



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR  
Engenharia

# ESTUDOS SOBRE O ÂNGULO DE ATRITO EM SOLOS GRANÍTICOS RESIDUAIS

**Nuno Gonçalo Loureiro Rodrigues**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil**  
(Ciclo de Estudos Integrado)

Orientador: Prof. Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes

**Covilhã, Junho de 2015**



# DEDICATÓRIA

Dedico todo este trabalho aos meus pais, irmã, namorada e toda a minha família.



# AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes, que sempre esteve disponível para me acompanhar, reunir, dar conselhos e transmitir maiores conhecimentos e informações para estar completamente dentro do assunto estudado, realizar ensaios, recolher amostras entre muitas mais outras coisas.

Aos meus pais, António e Adosinda, por sempre me apoiarem, darem conselhos e incentivarem-me a que conseguisse acabar o curso, e estarem presentes em todos os momentos bons e maus.

À minha irmã e namorada, Eva e Joana, por estarem sempre presentes, e pela paciência, preocupação e apoio demonstrado.

À restante família por demonstrar interesse e incentivo durante esta etapa.

À professora Isabel Falorca por me ter ajudado a realizar o ensaio do Cone Inglês e me explicar todas as suas funcionalidades.

Aos meus amigos e colegas pelo apoio, amizade e companhia, principalmente ao Bruno Gil, Emanuel Lago e Flávio Lacão por me ajudarem na recolha de amostras.

À Universidade da Beira Interior por estes bons anos de universitário, por todas as coisas que me deu a aprender e por estar sempre disponível para qualquer coisa que necessitasse e por ter os laboratórios e equipamentos disponíveis para poder realizar os ensaios necessários.

E ao corpo docente de Engenharia Civil por me ensinar e apoiar nesta etapa até o grau de mestre.



# RESUMO

Este trabalho tem como seu auge a criação de uma equação para obtenção do ângulo de atrito de solos residuais graníticos a partir dos seus parâmetros de identificação.

Assim, numa fase inicial efetuou-se uma pesquisa bibliográfica sobre a temática em estudo, num primeiro momento sobre a pesquisa de equações na literatura geotécnica que permitam obter o ângulo de atrito de solos arenosos a partir de parâmetros mais fáceis de obter nomeadamente a partir de ensaios de laboratório, como é o caso de análises granulométricas, e num segundo momento pesquisaram-se aspetos geotécnicos de solos residuais uma vez que é sobre estes que incide o trabalho.

Numa fase seguinte efetuaram-se amostragens de solos residuais na região da Covilhã, para as amostras serem posteriormente sujeitas a ensaios de laboratório, nomeadamente granulometrias, Limites de Atterberg e ensaios de corte direto. Após os resultados efetuaram-se estudos estatísticos no sentido de obterem correlações múltiplas que tivessem fiabilidade em termos de sua aplicação.

No seguimento, as equações obtidas são aplicadas com os resultados do presente estudo no sentido de averiguar se os ângulos de atrito que se obtêm nas mesmas são similares aos obtidos experimentalmente pelo ensaio de corte, além de se compararem também os resultados das mesmas com os obtidos por equações de diferentes autores.

Por fim, no último capítulo apresentam-se principais conclusões e tecem-se algumas considerações sobre a aplicabilidade das equações.

## PALAVRAS-CHAVE

Ângulo de atrito

Solos residuais

Resistência ao corte

Caixa de corte direto



# ABSTRACT

This work has as its pinnacle creating an equation for obtaining the friction angle of granitic residual soils from their identification parameters.

By this way, on a first step was performed a bibliographic search about this subject, on first plan by searching on geotechnical literature about equations that can give the friction angel of sand soils by easy finding parameters by some laboratory tests like grain sizes analyses. On a second moment researched to geotechnical aspects of residual soils as it is on these that focuses the work.

The second step was collecting some samples of residual soils in region of Covilhã, from subsequently been analyses on laboratory, like on grain sizes analyses, experiments of direct shear and Atterberg Limits. After results was realized a statistical study for obtain multiple correlations that had assurance by effect of the application.

On the way, the obtained equations are applied with the results of the present study from the way to verify if the friction angel that result from equations are similar from the results obtain from direct shear test, beyond of the execute a comparison with other equations from different authors.

In the end, on last chapter is present the main conclusions and created some considerations about the apply of this equations.

# KEYWORDS

Friction Angle

Residual Soils

Shear Strength

Direct shear box



# ÍNDICE

CAPÍTULO 1 .....	1
1 - INTRODUÇÃO .....	1
1.1 Considerações Iniciais .....	1
1.2 Objetivos .....	1
1.3 Estado de Arte .....	2
1.3.1 Introdução .....	2
1.3.2 Resistência ao corte de solos - Aspectos gerais.....	2
1.3.3 Ângulo de atrito .....	9
1.3.4 Caracterização dos solos .....	20
1.3.5 Solos residuais graníticos .....	25
CAPÍTULO 2 .....	41
2 - METODOLOGIA.....	41
2.1 Pesquisas bibliográficas.....	41
2.2 Amostragem e seu enquadramento .....	41
2.3 Ensaio de laboratório.....	43
2.3.1 Identificação dos solos .....	43
2.3.2 Ensaio de Corte Direto Simples .....	46
2.4 Estudos de Gabinete.....	47
2.5 Escrita da Dissertação .....	47
CAPÍTULO 3 .....	49
3- RESULTADOS E SUA ANÁLISE .....	49
3.1 Resultados de Identificação e classificação dos solos estudados .....	49
3.2 Resultados dos ensaios de corte dos solos estudados .....	53
3.3 Análise Estatística de todos os resultados .....	55
3.4 Exemplos de Aplicação.....	71
CAPÍTULO 4 .....	73
4- CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS .....	73
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	75
ANEXOS .....	83
Anexo I - Localização detalhada da amostragem. ....	84
Anexo II - Elementos detalhados da amostragem .....	89
Anexo III - Classificações de Solos usadas no presente trabalho. ....	93
Anexo IV - Exemplo de resultados de um ensaio típico de corte direto simples .....	95
Anexo V - Elementos detalhados para estabelecer as regressões múltiplas.....	103



# ÍNDICE DE FIGURAS

## Capítulo I

Figura 1.1 - Comparação entre resultados de ensaios de corte em areia compacta e areia solta (Barata, 1983).....	pág.23
Figura 1.2 - Esquemas típicos de resultados de ensaios de corte corte direto em areias compactas ou densas e areias soltas. a) Tensão de corte vs deslocamento. b) Tensão de corte vs tensão normal. c) Tensão de corte vs deslocamento horizontal. d) Deslocamento vertical vs deslocamento horizontal (Santos, 2011).....	pág.24
Figura 1.3 - Diagramas tensão de corte vs tensão normal. Situações típicas em: a) areias; b) argilas; c) solos “c- $\phi$ ” (mistos) (Barata, 1983).....	pág.26
Figura 1.4 - Circulo de Mohr e seu esquema de tensões (Terzaghi, 1936).....	pág.29
Figura 1.5 - Esquema de um aparelho de corte direto (UFBA, 2014).....	pág.30
Figura 1.6 - Aparelho de compressão triaxial (Souza Pinto, 2000).....	pág.31
Figura 1.7 - Relação entre o ângulo de atrito ( $\phi$ ) e o grau de compactidade (GC) para areias de duna (Lambe & Whitman, 1979).....	pág.34
Figura 1.8 - Relação entre o ângulo de atrito e a densidade relativa (DR ou GC) para os vários tipos de solos incoerentes (Schmertmann, 1975).....	pág.34
Figura 1.9 - Relação entre o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) e a densidade relativa (DR ou GC) para os vários tipos de solos incoerentes (Schmertmann, 1977).....	pág.35
Figura 1.10 - Relações entre um ângulo de atrito ( $\phi$ ) e o peso específico natural (a) e o índice de vazios e porosidade (b) (Lambe e Whitman, 1979).....	pág.35
Figura 1.11 - Relações entre o ângulo de atrito ( $\phi$ ) e N (n.º de pancadas no ensaio SPT) para solos incoerentes, segundo: a) Peck et al (1953); b) Meyerhof (1956).....	pág.38
Figura 1.12 - Ângulo de atrito em função dos valores do SPT (Décourt, 1989).....	pág.38
Figura 1.13 - Ângulo de atrito em função de N (SPT) e $\sigma'_{v}$ , tensão vertical efetiva (Mello, 1967).....	pág.38
Figura 1.14 - Relação entre o ângulo de atrito e a resistência de ponta em solos incoerentes, segundo: a) Robertson e Campanella (1983), b) Meyerhof (1974) e c) Folque (1976).....	pág.39
Figura 1.15 - Relação entre o ângulo de atrito e o ratio entre a resistência de ponta ( $q_c$ ) com a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{v}$ ) em solos incoerentes (Sanglerat, 1965).....	pág.39
Figura 1.16 - Ângulo de atrito em função do valor de $q_c$ e da tensão efetiva vertical (Trofimenkov, 1974).....	pág.40
Figura 1.17 - Triângulo de Feret: nomes a atribuir aos solos de acordo com a respetiva curva granulométrica (Matos Fernandes, 1994).....	pág.43
Figura 1.18 - Classificação dos solos relativa à composição granulométrica (Folque, 1987).....	pág.43
Figura 1.19 - Esquema sobre a influencia de variação da temperatura e precipitação na profundidade de solos residuais (Townsend, 1985).....	pág.47

