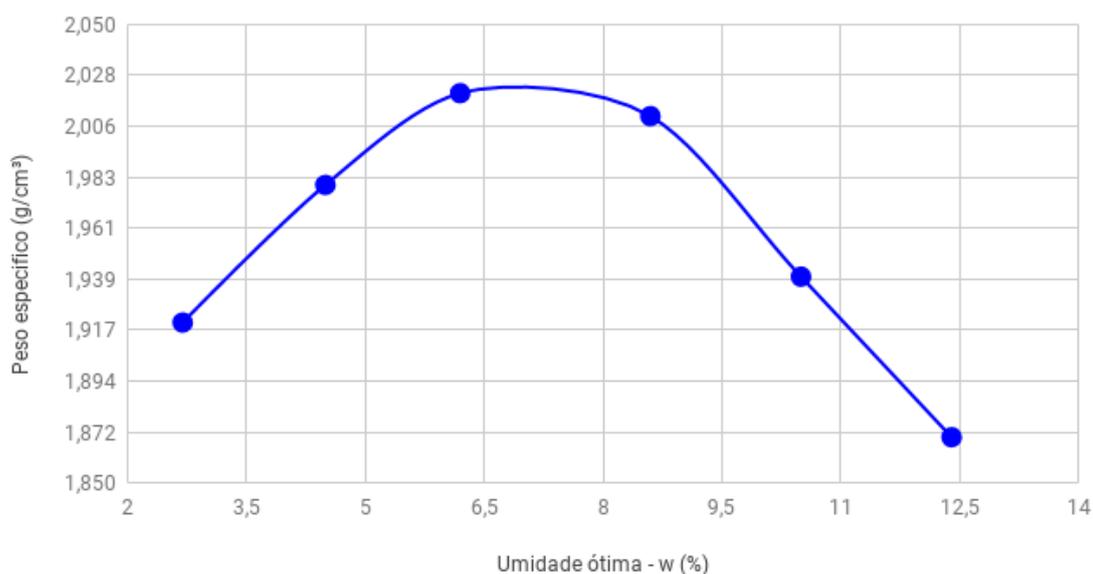


Figura 35 – Gráfico com resultado do ensaio Proctor para a amostra A33.

A partir da Figura 35 podemos perceber que nenhum valor foi dado como anômalo ou descartado e com isso podemos retirar os valores da Teor em água ótima e o peso específico seco dos solos, valores encontrados na abscissa da curva, temos:

Para A32:

- Teor em água ótima (%): 7,6
- Peso específico do solo seco máximo (g/cm^3): 2,08

Para A33:

- Teor em água ótima (%): 7,1
- Peso específico do solo seco máximo (g/cm^3): 2,02

Como o próprio nome se refere, o peso específico aqui calculado é o máximo que este solo pode atingir depois que sofrer o método de compactação utilizado. Para efeito de comparação, estes ultrapassam a faixa de valores que um solo pode ter de peso específico seco tanto para solos argilosos ou arenosos, ambos aqui acima destes intervalos, citados no item 3.1.4.1.

Estes valores se tornam importantes, pois, com a colocação das fundações no solo, o mesmo sofrera uma compactação, com o passar do tempo, será a máxima comportada por este solo, então, deste ensaio tiramos o valor máximo de peso específico que este solo pode atingir, variável utilizada para dimensionamento das fundações. Foram selecionadas as amostras A33 e A32, porque elas já apresentavam características mais plásticas, que acaba sendo prejudicial para fundações, ou seja, nosso pior cenário em campo.

4.2.5. Ensaio Califórnia (CBR)

Somente as amostras A32 e A3 passaram por este ensaio, devido a seu comportamento mais plástico, se comparado com as outras amostras, descrito pela norma E198 - 1967, decidiu por realizar o ensaio de amostra compactada, onde para cada amostra foram preparados três moldes grandes, com 152mm de diâmetro e 178mm de altura, cada um com a Teor em água ótima definida no ensaio Proctor.



Figura 36 – Molde grande para realização do ensaio CBR.

Na compactação, a massa de cada molde é dividida em 5 partes iguais que devem ser compactadas cada uma delas com 55 pancadas. As massas mostradas no Quadro 23 já possuem a parte de água adicionada.

Quadro 23 – Massa por molde ensaiado e por amostra.

Amostra	Massa por molde(g)		
	1	2	3
A32	4.647	4.633	4.712
A33	4.549	4.502	4.544

Após a compactação os moldes foram submersos em água por quatro dias, sendo tomadas medidas do deflectómetro a cada 24 horas. Ao fim das 96 horas, e com a última medida, podemos perceber se o solo se expandiu ou contraiu além de calcular a percentagem.

Quadro 24 – Medidas iniciais e finais no deflectómetro em cada ensaio.

	Medidas do deflectómetro(mm)					
	1		2		3	
Amostra	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
A32	11,01	11,43	12,15	12,26	8,40	8,71
A33	0,92	4,96	3,10	6,10	1,03	4,80

A norma nos diz para arredondar o resultado das contas de expansão, aqui mostramos os valores sem este arredondamento. Ambas amostras com percentagens positivas indicando uma expansão dos solos.

- A32: 0,13%;
- A33: 2,05%.

A última parte do ensaio consiste em medir a resistência à penetração do solo, considerando dois pontos importantes, a força para penetrar 2,5mm e 5,0mm.

Quadro 25 – Força de penetração em cada ponto de medida para cada amostra.

	Força de penetração (kgf)					
	1		2		3	
Amostra	2,5mm	5,0mm	2,5mm	5,0mm	2,5mm	5,0mm
A32	85,7	130,5	84,6	141,7	98,0	153,0
A33	17,3	29,6	24,5	36,7	24,8	38,3



Figura 37 – Molde no equipamento para realizar ensaio de penetração.

Quadro 26 – Resultado do CBR para cada amostra.

Amostra	CBR (%)					
	1		2		3	
	2,5mm	5,0mm	2,5mm	5,0mm	2,5mm	5,0mm
A32	6,3	6,4	6,2	7,0	7,2	7,5
A33	1,3	1,5	1,8	1,8	1,8	1,9

Como para as duas amostras o valor de CBR é maior na penetração de 5mm, é a qual iremos utilizar como índice CBR da amostra:

- A32: 7%;
- A33: 2%.

Ambas as amostras possuem valores de CBR abaixo do recomendado para servirem de base para vias pavimentadas. Estes solos deverão passar por algum tipo de melhoria para que não prejudiquem a parte estrutural das vias a serem construídas.