Figura 1.20 - Perfil de um solo residual, com demarcação de zonas de alteração (Vargas, 1971).....	pág.48
Figura 1.21 - Evolução de algumas características físicas de solos residuais (Vargas, 1971).....	pág.48
Figura 1.22 - Diversos tipos de denominações de maciços (Castello, 1998).....	pág.49
Figura 1.23 - Subcamadas de um solo residual morfologicamente distintas (Castello, 1998).....	pág.50
Figura 1.24 - Horizontes de um solo residual (Castello, 1998).....	pág.50
Figura 1.25 - Perfis de meteorização de rochas metamórficas e ígneas intrusivas (Deere e Paton, 1971).....	pág.51
Figura 1.26 - Solo residual: a) proveniente de rocha ácida (clara); b) proveniente de rocha máfica (escura) (Press e Siever, 1974).....	pág.52
Figura 1.27 - Perfil geotécnico típico de solo residual (Ortigão, 2007).....	pág.52
Figura 1.28 - Perfis de meteorização típicos para os grupos de rochas principais consideradas: a) calcários e margas (rochas sedimentares); b) granito e gabro (rochas ígneas); c) gneiss e xisto (rochas metamórficas), Schneider <i>et al.</i> (2001), in Andrade Pais (2007).....	pág.53
Figura 1.29 - Alteração da rocha: variação de índice de vazios observado e previsível em granito alterado, in Andrade Pais (2007).....	pág.57

## Capítulo II

Figura 2.1 - Enquadramento geográfico da amostragem em áreas dos concelhos da Covilhã e Fundão.....	pág.62
Figura 2.2 - Enquadramento geográfico detalhado da amostragem em áreas dos concelhos da Covilhã e Fundão (a partir de Google maps, 2014, 1:250000).....	pág.62
Figura 2.3 - Enquadramento geológico da zona de amostragem - Carta à escala $\approx 1:500\ 000$ , extraída da Carta Geológica de Portugal (SGP,1992).....	pág.64
Figura 2.4 - Fotografias sobre os principais ensaios de identificação efetuados no presente estudo: análise granulométrica e limite de Liquidez pelo método do cone.....	pág.65
Figura 2.5 - Máquina de Corte Direto do Laboratório de Mecânica dos Solos do DECA da UBI.....	pág.66

## Capítulo III

Figura 3.1 - Curvas granulométricas de todos os solos ensaiados.....	pág.69
Figura 3.2 - Aspetos típicos dos solos completos (antes de serem peneirados).....	pág.71
Figura 3.3 - Aspetos típicos dos solos após a análise granulométrica.....	pág.71
Figura 3.4 - Classificação geotécnica do solo: ASSHTO.....	pág.72
Figura 3.5 - Classificação geotécnica do solo: Unificada.....	pág.72
Figura 3.6 - Curvas típicas da fase de consolidação para as diferentes cargas num ensaio de corte em solo residual de granito.....	pág.73

Figura 3.7 - Curvas típicas da fase de corte: a) deslocamento vertical vs tensão de corte sem área corrigida; b) deslocamento vertical vs tensão de corte com área corrigida; c) deslocamento vertical vs deslocamento horizontal.....	pág.74
Figura 3.8 - Resultados de todos os ensaios de resistência ao corte dos solos residuais graníticos da região da Covilhã, obtidos a partir das tensões residuais.....	pág.75
Figura 3.9 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o Limite de Liquidez (WL) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.77
Figura 3.10 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o $D_{10}$ dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.77
Figura 3.11 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o $D_{15}$ dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.78
Figura 3.12 - Relação entre o Ângulo Atrito ( $\phi$ ) e o $D_{25}$ dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.78
Figura 3.13 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o $D_{30}$ dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.79
Figura 3.14 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o $D_{40}$ dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.79
Figura 3.15 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o $D_{50}$ dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.80
Figura 3.16 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o $D_{60}$ dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.80
Figura 3.17 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o $D_{85}$ dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.81
Figura 3.18 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e a Percentagem de Finos ( $P_f$ ) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.81
Figura 3.19 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o Coeficiente de Uniformidade ( $C_u$ ) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.82
Figura 3.20 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o Coeficiente de Curvatura ( $C_c$ ) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.82
Figura 3.21 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e a Conjugação de Variáveis ( $Y_1$ ) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.83
Figura 3.22 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e a Conjugação de Variáveis ( $Y_2$ ) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.83
Figura 3.23 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e a Conjugação de Variáveis ( $Y_3$ ) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.84
Figura 3.24 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e a Conjugação de Variáveis ( $Y_4$ ) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.....	pág.84
Figura 3.25 - Matriz de coeficientes de correlação simples ( $r$ ) entre as variáveis estudadas de todos os resultados ( $n=32$ ) dos ensaios sobre os solos residuais da região da Covilhã: $r$ a azul a partir do método de Pearson; $r$ a vermelho a partir do método de Spearman.....	pág.86

Figura 3.26 - Matriz de coeficientes de correlação simples (r) entre as variáveis estudadas após filtragem de potenciais pontos anómalos, resultando uma população de n=24, dos solos residuais da região da Covilhã: r a azul a partir do método de Pearson; r a vermelho a partir do método de Spearman.....	pág.87
Figura 3.27 - Distribuição dos valores próprios a partir da Análise em Componentes Principais sobre as variáveis estudadas.....	pág.88
Figura 3.28 - Círculo de correlação de valores próprios a partir da Análise em Componentes Principais sobre as variáveis estudadas.....	pág.89
Figura 3.29 - Círculo de correlação 2.....	pág.90

## **Anexo I**

Figura I.1 - Localização detalhada da amostragem na zona 1.....	pág.103
Figura I.2 - Localização detalhada da amostragem na zona 2.....	pág.104
Figura I.3 - Localização detalhada da amostragem na zona 3.....	pág.105
Figura I.4 - Localização detalhada da amostragem na zona 4.....	pág.106
Figura I.5 - Localização detalhada da amostragem na zona 5.....	pág.107

## **Anexo IV**

Figura IV.1 - Fase de consolidação (valores para as duas tensões mais baixas).....	pág.113
Figura IV.2 - Fase de consolidação (valores para as duas tensões mais altas).....	pág.114
Figura IV.3 - Fase de corte: Gráficos tensões vs deslocamentos.....	pág.120
Figura IV.4 - Fase de corte: envolventes de rotura e ângulo de atrito.....	pág.121

## **Anexo V**

Figura V.1 - Planilha inicial para fazer regressões múltiplas no Excel.....	pág.122
Figura V.2 - Introdução de dados na ferramenta regressão do Excel.....	pág.123
Figura V.3 - Quadro de sumário de resultados da ferramenta regressão.....	pág.123
Figura V.4 - Desenho de probabilidade normal da variável dependente.....	pág.124

# ÍNDICE DE TABELAS

## Capítulo I

Tabela 1.1 - Valores típicos do ângulo de atrito segundo Tschebotarioff (1951) para a areia de Ottawa (areia uniforme e de grãos redondos).....	pág.32
Tabela 1.2 - Valores típicos do ângulo de atrito segundo Terzaghi e Peck (1949), para areias secas.....	pág.33
Tabela 1.3 - Valores típicos do ângulo de atrito segundo Terzaghi e Peck (1963) distinguindo grãos soltos e densos.....	pág.33
Tabela 1.4 - Valores típicos do ângulo de atrito segundo Mello e Teixeira (1960) para areias secas, com diferentes compacidades.....	pág.33
Tabela 1.5 - Valores típicos do ângulo de atrito segundo Skempton e Bishop (1950) para ensaios lentos, com diferentes compacidades.....	pág.33
Tabela 1.6 - Equação geral para o cálculo do ângulo de atrito em solos incoerentes (Costet e Sanglerat,1981).....	pág.37
Tabela 1.7 - Materiais categorizados como solo residual em 18 países (Brand <i>et al.</i> , 1985).....	pág.54
Tabela 1.8 - Fatores determinantes do comportamento dos solos residuais versus solos transportados (Vaughan, 1997).....	pág.54
Tabela 1.9 - Fatores determinantes do comportamento dos solos residuais versus solos transportados (Brenner <i>et al. in</i> Blight, 1997).....	pág.55
Tabela 1.10 - Índice de vazios inicial, coesão e ângulo de atrito típicos de um solo residual jovem de gnaiss (Maccarini, 1980).....	pág.58
Tabela 1.11 - Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem de gnaiss (Costa Filho e Campos, 1991).....	pág.58
Tabela 1.12 - Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem de gnaiss (Costa Filho e Campos, 1991).....	pág.58
Tabela 1.13 - Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem e maduro de gnaiss (Aleixo, 1998).....	pág.59
Tabela 1.14 - Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaiss (Reis, 2004).....	pág.59

## Capítulo III

Tabela 3.1 - Parâmetros granulométricos dos solos estudados.....	pág.70
Tabela 3.2 - Limites de liquidez dos solos estudados.....	pág.71
Tabela 3.3 - Classificações dos solos estudados.....	pág.72
Tabela 3.4 - Síntese de todos os resultados obtidos no presente trabalho para as várias variáveis simples e compostas a apresentar nas várias análises estatísticas.....	pág.76

Tabela 3.5 - Valores próprios e inércia a partir da Análise em Componentes Principais sobre as variáveis estudadas.....pág. 88

Tabela 3.6 - Comparação dos valores de ângulo de atrito obtidos diretamente nas 24 amostras estudadas com os valores obtidos por diferentes formulários de diferentes autores.....pág.92

## **Anexo II**

Tabela II.1 - Elementos detalhados da amostragem.....pág.108 a 111

## **Anexo III**

Tabela III.1 - Classificação de solos segundo a U.S.C.S. (ASTM, 1990).....pág.112

Tabela III.2 - Classificação dos solos segundo a HRB (1973).....pág.112

Tabela III.3 - Características dos solos segundo a HRB (1973).....pág.113

Tabela III.4 - Comportamento esperados dos solos, SUCS (Soares, 2002).....pág.113

## **Anexo IV**

Tabela IV.1 - Fase de corte (tensão de 34,38kpa).....pág.115

Tabela IV.2 - Fase de corte (tensão de 86,87kpa).....pág.116

Tabela IV.3 - Fase de corte (tensão de 156,24kpa).....pág.118

Tabela IV.4 - Fase de corte (tensão de 225,61kpa).....pág.119

# ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

A	Área
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Tests and Materials
C	Coesão
C'	Coesão Efetiva
C <sub>u</sub>	Coesão não drenada
C <sub>c</sub>	Coefficiente de curvatura
CPT	Cone Penetration Test
C <sub>u</sub>	Coefficiente de uniformidade
DSS	Direct simple shear tests
D <sub>10</sub>	Diâmetro (em mm), para a percentagem 10 de material passado
D <sub>15</sub>	Diâmetro (em mm), para a percentagem 15 de material passado
D <sub>25</sub>	Diâmetro (em mm), para a percentagem 25 de material passado
D <sub>30</sub>	Diâmetro (em mm), para a percentagem 30 de material passado
D <sub>40</sub>	Diâmetro (em mm), para a percentagem 40 de material passado
D <sub>50</sub>	Diâmetro (em mm), para a percentagem 50 de material passado
D <sub>60</sub>	Diâmetro (em mm), para a percentagem 60 de material passado
D <sub>85</sub>	Diâmetro (em mm), para a percentagem 85 de material passado
e	Índice de vazios
e <sub>0</sub>	Índice de vazios inicial
E <sub>s</sub>	Módulo de deformabilidade de um solo
FAO	Organização para a Agricultura e Alimentação
GC	Grau de Compacidade
GRP	Gabinete de Relações Públicas
GS	Densidade das Partículas
IP	Índice de plasticidade
IST	Instituto Superior Técnico
k	Coefficiente de Permeabilidade
L <sub>0</sub>	Altura Inicial do Provete
LVDT	Transformador Diferencial Variável Linear
n	Índice de Porosidade
N	Número de Pancadas do Ensaio SPT
P <sub>F</sub>	Percentagem de finos
t	Tempo
UBI	Universidade da Beira Interior
w	Teor de humidade
W <sub>L</sub>	Limite de Liquidez
Φ	Ângulo de Atrito



# CAPÍTULO 1

## 1 - INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Iniciais

O trabalho a elaborar vai incidir apenas em solos arenosos (granulares). O ângulo de atrito tem muita influência na resistência dos solos, e ainda mais nos solos granulares do tipo areias e cascalhos.

Como o respetivo nome do trabalho indica, este, vai incidir sobre a determinação do ângulo de atrito de solos da zona da Covilhã. Para isso tem que se ter presente conhecimentos de resistência ao corte dos solos, principalmente dos arenosos, mas convém ter um pouco conhecimento de todos os tipos para ser possível diferenciar e trabalhar com rigor, dos tipos de solos que poderão existir na região, como calcular o ângulo de atrito e de informações dos solos graníticos residuais na Covilhã.

Existem muitíssimos estudos de autores que estudaram a resistência ao corte de solos, e que serviram de apoio aos trabalhos da presente dissertação, no entanto merece desde já referência o estudo de Andrade Pais (2007) por ter realizado muitos ensaios de resistência ao corte e em especial em solos residuais graníticos da Covilhã, similares aos do presente trabalho.

### 1.2 Objetivos

O objetivo desta dissertação é a realização de um estudo sobre a relação entre o ângulo de atrito de solos residuais graníticos e seus parâmetros de identificação, com um destaque especial à ocorrência daquele tipo de solos dentro do distrito de Castelo Branco, abrangendo os concelhos da Covilhã e do Fundão.

Assim, naquele sentido, pretende-se estabelecer equações que possibilitem avaliar o ângulo de atrito de um solo a partir de seus parâmetros de identificação, nomeadamente de parâmetros granulométricos, tais como o diâmetro efetivo ( $d_{10}$ ), diâmetro médio ( $d_{50}$ ), coeficiente de uniformidade ( $C_u$ ), de entre outros. Comparações com resultados situações similares obtidos por outros autores serão também efetuadas no presente trabalho.

## 1.3 Estado de Arte

### 1.3.1 Introdução

Neste item apresentam-se alguns aspetos clássicos globais da literatura geotécnica sobre resistência ao corte de solos e ainda sobre características de solos, nomeadamente sobre solos residuais de granito, visto ser sobre estes que a presente dissertação se debruça.

### 1.3.2 Resistência ao corte de solos - Aspectos gerais

Segundo Barata (1983) a resistência ao corte é uma das propriedades mais importantes dos solos e é fundamental nos estudos sobre estabilidade. Em solos argilosos o problema da resistência ao corte é extremamente mais complexo que o das areias, tendo em conta o grande número de fatores intervenientes. Taylor (1948) faz uma referência a esses fatores no seu livro, destacando os seguintes como os principais:

- a) grau de saturação;
- b) história do solo;
- c) velocidades das sollicitações cortantes.

A interpolação da resistência ao corte das argilas é complexo, devido a interação físico-química entre as partículas. A resistência depende de:

- a) estado de adensamento (a história de carregamento imposto ao solo é de elevada importância);
- b) sensibilidade da estrutura;
- c) condições de carregamento (lento/rápido);
- d) condições de drenagem;
- e) saturação da amostra (saturadas/não saturadas).

Mas o que interessa principalmente agora são os solos arenosos, pois, como já se referiu, é sobre estes solos que o trabalho vai incidir, principalmente nos solos residuais graníticos da Covilhã.

A resistência ao corte em areias, tendo em conta a sua elevada permeabilidade, segundo Barata (1983), pouco varia com a aplicação das cargas, e em areias secas a influência da velocidade dos ensaios de corte são mesmo desprezíveis.