Como citado por (Ferreira & Nunes.,1998) os ensaios de CBR, seus valores, podem ser obtidos indiretamente, baseados no limite de liquidez, limite de plasticidade e na percentagem de finos, usando correlações obtidas por diferentes autores. Este tipo de correlação pode ajudar a reduzir custos de estudos geotécnicos, aumentando assim a quantidade de empreendimentos que possam ter este tipo de informação em seu projeto construtivo. Porém, mostrado por (Al-Khafaji et al., 2018), muitas dessas correlações demonstradas acabam por serem inconsistentes devido à falta de informação em seus estudos, como por exemplo o tipo de solo estudado ou uma quantidade de dados significativa. Devemos então definir bem nosso tipo de solo para procurarmos um estudo que seja no mínimo confiável, sem isso ficamos reféns de executar os ensaios e obter o índice CBR da forma tradicional.

4.2.6. Classificação dos solos

Depois dos ensaios laboratoriais, obtidos os resultados da granulometria dos solos, seu índice de plasticidade, ainda nos falta calcular o índice de grupo dos solos e seu coeficiente de uniformidade (Cu) definido no item 3.1.2. Aqui o valor de Def foi estimado, não é possível obtê-lo dos gráficos de granulometria.

Quadro 27 – Classificação das amostras por uniformidade

Amostra	Coeficiente de uniformidade	Designação
A30	50,00	Não uniforme
A31	250,00	Não uniforme
A32	166,67	Não uniforme
A33	-	-
A34	90,91	Não uniforme

Para a amostra A33 não foi necessário o cálculo de uniformidade, pois ela possuía uma fração de finos maior do que 12%. Desse resultado temos que em qualquer parte do terreno o solo acaba por ser não uniforme, com muita desigualdade na distribuição nos tamanhos dos grãos.

O cálculo do índice de grupo, utilizada na norma E240 - 1970, acaba por ser uma avaliação da quantidade de finos na amostra e de seus limites de liquidez e plasticidade. O índice calcula-se pela equação:

$$IG = 0,2 * a + 0,005 * a * c + 0,01 * b * d \quad (22)$$

Onde:

- a = Avalia se amostra possui mais de 35% de partículas abaixo da fração 0,074mm, se sim fazemos a diferença entre 35% e a percentagem da amostra, caso contrário fica igual a 0;
- b = Avalia se amostra possui mais de 15% de partículas abaixo da fração 0,074mm, se sim fazemos a diferença entre 15% e a percentagem da amostra, caso contrário fica igual a 0;
- c = Avalia se amostra possui um limite de liquidez maior que 20%, se sim fazemos a diferença entre 20% e a percentagem da amostra, caso contrário fica igual a 0;
- d = Avalia se amostra possui um limite de plasticidade maior que 10%, se sim fazemos a diferença entre 10% e a percentagem da amostra, caso contrário fica igual a 0;

Quadro 28 – IG de cada amostra.

Amostra	a	b	c	d	IG
A30	0	6,1	0	0	0
A31	0	14,1	0	0	0
A32	0	11,5	0	2,08	0
A33	14,9	34,9	0	6,58	5
A34	0	7,3	0	0	0

Com estes cálculos feitos, pode ser feita a classificação dos solos segundo as normas já estabelecidas no item 3.3:

Quadro 29 – Classificação de cada amostra por norma utilizada.

Amostra	Normas		
	E240 - 1970	D 2487 - 93	Caderno de Encargos
A30	A - 1 - b / Calhau, seixo e areia	SW-SM / Areia bem graduada com silte e cascalho	-
A31	A - 2 - 4 / Seixo e areia	SW-SM / Areia bem graduada com silte	-
A32	A - 2 - 6 / Seixo e areia	SW-SC / Areia bem graduada com argila	S2 - CL
A33	A - 6 / Solo Argiloso	SC / Argila arenosa	S0 - CH
A34	A - 1 - b / Calhau, seixo e areia	SW-SM / Areia bem graduada com silte e cascalho	-

4.2.7. Perfis do solo

Um resultado que pode ser feito utilizando as cotas, posição geográfica dos ensaios, mais um trabalho topográfico do local onde eles foram realizados é um perfil do solo. Utilizando o último item mencionado, criamos uma seção de corte do terreno e posicionamos os resultados ou gráficos dos ensaios realizados, tentando assim dar uma maior visibilidade dos mesmos e uma melhor interpretação do solo estudado.

No caso que aqui estudamos, a empresa que irá construir o prédio realizou uma planta em CAD que se utilizou para criar alguns perfis do solo, estes realizados pelo engenheiro responsável do IPNLabGeo, no ANEXO II (Perfil das construções a serem realizadas junto dos estudos executados) temos o perfil com maior número de ensaios, por consequência maior detalhe do solo.

5. Conclusões

Na presente dissertação foi observado que mesmo em um local de trabalho de pequena dimensão, como o aqui estudado, podemos ter surpresas quanto ao perfil de solo encontrado.

Analisando as amostras do Sul para o Norte (A30 – A32 – A33 – A31 – A34), observamos que as amostras intermediárias, A32 e A33, apresentaram classificações diferentes entre si e das outras três. Foram consideradas as piores condições para se colocar as fundações de modo a que o edifício apresente boas condições de segurança, pois estas amostras se mostraram as mais plásticas, com índice de plasticidade de 12,08% e 16,58% respectivamente. A amostra A33 ainda pode ser classificada como de péssima qualidade para estrutura de vias pavimentadas pois apresentou um CBR de 2%. Outra conclusão que tiramos desta interpretação, é de que se considerássemos a amostra de somente um ponto, ficaríamos com o local mal representado, sendo sempre necessário várias amostras em diferentes locais que se possam considerar representativos do terreno de fundação.

Na comparação entre os quadros 29 e 16 percebemos que o cálculo da condutividade hidráulica com base na granulometria pode-se aproximar da realidade, pois, a classificação dos quadros não diverge muito. Por mais que a do quadro 19 seja mais uma estimativa, as duas equações resultam em classificações diferentes, o que por sua vez fica bem refletido na classificação do quadro 29, que nos mostra que os solos são na verdade uma mistura de materiais.

Nos trabalhos de campo, pudemos perceber as dificuldades em adequar certos estudos ao terreno e às obras encontrados no local, o que pode acarretar mais custos ou na restrição de trabalhos que poderiam ser executados. Outra dificuldade foram as divergências encontradas entre a planta do edifício e da sua situação atual, que não são completamente representativas uma da outra. Durante os ensaios a equipe se deparou com canos de esgoto e água, nenhum deles relacionado aos níveis de água encontrado nos ensaios, mas que ao serem interceptados acarretaram atrasos no desenvolvimento e em alguns custos para a empresa contratante. Os métodos geofísicos, se tivessem sido utilizados, poderiam além de prever a espessuras das camadas de solo,

possivelmente, dependendo da interpretação dos dados, nos mostrar a presença de certas anomalias no solo, como algumas estruturas.

Os resultados dos estudos só reforçam a necessidade de se realizar estudos geotécnicos, de forma a tentar caracterizar o terreno como um todo, pois, não há garantia de que o solo se irá comportar de forma homogénea. A geologia do local pode apresentar estruturas geológicas que afetam a distribuição do solo no local, além que o próprio relevo influencia na forma como partes diferentes do terreno sofrem com chuvas e ventos, diferenciando-os. Análises laboratoriais simples como os limites de Atterberg e granulometria do solo, podem nos dar informações ou estimativas de outros ensaios mais complexos, assim, podemos obter estudos mais detalhados do solo, gastando menos em análises, com isso, obras de pequeno porte podem ter acesso a mais informações e menos desculpa para não realizar tais estudos.

6. Bibliografia

2016. *Fenix Ciencia*. [Online] Universidade de Lisboa, 2016. <https://fenix.ciencias.ulisboa.pt/downloadFile/844562369085737/ENSAIOS%20IN%20SIT>. Acessado em Maio de 2019.

2017. *Engeduca*. [Online] Fevereiro de 2017. <https://engeduca.com.br/geotecnia-melhoria-do-solo/>. Acessado em Maio de 2019.

Al-Khafaji, A.; Buehleri, A. e Druszkowski, E. 2018. Validation of Compression Index Approximations Using Soil Liquid Limit. Illinois : Bradley University, 2018.

Alyamani, M.S. e Sen, Z. *Determination of hydraulic conductivity from complete grain-size distribution curves*. 4, 1993, Ground Water, Vol. 31, pp. 551-555.

ASTM D 2487 - 93 : Standard Classification of Soils for Engineering Pouposes.

ASTM E11 - 17: Standard Specification for Woven Wire Test Sieve Cloth and Test Sieves.

Bastos, C.A.B. 1999. *Estudos geotécnicos sobre erodibilidade dos solos residuais não saturados*. Programa de Pós-Graduacao em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 1999. p. 251, Tese de Doutorado.

Bessa, C.S.R.B. 2009. Caracterização mecânica dos maciços através de ensaios "in situ". *Dissertação apresentada à universidade da beira interior para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil*. Covilhã : s.n., 2009.

Bowles, J.E. 1982. *Propiedade Geofisicas de Los Suelos*. Bogota : McGraw Hill, 1982. ISBN 968-451-118-3.

Caputo, H.P. 1976. *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 3. Rio de Janeiro : Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1976. Vol. 1.

—. *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 3. Rio de Janeiro : Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1976. Vol. 2.

Carvalho, G. 2008. *Determinação preliminar de parâmetros Construtivos de barreiras reactivas permeáveis com recurso a colunas para remediação de crómio com ferro zerovalente*. Instituto Superior de Engenharia do Porto, Instituto Politécnico do Porto. Porto : s.n., 2008. Tese de Doutorado.

Carvalho, G.S. 1951. A Geologia do baixo Mondego nos Arredores de Coimbra. 1951.

Carvalho, S.F. 2017. *Prova dinâmica Super pesada - DPSH: uma proposta de correlação com a sondagem de simples reconhecimento SPT*. Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis : s.n., 2017.

Cernica, J.N. 1995. *Geotechnical Engineering: Soil Mechanics*. s.l. : John Wiley & Sons, Inc., 1995.

Chapuis, R.P. *Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio.* 5, 2004, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 41, pp. 787-795.

CivilNet. [Online]

<http://www.civilnet.com.br/Files/MecSolos2/MEC.SOLOS.I.2011/CAP5.pdf>. Acessado em Maio de 2019.

Costa, L.I.O.; Rodrigues, L.F.V.; Farias, T.R.L.; Aguiar, M.F.P. 2019. *Determinação do coeficiente de Permeabilidade através de métodos indiretos em amostras de areas de duna da cidade de Fortaleza/CE.* Fortaleza : s.n., 2019.

Custódio, E.; Llamas, M.R. 1983. Hidrologia Subterrânea. 2 ed. Tomo II. Barcelona: Ediciones Omega S.A. 1983.

Darcy, H. 1855. Determination of the laws of flow of water through sand. *History of the public fountains of Dijon. Appendix - note D.* 1855.

Diebel, J.; Norda, J. e Kretchmer, O. Weather Spark. [Online] Cedar Lake Ventures, Inc. <https://pt.weatherspark.com>. Acessado em Maio de 2019.

E 195 - 1996 : Preparo do solo por via seca.

E 197 - 1966: Ensaio de compactação.

E 198 - 1967: Determinação do CBR.

E 239 - 1970: Análise Granulométrica.

E 240 - 1970: Classificação dos solos para rodovias.

Escola Engenharia. [Online] <https://www.escolaengenharia.com.br/compactacao-de-solos/>. Acessado em Maio de 2019.

Esteves, J.M. 1971. *Algumas aplicações dos métodos geofísicos de resistividade elétrica e sísmicos na resolução de problemas de Engenharia Civil.* LNEC. Lisboa : s.n., 1971.

Estradas de Portugal, S.A. Terraplanagem - Características dos materiais. *Caderno de Encargos tipo Obra.* 2009, Vol. 3, 14.

Feitosa, F.A.C.; Filho, J.M. 2000. Hidrogeologia e aplicações. 2 ed. Fortaleza: CPRM, LABHID-UFPE, 2000. 412p.

Ferreira, M.O.Q. e Nunes, A.S. *The role of Geotechnical zoning in the pavement reinforcement of old road.* 1998. Eighth International Congress International Association for Engineering Geology and the Environment proceedings. Vols. 1-5.

Fetter, C. 1998. *Applied Hydrogeology.* Columbus : Merril Publishing Co., 1998.

Fetter, C.W. 2001. *Applied Hydrogeology.* 4 ed. New Jersey: Prentice-Hall Inc.. 2001. 691p.

Hazen, A. 1892. *Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration.* Massachusetts State Board of Health. Boston : s.n., 1892. 24th Annual Report.

Hazen, A. 1911. *Discusson of Dams on Sand foundations by A.C. Koenig.* Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 73, pp. 199-203.

Kirsch, K. e Bell, A. 2003. *Ground Improvement.* Boca Raton : CRC Press Taylor & Francis Group, 2003. ISBN 978-0-415-59921-4.

Lancellotta, R. 1995. *Geotechnical Engineering.* s.l. : A.A Balkema, 1995.