As areias apresentam-se normalmente como um solo não coesivo, de alta permeabilidade e geralmente não há desenvolvimento de pressão neutra. O ensaio mais utilizado é o de corte direto e a resistência da areia seca é aproximadamente igual à resistência da areia saturada. As curvas de resistência ao corte ( $\tau$ ) versus deslocamento ( $\delta$ ) podem organizar-se em 2 tipos principais, as correspondentes a uma areia solta e as correspondentes a uma areia muito compacta, representadas na Fig. 1.1. Salienta-se o fato de para grandes deformações, ou seja para tensões residuais, os valores de resistência coincidirem em ambos os solos.

A resistência ao corte em areias soltas é função do atrito entre os grãos, e por ação das forças de corte existe uma diminuição de volume e a areia estando saturada a água é expulsa. Se não existir drenagem não ocorre diminuição de volume, gerando pressão neutra.

A areia compacta provem da resistência ao corte em função do atrito entre as partículas e do entrosamento entre elas, ou seja da sua capacidade, e por ação das forças de corte, para esta situação, existe um aumento de volume. Se não existir variação de volume a água passa a sofrer uma “tensão de tração”.

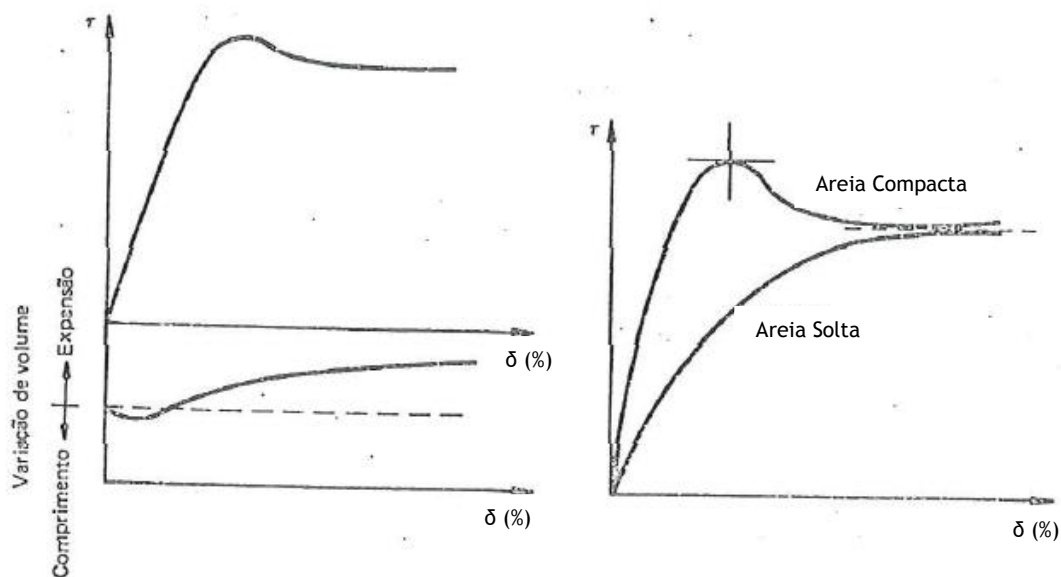


Figura 1.1 - Comparação entre resultados de ensaios de corte em areia compacta e areia solta (Barata,1983).

Outros diagramas gráficos típicos sobre as diferentes situações de areias soltas e compactas podem observa-se na Fig.1.2 de acordo com Santos (2011). Enfatiza-se o fato de nas areias densas os resultados poderem ser apresentados em termos de tensões de pico (máximas) e em termos de tensões residuais (rotura no estado crítico), e os valores desta última situação coincidirem com a resistência ao corte máxima das areias soltas.

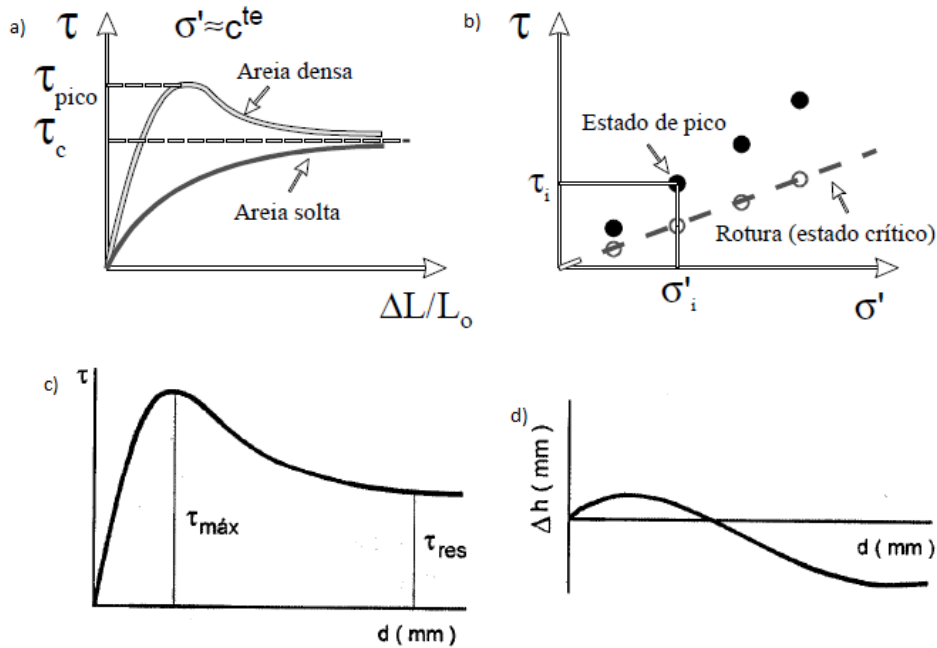


Figura 1.2 - Esquemas típicos de resultados de ensaios de corte direto em areias compactas ou densas e areias soltas. a) Tensão de corte vs deslocamento. b) Tensão de corte vs tensão normal. c) Tensão de corte vs deslocamento horizontal. d) Deslocamento vertical vs deslocamento horizontal (Santos, 2011).

Outro índice importante nas areias, é o seu índice crítico de vazios ( $e_{crítico}$ ), pois uma das características mais importantes das areias é a de sofrerem variação de volume quando submetidas ao corte. O conhecimento do  $e_{crítico}$  permite-nos determinar se haverá um aumento ou diminuição de volume. Se o índice de vazios ( $e$ ) é maior que o  $e_{crítico}$ , há um aumento do volume do corpo e uma diminuição da pressão neutra ( $u$ ), e se é menor que o  $e_{crítico}$ , há uma diminuição do volume do corpo e um aumento da pressão neutra.

Fatores que influenciam a resistência ao corte das areias (Santos, 2011):

- grau de compactação (entrosamento das partículas);
- granulometria (melhor distribuição do tamanho dos grãos );
- grau de saturação;
- resistência dos grãos;
- forma dos grãos: arredondado ou angulosos.

Todos os solos são compostos por vários tamanhos de grãos; logo podem apresentar tanto a coesão ( $c$ ) como o ângulo de atrito ( $\phi$ ). Estes dois parâmetros podem ser obtidos experimentalmente em laboratório através de vários ensaios nomeadamente os ensaios de caixa de corte direto e ensaios triaxiais.

Ao contrário do que se julga normalmente, o tamanho das partículas tem pouca influência na resistência das areias (Barata, 1984). A resistência das partículas que constituem a areia é que têm elevada importância, pois, embora o processo de corte da areia seja um processo na sua maioria de escorregamento e rolagem dos grãos entre si, se os grãos não resistirem às forças a que estão submetidos e se quebrarem, o comportamento global da areia vai ser diferente.

Geralmente, o ângulo de atrito presente numa areia saturada é aproximadamente igual ao da areia seca, ou ligeiramente menor, com a exceção dos casos onde as areias possuam grãos muito irregulares e fissurados, nas quais a água reduz a resistência dos cantos da partícula.

Os grãos de areia não possuem todas as propriedades físicas comuns entre si (são anisotrópicos) logo o seu comportamento não é o mesmo em todas as direções. Sob o ponto de vista de ângulo de atrito, esta anisotropia é pouco ou nada importante pois podem existir alguns corpos de prova com o mesmo índice de vazios, mas mesmo assim as suas partículas podem estar dispostas de maneiras diferentes.

A Geotecnia tem ganho ao longo dos anos um largo conhecimento e experiência, o que tem mostrado que uma areia que se encontra no seu estado natural por muitos anos apresenta uma deformabilidade muito menor do que quando tirada e recolocada no mesmo índice de vazios ( $e$ ). Então como exemplo, um aterro de areia apresenta, após alguns anos,

uma rigidez maior do que quando é construído, logo conclui-se que ao longo do tempo a rigidez de uma areia vai aumentando.

Este aumento de rigidez ocorre sem variação de volume e resulta da interação físico-química entre as partículas. Pires da Rocha (1966) diz que este fenômeno indica que ensaios de compressão triaxial com areias remoldadas (e é quase sempre assim que se ensaia, pois é extremamente difícil obter amostras indeformadas de areias), indicam módulos de elasticidade muito menores do que os correspondentes ao estado natural. Com o envelhecimento, aumenta a rigidez, mas não a resistência à ruptura, porque quando esta ocorre, as ligações entre partículas já se desfizeram.

Em função destes fatores, apresentam-se no item seguinte, valores típicos de ângulos de atrito, e a ordem de grandeza das tensões que ocorrem em obras comuns de engenharia civil.

Quando um solo está sujeito a um conjunto de forças, desenvolvem-se tensões de corte que provocam a sua deformação. Estas deformações são maiores no plano de algumas superfícies (as superfícies de deslizamento ou de ruptura). As tensões de corte no plano de deslizamento, no momento de ruptura são definidas como a resistência ao corte de um solo ( $\tau$ ) ou resistência ao corte (Barata, 1983).

Estes valores de resistência ao corte são representados num diagrama em função da tensão normal total,  $\sigma$ , no plano de ruptura, definindo uma reta. O ângulo que esta reta forma com o eixo das abcissas, denomina-se ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) e a ordenada na origem é a coesão (C). Segundo Barata (1983) a referida reta é representada pela Lei de Coulomb (Fig.1.3):

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad \text{eq.1}$$

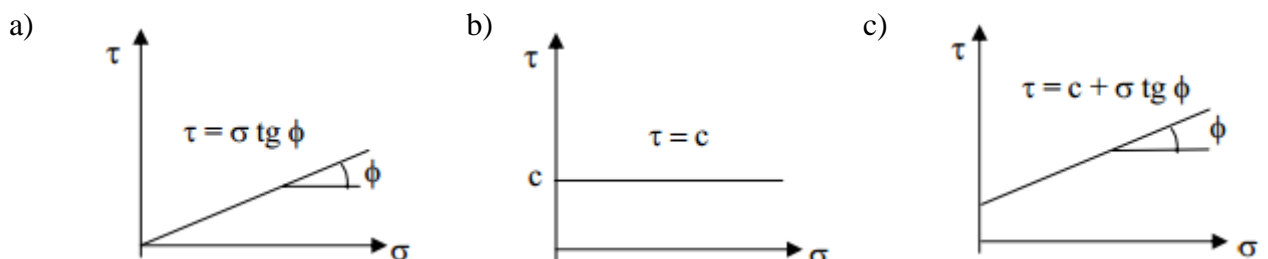


Figura 1.3 - Diagramas tensão de corte vs tensão normal. Situações típicas em: a) areias; b) argilas; c) solos “c-  $\phi$ ” (mistos) (Barata, 1983).

Em termos de tensões efetivas:

$$\sigma' = \sigma - u; \tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' \quad \text{eq.2}$$

Sendo,  $c'$  e  $\varphi'$  referidos em termos de tensões efetivas e  $u$  é a pressão neutra.

Aprofundando a questão das areias e da sua resistência ao corte, e seguindo Folque (1974), constata-se que as forças entre as partículas das mesmas são determinadas maioritariamente pelas forças exteriores, pois as forças atrativas e repulsivas entre as mesmas e originadas pelas suas cargas elétricas são praticamente nulas, logo desprezáveis.

Como já foi referido anteriormente, a resistência ao corte em areias é traduzida pelo ângulo de atrito entre as suas partículas, e essa depende da tensão média por intermédio do coeficiente do respetivo atrito. Resumidamente pode-se afirmar que a resistência ao corte varia linearmente com a tensão normal, sendo o coeficiente de atrito, o respetivo coeficiente de proporcionalidade, isto traduz a Lei de Coulomb (Eq.1). Mas segundo o mesmo autor esta relação não é de facto tão linear como aparenta, pois às forças puramente de atrito somam-se as forças de imbrincamento, que são forças presentes nos grãos de areias e que dependem do índice de vazios das mesmas e sucessivamente da sua tensão média. Então é verdadeiro afirmar que o ângulo de atrito interno cresce com a compacidade da areia, pois a compacidade cresce quando o índice de vazios diminui, logo a relação de tensão de corte vs tensão normal, também cresce com o aumento da compacidade, mas é importante salientar que o ângulo de atrito interno é igual á força de atrito mais as forças de imbrincamento.

Para qualquer obra de engenharia que envolve conhecimentos geotécnicos deve-se ter em atenção necessariamente se na obra pode ocorrer rutura ou não. Para não haver problemas para essa situação devem-se ter em atenção as diversas solicitações envolvidas na obra e verificar se o solo resiste às mesmas, determinando-se a resistência ao corte mobilizada pelo solo. A resistência ao corte de um solo em qualquer direção, é a tensão de corte máxima que pode ser aplicada à estrutura do solo naquela direção. Quando este máximo é atingido, diz-se que o solo rompeu, tendo sido totalmente mobilizada a resistência do solo.

Estas tensões referidas anteriormente representam os esforços resistentes do solo, onde a intensidade das mesmas é medida pela força por unidade de área. A rutura de um solo dá-se maioritariamente por corte ao longo de uma superfície de rutura, pois ocorre o deslizamento de uma parte do maciço sobre uma zona de apoio que permanece fixa.

A lei da resistência ao corte é a relação que une, no momento da rutura e ao longo da superfície de rutura, a tensão normal ou tensão de compressão ( $\sigma$ ) e a tensão tangencial ou

tensão de corte ( $\tau$ ). Tensão de corte, tensão tangencial, cisalhamento de corte ou tensão cortante é um tipo de tensão gerado por forças aplicadas em sentidos iguais ou opostos, em direções semelhantes, mas com intensidades diferentes no material analisado. A tensão normal é o somatório das forças normais ao plano, dividida pela área total que abrange as partículas em que estes contatos ocorrem. Uma força de corte é a componente tangencial da força que age sobre a superfície e, dividida pela área da superfície, dá origem à tensão de corte média sobre a área quando a área tende a um ponto.

A resistência ao corte é uma das propriedades mecânicas mais importantes dos solos, pois é fundamental em termos de estabilidade dos mesmos, em justificação a isso é correto afirmar que quanto ocorre uma rotura do solo ela ocorre por corte. Nos solos raramente acontece rotura por compressão, envolvendo extensa massa do terreno, normalmente pode é ocorrer esmagamento dos grãos, mas em zonas restritas, sem ocasionar danos à fundação.

Segundo o Terzaghi (1936), o círculo de Mohr, em memória de Christian Otto Mohr que foi um engenheiro civil que estudou tensões cortantes em rochas sãs e mais tarde em solos é uma forma gráfica de resolver um estado de tensões. Este engenheiro de renome facilitou imensamente a determinação deste tipo de tensões a partir das tensões normais ortogonais ao plano normal. A demonstração do Círculo de Mohr apresenta-se na Fig. 1.4, sendo de salientar os aspetos que se apresentam de seguida.

Estado plano de tensão: Qualquer ponto da circunferência representa o estado de tensão num plano que faz um ângulo  $\alpha$  com a direção do plano onde atua a tensão principal máxima.

Convenção de sinais:

- As tensões de compressão são positivas, marcando-se para a direita da origem.
- As tensões tangenciais são negativas marcando-se para baixo no eixo das ordenadas.
- A inclinação  $\alpha$  de qualquer plano, relativamente ao plano em que actua  $\sigma_1$ , é marcada no sentido contrário ao dos ponteiros do relógio, a partir do ponto de irradiação dos planos, no eixo das abcissas.