MacRobert, C., Kalumba, D. e Beales, P. *Correlating Standard Penetration Test and Dynamic Probe Super Heavy penetration resistance values in sand soils.* April de 2011, Journal of the South African Institution of civil engineering, Vol. 51, pp. 46-54.

Macrobert, C.J. *Interpreting DPSH penetration values in sand soils.* 3, September de 2017, Journal of the South African Institution of civil engineering, Vol. 59, pp. 11-15. ISSN 1021-2019.

Mapa da Obra. [Online] <https://www.mapadaobra.com.br>. Acessado em Maio de 2019.

Moseley, M.P. 1993. *Ground Impovement,.* s.l. : Blackie Academic & Professional, 1993.

Nilsson, T.U. *Comparação entre DPL Nilsson e SPT.* Curitiba : s.n., 2004. Simpósio de Prática de Engenharia geotécnica da Região Sul.

NP 143 - 1969: Determinação dos limites de consistência.

NP 84 - 1965: Determinação do teor em água de solos e agregados.

Poehls, D. e Smith, G. 2009. *Encyclopedic Dictionary of Hydrogeology.* Boston: Academic Press/Elsevier, 2009. 528p.

Portal do Clima. [Online] <http://portaldoclima.pt>. Acessado em Maio de 2019.

Prates, M. e Santos, T. 1996. *Manual de Concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional.* 1996.

Schnaid, F. 2000. *Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.* s.l. : Oficina Textos, 2000.

Silva, T.; Neto, S.D.; Ferraz, R.L.; Pitanga, H.; Sidhartha, B. *Susceptibilidade à erodibilidade de solos residuais com base em correlações de propriedades geotécnicas físico-mecânicas.* 42, 2019, Anuário do Instituto de geociências, pp. 188-195.

Stokes, G.G. 1850. On the effect of the internal friction of fluids on the motion of pendulums. *Mathematical and Physical Papers.* 1850, Vol. III.

Suporte Solos. [Online] <http://www.suportesolos.com.br/blog/compactao-de-solos-ensaios-geotcnicos-o-ensaio-e-as-energias-de-compactao/68/>. Acessado em Maio de 2019.

Teixeira, C. e Gonçalves, F. 1980. *Introdução à geologia de Portugal. Instituto Nacional de Investigação Científica.* Lisboa : s.n., 1980.

Vallejo, L.I.G.; Ferrer, M. O. L.; Oteo, C. 2002. *Ingeniería Geológica.* Madrid : Prentice Hall, 2002.

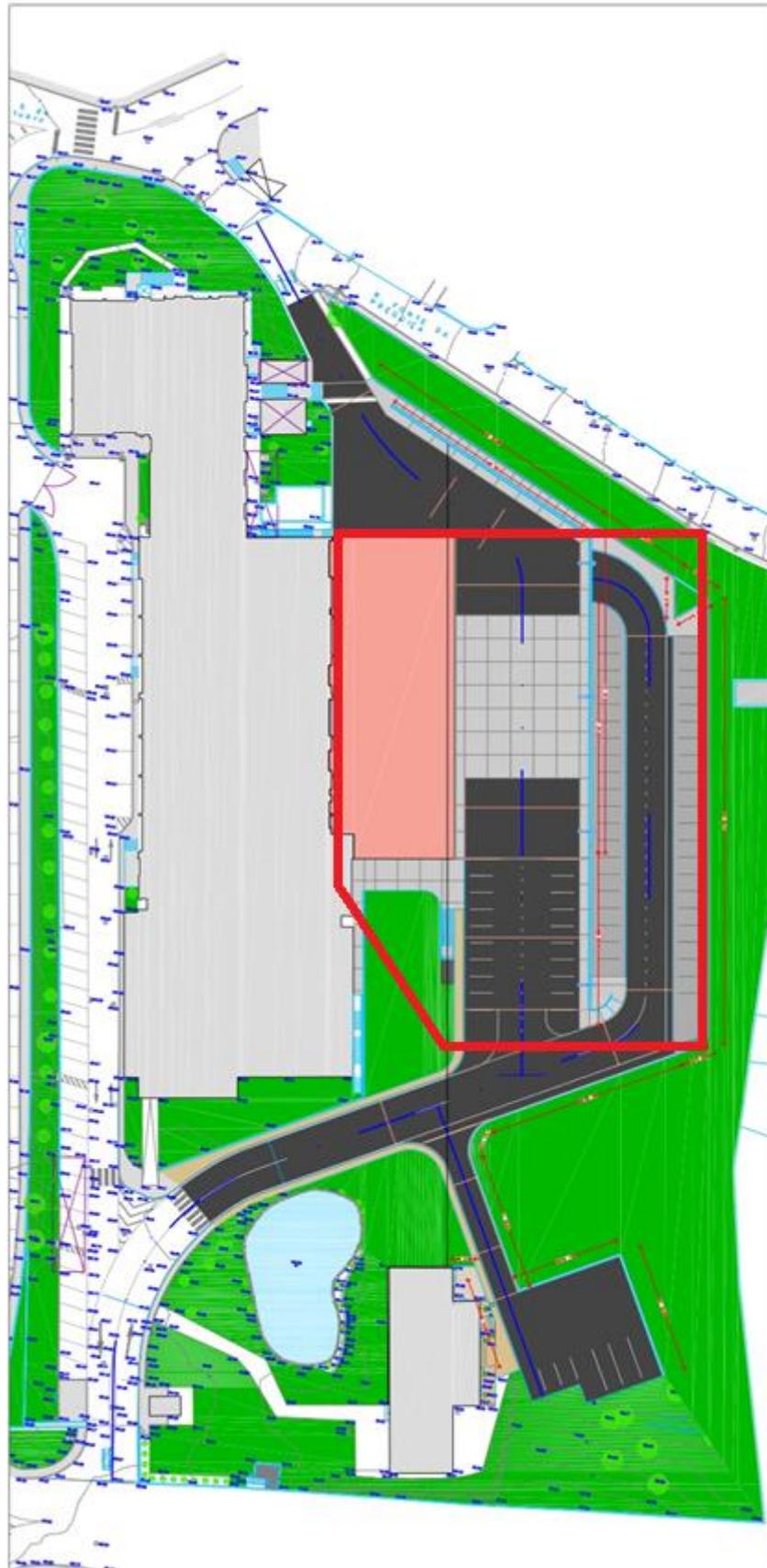
Vidal, S.A. e Boop, M.J. *Correlación de resultados ensavos DPSH e SPT em suelos finos.* 2014. VIII Congreso Chileno Ingeniería Geotécnica.