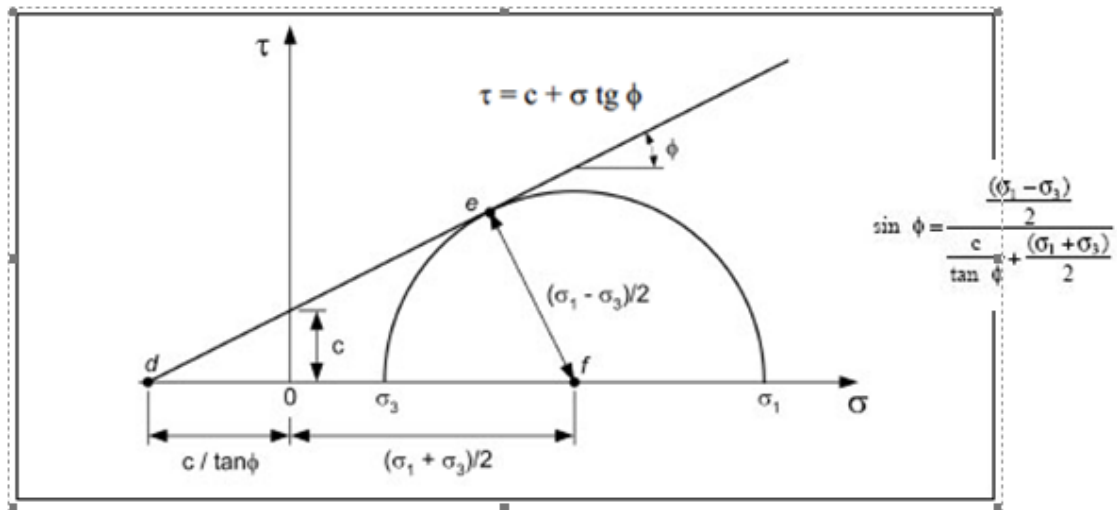


Figura 1.4 - Círculo de Mohr e seu esquema de tensões (Terzaghi, 1936).

### 1.3.3 Ângulo de atrito

#### i) Ensaios de corte de laboratório

Existem vários métodos para obter ou determinar o ângulo de atrito de um solo arenoso. À partida são os ensaios de laboratório que permitem obter tal parâmetro com maior rigor, pois são testes normalizados com metodologias bem definidas e onde são relativamente bem controladas as várias variáveis envolvidas no processo.

Assim, no presente trabalho, o ensaio que se vai utilizar para a obtenção do ângulo de atrito, é o corte direto, mas ainda existem outros ensaios laboratoriais como o ensaio de compressão triaxial, entre outros.

É sobre os dois ensaios mencionados, por serem os mais importantes, que de seguida se tecem algumas considerações.

O ensaio de corte direto é um ensaio simples de efetuar, onde uma amostra de seção retangular é introduzida numa caixa cortada horizontalmente em duas metades, onde uma força  $N$ , é aplicada à parte superior da amostra por meio de um sistema de pesos e alavancas e mantida constante como representa a Fig. 1.5. Ele é efetuado impondo uma deslocação horizontal com velocidade constante à metade inferior da caixa de corte, enquanto a superior é mantida fixa à custa de uma reação, cujo valor é medido em cada instante por meio de um anel dinamométrico. É necessário ter atenção para as duas metades da caixa estarem ligeiramente afastadas para se evitar forças de atrito entre elas. Deste modo, a superfície de rotura é imposta e tem de processar-se ao longo de um plano horizontal. O ensaio é

realizado, em geral, sob condições de deslocamento (deformação) controlado, porque deste modo é possível obter a resistência de pico e de rotura do solo. Considera-se que é atingida a rotura quando o solo não consegue resistir a qualquer acréscimo de carga horizontal. A tensão tangencial do solo é obtida dividindo a reação mobilizada,  $T$ , pela área da seção de corte,  $S$ . Durante o ensaio devem ser registados os valores da força, deslocamentos tangenciais e deslocamentos normais ao plano de corte. Normalmente, fazem-se três ou mais ensaios (provetes ou corpos de prova), cada um com uma determinada força vertical constante e determina-se a resistência (de pico e residual) associada a cada um destes ensaios. A interpretação dos resultados permite traçar as envolventes em termos de estado de pico ou de estado crítico do solo como representado na Fig. 1.2.

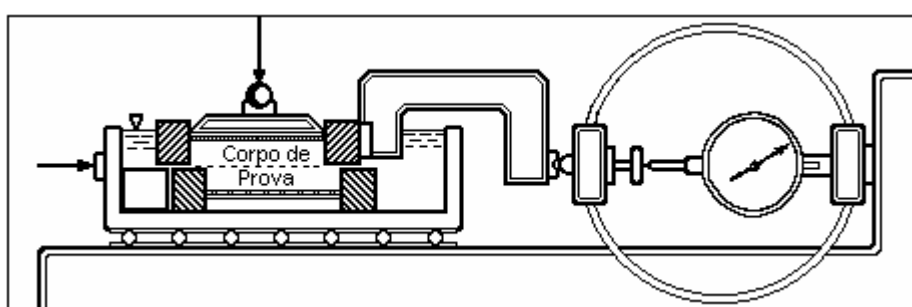


Figura 1.5 - Esquema de um aparelho de corte direto (UFBA, 2014).

Este ensaio possui a vantagem de ser rápido, simples, prático e fácil na moldagem de amostras de areia. Também é um ensaio rápido para solos permeáveis e possibilita grandes deformações por reversões na caixa de corte, a chamada resistência residual. Mas também possui diversas desvantagens e limitações, pois este ensaio não permite controlar a tensão horizontal e medir a pressão neutra, logo não permite controlar a drenagem da amostra.

Neste ensaio também só é conhecida a tensão no plano de corte, pelo que não é possível a determinação das tensões nos restantes planos, bem como das tensões principais e das respetivas direções. Segundo Matos Fernandes (2008) um dos aspetos mais criticáveis na conceção do ensaio é o facto de o estado de deformação no plano de rotura não ser uniforme durante o ensaio. As deformações por corte, num dado instante, são maiores junto do bordo da meia caixa móvel que empurra a amostra e menor no lado oposto.

Um ensaio mais complexo é o triaxial; como mostra a Fig. 1.6, no ensaio triaxial corrente uma amostra de solo cilíndrica (geralmente com uma relação altura/diâmetro igual a 2) é colocada dentro de uma câmara, para de seguida se encher de água, de modo a que seja possível lhe aplicar tensões de confinamento. A amostra é isolada por uma membrana impermeável à água e as tensões radiais são aplicadas elevando a pressão da água na câmara. As tensões aplicadas no ensaio: axial e radial são tensões principais, por imposição, ou seja, não há rotação das tensões principais durante o corte, o corpo de prova é conectado no topo

e na base para permitir a drenagem. O equipamento permite controlar de forma independente as tensões ou as deformações axial e radial. Além disso, permite ainda efetuar ensaios em condições drenadas ou não drenadas. As modalidades de ensaios mais frequentes são:

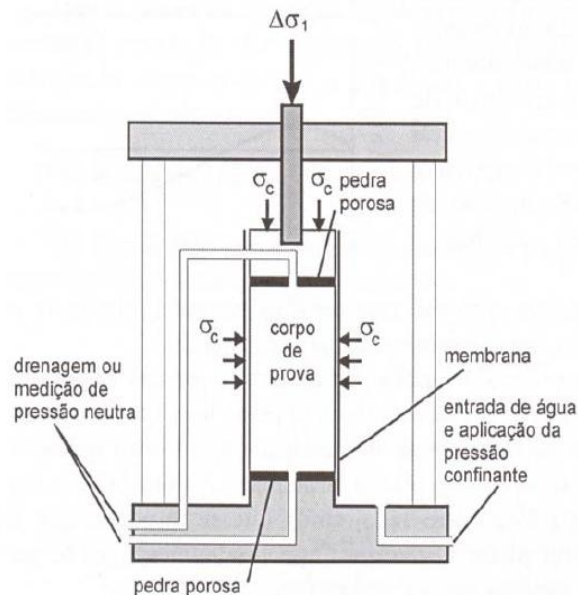


Figura 1.6 - Aparelho de compressão triaxial (Souza Pinto, 2000).

Ensaio não consolidado não drenado (UU) - Neste ensaio submete-se a amostra com as válvulas de drenagem sempre fechadas a uma pressão lateral e aumenta-se, de seguida, a tensão axial até à rotura. Este ensaio permite obter a resistência não drenada do solo.

Ensaio consolidado não drenado (CU) - O ensaio é conduzido em duas fases. Numa primeira fase o solo é consolidado para um determinado estado de tensão (isotrópico ou anisotrópico). As válvulas de drenagem estão abertas de modo a permitir a dissipação do excesso de pressão intersticial gerado. Na segunda fase (fase de corte), com as válvulas de drenagem fechadas o provete é levado à rotura, por variação das tensões ou das deformações impostas.

Ensaio consolidado drenado (CD) - O ensaio é semelhante ao anterior com a diferença de que se garante excesso de pressão intersticial nula na fase de corte.

A metodologia seguida com detalhe nos vários ensaios pode ser consultada em vários autores, merecendo referência Terzaghi (1943), Matos Fernandes (1994) e Ortigão (1995). No item da metodologia da presente dissertação serão apresentados alguns detalhes sobre o ensaio de corte direto.

## ii) Ângulos de atrito típicos de areias

Como já referido no item anterior o ângulo de atrito de uma areia depende da sua compactidade, pois é ela que governa o entrosamento entre as partículas. Como as areias têm intervalos de índices de vazios bem distintos, os ângulos de atrito são geralmente referidos à compactidade relativa das areias. Segundo Pinto (2002), o ângulo de atrito de uma areia, no seu estado mais compacto, é da ordem de 7 a 10 graus maior do que o seu ângulo de atrito no seu estado menos denso e existem algumas características que diferenciam as diversas areias e influenciam a sua resistência ao corte, tais como: quanto mais bem distribuída granulometricamente é uma areia, melhor o entrosamento entre as partículas, logo maior o ângulo de atrito. Devido ao entrosamento se considerarmos um maior percentual de grãos grossos e um menor de grãos finos, os grãos finos tendem a ocupar os vazios entre os grossos, aumentando o entrosamento e, conseqüentemente, o ângulo de atrito, ao contrário pouco irá afetar a pouca influência terá no entrosamento entre os grãos, logo podemos concluir que os grãos grossos e finos desempenham papéis diferentes, na maneira certa de os utilizar, e podem afetar o respetivo ângulo de atrito.

Nas Tabelas 1.1 a 1.5 apresentam-se valores típicos de ângulos de atrito para vários tipos de solos granulares, segundo vários autores, sendo de salientar que os valores variam entre 25 e 50°, correspondendo os menores a areias finas siltosas de compactidade muito solta, e os maiores a areias muito grossas e/ou cascalhos com a máxima compactidade.

Tabela 1.1 - Valores típicos do ângulo de atrito segundo Tschebotarioff (1951) para a areia de Ottawa (areia uniforme e de grãos redondos).

	GC	H (humidade)	$\Phi$
Compacta	1	Seca	39°
Média	0,62	6%	35°
Solta	0	Seca	33°

$$GC \text{ (grau de compactidade)} = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}}$$

$$0 \leq GC \leq 1,$$

Sendo  $e_{min}$ ,  $e_{nat}$ , e  $e_{m\acute{a}x}$ , os índices de vazios na situação de compactidade máxima, natural e mínima, respetivamente.

Tabela 1.2 - Valores típicos do ângulo de atrito segundo Terzaghi e Peck (1949), para areias secas.

	Grãos redondos (uniforme)	Grãos angulares (bem graduados)
Areias soltas	28,5°	34°
Areias compactas	35°	46°

Tabela 1.3 - Valores típicos do ângulo de atrito segundo Terzaghi e Peck (1963) distinguindo grãos soltos e densos.

	Grãos soltos	Grãos densos
Areia, grãos redondos e uniformes	27.5°	34°
Areia, grãos angulosos, bem graduados	33°	45°
Cascalhos arenosos	35°	50°
Areia siltosa	27° a 33°	30° a 34°
Silte inorgânico	27° a 30°	30° a 35°

Tabela 1.4 - Valores típicos do ângulo de atrito segundo Mello e Teixeira (1960) para areias secas, com diferentes compacidades.

Compacidade	Areia fina	Areia média	Areia grossa
Solta	25°	30°	35°
Média compacta	30°	35°	40°
Compacta	35°	40°	45°

Tabela 1.5 - Valores típicos do ângulo de atrito segundo Skempton e Bishop (1950) para ensaios lentos, com diferentes compacidades.

Compacidade	Areias uniformes	Areias bem graduadas	Pedregulhos arenosos
Solta	30°	32°	35°
Compacta	40°	45°	50°

Assim, fica bem patente a clara dependência do valor do ângulo de atrito a partir do GC mas também do tipo de areias, sendo por isso prática comum alguns autores apresentarem propostas de várias equações genericamente empíricas, ou obtidas a partir de correlações estatísticas no sentido de o ângulo de atrito se obter a partir do GC, ou até de parâmetros granulométricos, e ainda a partir de resultados de ensaios *in situ*, pois estes refletem logo não só o GC dos materiais *in situ* como naturalmente do atrito advindo do tipo de solo (tamanho de partículas, extensão granulométrica, tipo de minerais, rugosidade destes, de entre outros). Assim, apresentam-se de seguida algumas relações entre vários parâmetros no sentido de se obter o ângulo de atrito, que se entende serem mais importantes.

### iii) Equações empíricas para determinar o ângulo de atrito nas areias

Relações para determinação do ângulo de atrito a partir do grau de compacidade,  $\phi = f$  (GC), apresentam-se nas equações 3 a 6, ou ainda nas figuras 1.7 a 1.9. Relações para determinação do ângulo de atrito em função do peso específico natural, do índice de vazios e da porosidade,  $\phi = f(\gamma, e, n)$ , apresentam-se na Fig. 1.10.

$$\Phi = 30 + 15 \text{ GC, para areias puras;} \quad \text{eq. 3}$$

$$\Phi = 25 + 15 \text{ GC, para areias com mais de 5\% de "finos" (Meyerhof, 1956);} \quad \text{eq. 4}$$

$$\phi = \tan^{-1} [ 0.71 / (1.49 - \text{GC}) ] \text{ (Mello, 1971);} \quad \text{eq. 5}$$

$$\phi = 26 + 20 \text{ GC, para areias bem graduadas (Zeevaert, 1972).} \quad \text{eq. 6}$$

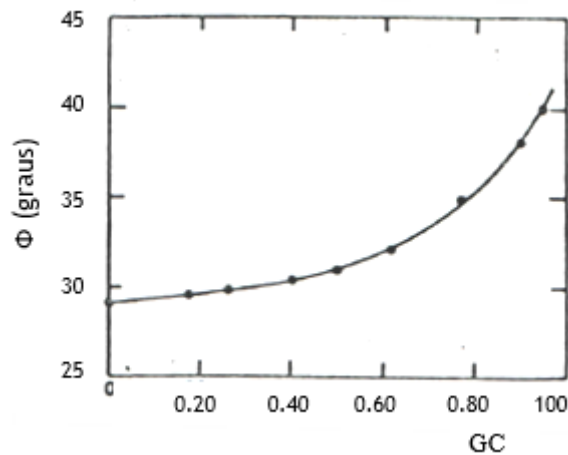


Figura 1.7 - Relação entre o ângulo de atrito ( $\phi$ ) e o grau de compacidade (GC) para areias de duna (Lambe & Whitman, 1979).

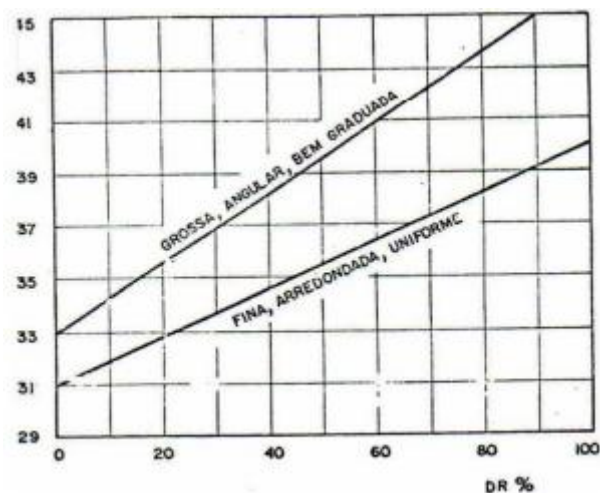


Figura 1.8 - Relação entre o ângulo de atrito e a densidade relativa (DR ou GC) para os vários tipos de solos incoerentes (Schmertmann, 1975).