Yadav, P.A.; Padade, A.H.; Dahale, P.P.; Meshram, V. *Analytical and experimental Analysis of retaining wall in static and seismic conditions.* International Journal of Civil Engineering and Technology, pp. 522-530.

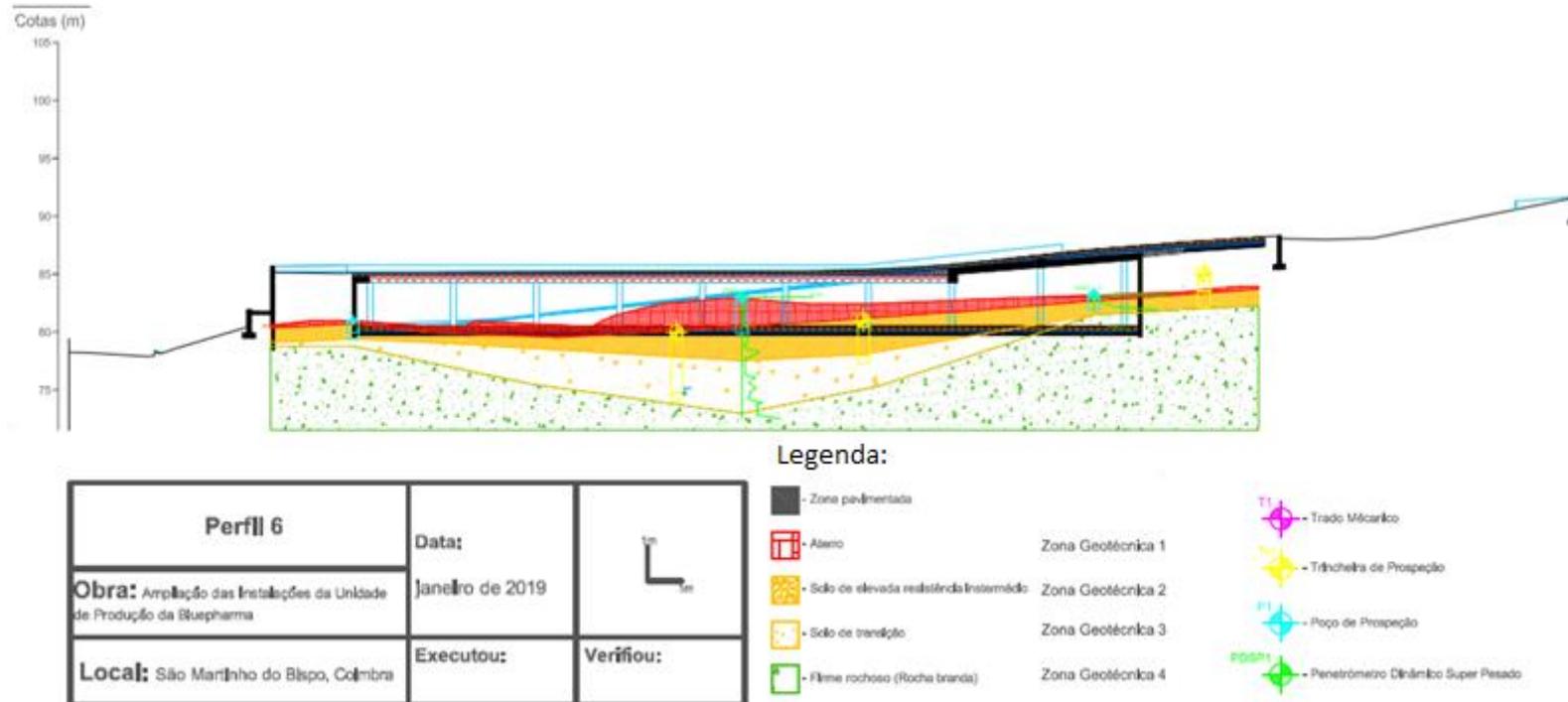
Zuquette, L.V. 1993. *Importância do Mapeamento geoténico no uso e ocupação do meio-físico: fundamentos e guia para elaboração.* Universidade de São Paulo. São Carlos : s.n., 1993.

7. Anexos

ANEXO I – Planta em CAD das obras previstas

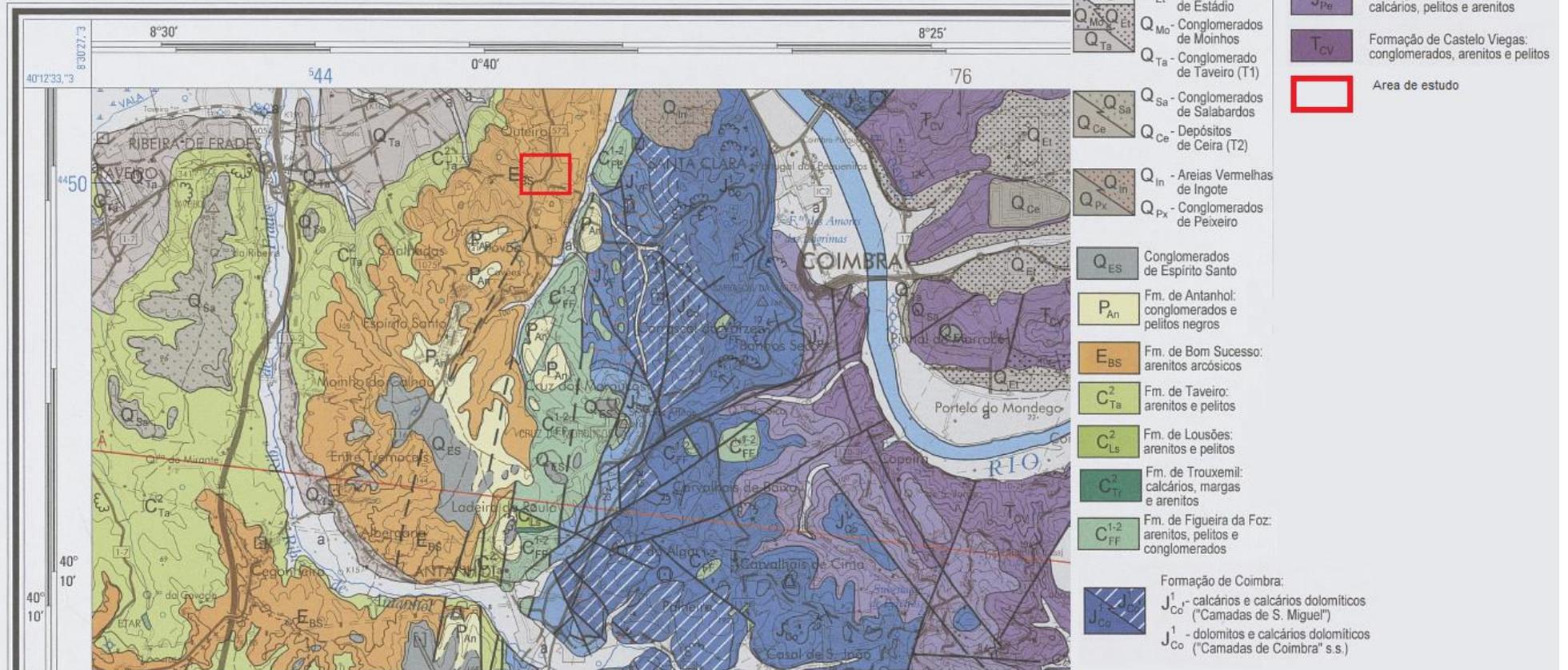


Anexo II - Perfil das construções a serem realizadas junto dos estudos executados