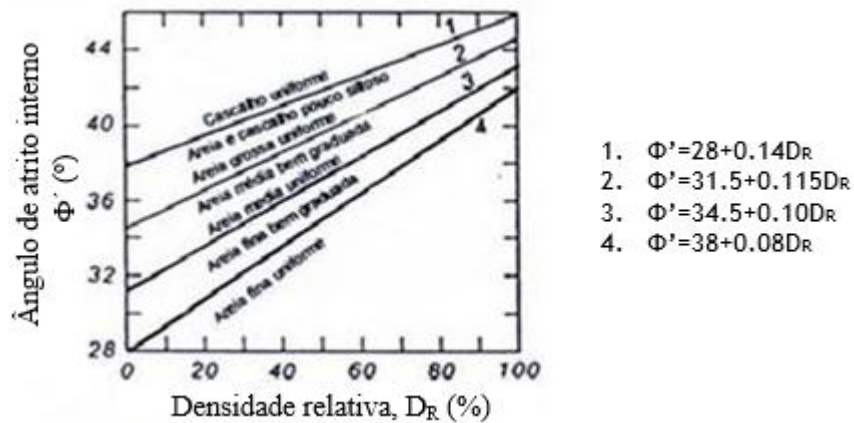


Figura 1.9 - Relação entre o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) e a densidade relativa ( $D_R$  ou  $G_C$ ) para os vários tipos de solos incoerentes (Schmertmann, 1977).

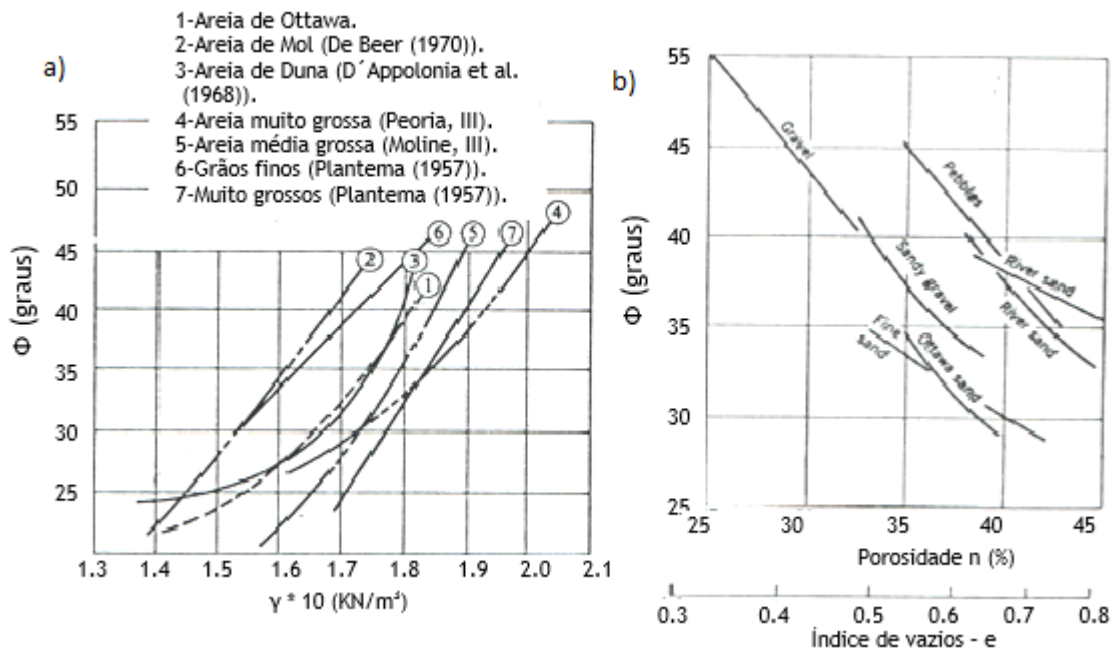


Figura 1.10 - Relações entre um ângulo de atrito ( $\phi$ ) e o peso específico natural (a) e o índice de vazios e porosidade (b) (Lambe e Whitman, 1979).

Equações para determinação do ângulo de atrito em função de parâmetros granulométricos e limites de Atterberg, para situações de solos soltos ou de muito baixa compactidade, foram apresentadas por Ladeira e Ferreira Gomes (1989) e Ferreira Gomes (1992):

a) para areias sem finos ou com poucos finos não plásticos,

$$\phi = 32.03 + 3.58d_{10} - 0.12d_{50} + 0.15Cu - 0.24Pf \quad (R = 0.803), \quad \text{eq. 7}$$

$$\phi = 31.49 + 0.15d_{85} + 3.27d_{25} - 0.20Pf \quad (R = 0.835), \quad \text{eq. 8}$$

$$\varphi = 32.38 + 1.47Y_1 - 3.45 \cdot 10^{-2} Y_2 + 3.25 \cdot 10^{-4} Y_3 \quad (R = 0.871), \quad \text{eq. 9}$$

b) Areias com finos plásticos

$$\varphi = 31.5 - 0.19 IP + 8.92d_{50} \quad (R = 0.804), \quad \text{eq. 10}$$

$$\varphi = 33.8 - 0.17 LL + 10.07d_{50} \quad (R = 0.813), \quad \text{eq. 11}$$

$$\varphi = 35.6 - 0.13 Pf - 0.13 IP + 5.11d_{50} \quad (R = 0.835), \quad \text{eq. 12}$$

$$\varphi = 37.2 - 0.13 Pf - 0.12 LL + 5.96d_{50} \quad (R = 0.845), \quad \text{eq. 13}$$

Em que:  $Y_1 = d_{10} \cdot d_{60}$ ,  $Y_2 = Pf / d_{50}$ ,  $Y_3 = Pf / d_{10}$  e  $Cu = d_{60} / d_{10}$ .

Sendo:  $d_{10}$ ,  $d_{25}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{60}$  e  $d_{85}$  os diâmetros das partículas (em mm), para os quais 10, 25, 50, 60 e 85 são a percentagem de material de diâmetro inferior; Pf, é a percentagem em “finos”, isto é, a percentagem que passa no peneiro nº200, de malha 0.074 mm; LL, o limite de liquidez (%); IP, o índice de plasticidade (%),  $\phi$ , é o ângulo de atrito interno em graus; e R, é coeficiente de correlação múltipla.

Salienta-se que segundo Ferreira Gomes (1992) os ângulos de atrito utilizados para estabelecer as equações (7) a (13), foram obtidos a partir de ensaios de corte direto simples, em amostras saturadas, ensaiadas com tensões verticais na fase de corte, iguais à da fase de consolidação; isto é, as amostras eram normalmente consolidadas, e conseqüentemente os ângulos de atrito obtidos pelas respectivas equações, são aproximadamente em termos de tensões residuais, sendo conservadores, quando se aplicam as areias *in situ* muito compactas.

Merece ainda referência a equação geral proposta por Costet e Sanglerat (1981) na tentativa de serem ponderados todos os fatores envolvidos e com muito detalhe, desde a compacidade, ao tipo de areia, e a ainda as suas características de rugosidade, esfericidade, de entre outros como se apresenta na Tabela 1.6.

Tabela 1.6 - Equação geral para o cálculo do ângulo de atrito em solos incoerentes (Costet e Sanglerat,1981).

$\Phi = 36^\circ + \Phi_1 + \Phi_2 + \Phi_3 + \Phi_4$			
Compacidade	$\Phi_1$	Muito solta	-6
		Média	0
		Muito compacta	+6
Forma e rugosidade dos grãos	$\Phi_2$	Aguda	+1
		Média	0
		Redonda	-3
		Muito redonda	-5
Dimensão dos grãos	$\Phi_3$	Areia	0
		Seixo fino	+1
		Seixo grosso	+2
Extensão granulométrica	$\Phi_4$	Uniforme	-3
		Média	0
		Extensa	+3

Em relação a relações que permitam obter o ângulo de atrito a partir de resultados de ensaios *in situ*, não sendo um assunto de interesse direto ao presente trabalho, mas no sentido de completar este item, pois estas relações à partida possibilitam obter o ângulo de atrito de acordo com as características naturais globais das areias, até porque é muito difícil obter amostras completamente indeformadas da generalidade destes solos e essas relações poderão obter dados com bastante aproximação em relação à situação real.

Assim, para a estimativa de  $\phi$ , Godoy (1983) menciona a seguinte correlação empírica com o índice de resistência à penetração (N) do SPT, nas equações 14 e 15:

$$\Phi = 28^\circ + 0.4 \cdot N \quad \text{eq. 14}$$

Enquanto Teixeira (1994) menciona que:

$$\Phi = \sqrt{(20 \cdot N)} + 15^\circ \quad \text{eq. 15}$$

A determinação do ângulo de atrito a partir de ensaios SPT, pode ainda ser obtida de acordo com expressões (ou ábacos) de vários autores apresentados nas Fig. 1.11, 1.12 e 1.13.