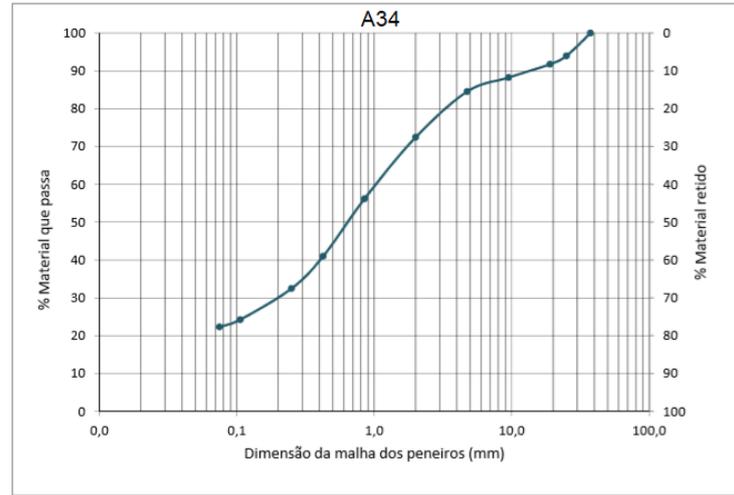
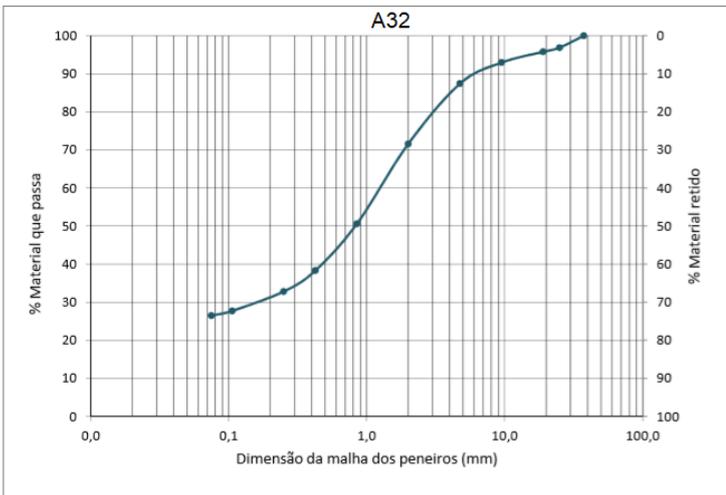
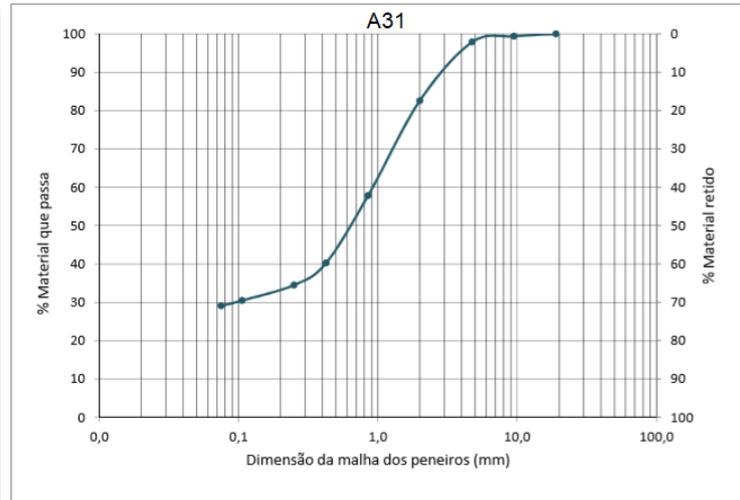
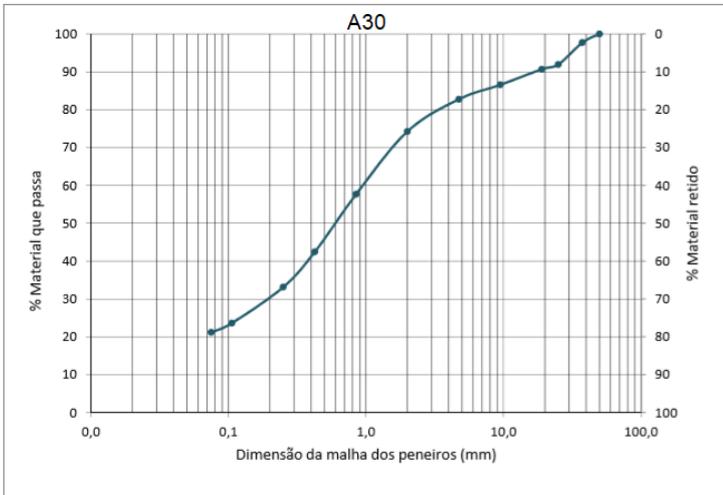


Anexo III – Carta Geológica de Portugal – Folha 19-D

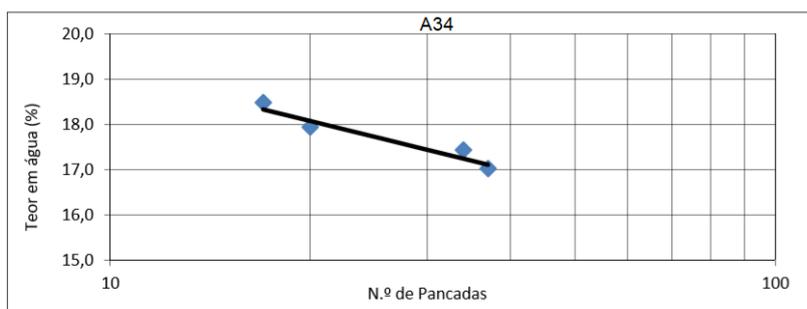
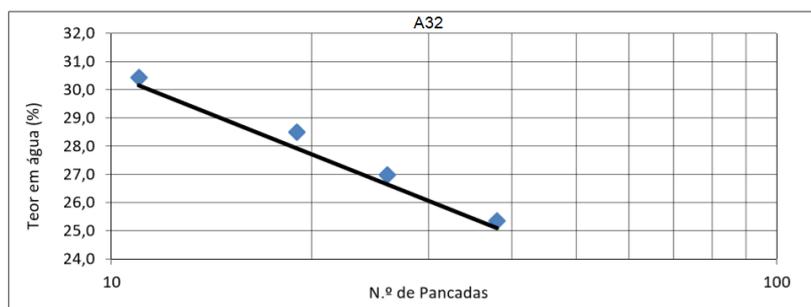
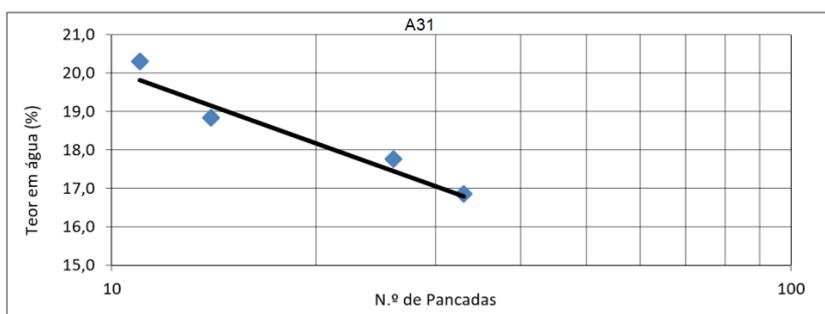
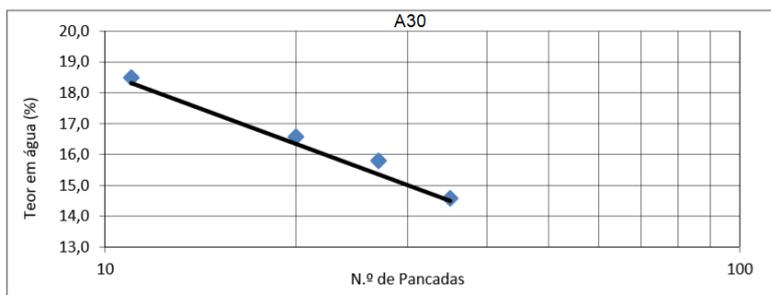
CARTA GEOLÓGICA DE PORTUGAL



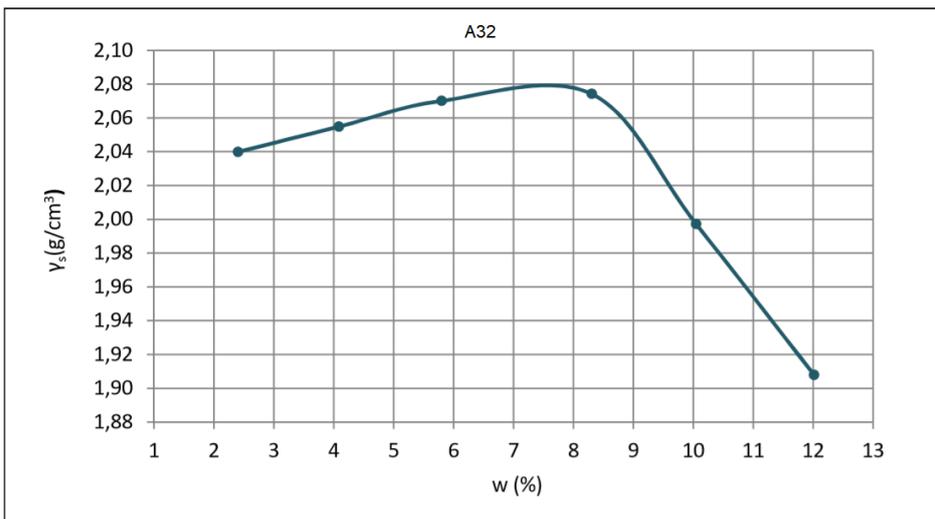
ANEXO IV – Curvas granulométricas



ANEXO V – Limites de Liquidez



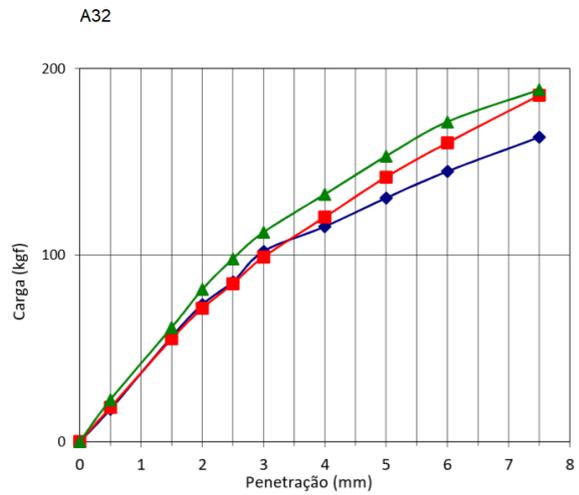
ANEXO VI – Ensaio de Proctor



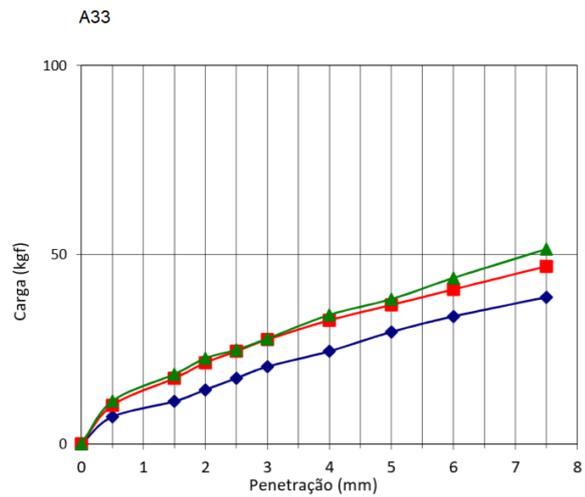
$\gamma_{smáx}$ (g/cm ³)
2,08
w_{opt} (%)
7,6

ANEXO VII – Resultados CBR

Nº panc.	55	55	55
Nº molde	1	2	3
Pen. (mm)	Cargas (kgf)		
0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	17,3	18,4	22,4
1,5	56,1	55,1	61,2
2,0	73,4	71,4	81,6
2,5	85,7	84,6	98,0
3,0	102,0	98,9	112,2
4,0	115,2	120,3	132,6
5,0	130,5	141,7	153,0
6,0	144,8	160,1	171,4
7,5	163,2	185,6	188,6
8,0			
9,0			



Nº panc.	55	55	55
Nº molde	4	5	6
Pen. (mm)	Cargas (kgf)		
0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	7,1	10,2	11,3
1,5	11,2	17,3	18,4
2,0	14,3	21,4	22,6
2,5	17,3	24,5	24,8
3,0	20,4	27,5	27,8
4,0	24,5	32,6	34,1
5,0	29,6	36,7	38,3
6,0	33,7	40,8	43,8
7,5	38,8	46,9	51,4
8,0			
9,0			

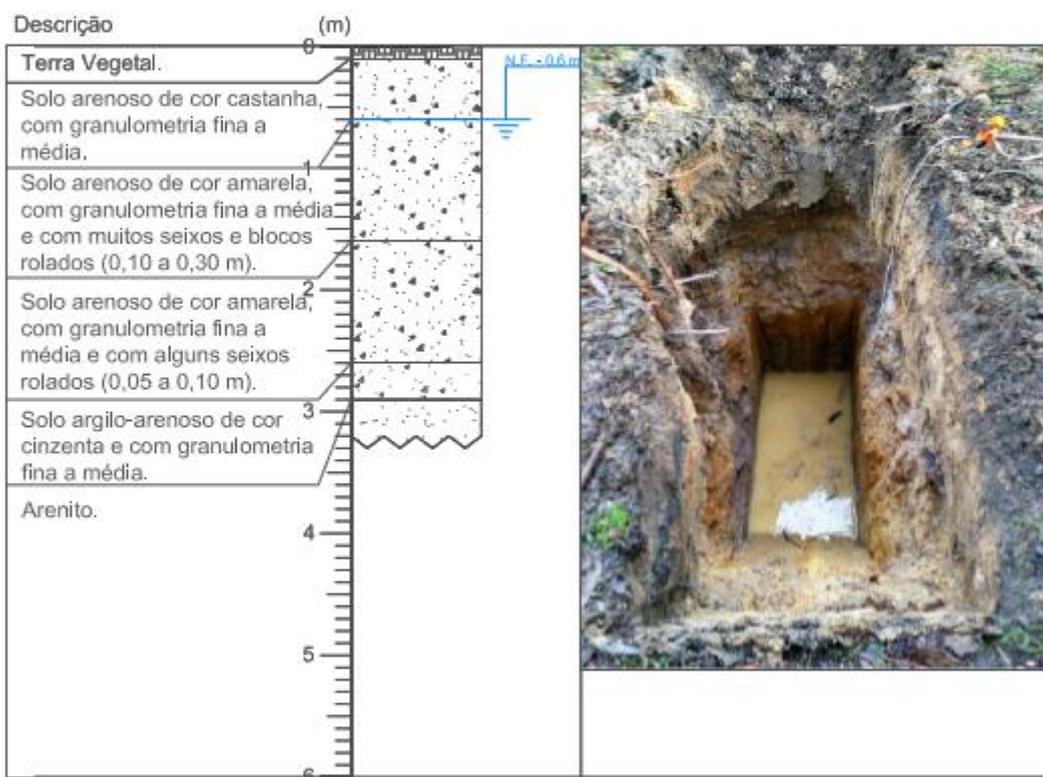


ANEXO VIII – Exemplo de resultados de campo



POÇO DE PROSPEÇÃO

Cliente:	Nº: 8
Obra:	Refº: 18/06-R
Local: São Martinho do Bispo, Coimbra	
Profundidade do poço (m): 2,9	



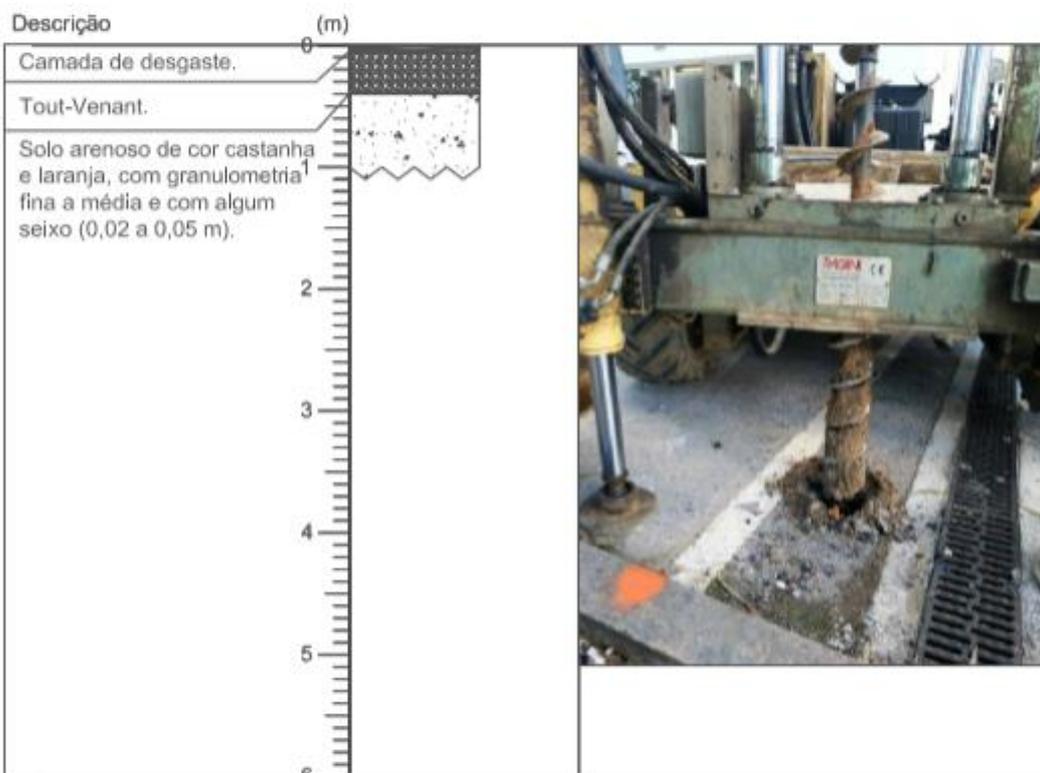
Observações: não foi possível aprofundar mais poço devido à afluência de água ao fundo.

Executou:

Verificou:

POÇO DE PROSPEÇÃO

Cliente: _____ Obra: _____ Local: São Martinho do Bispo, Coimbra Profundidade do poço (m): 1,0	Nº: T15 Refº: 18/06-R
---	--------------------------



Observações:

Executou:

Verificou: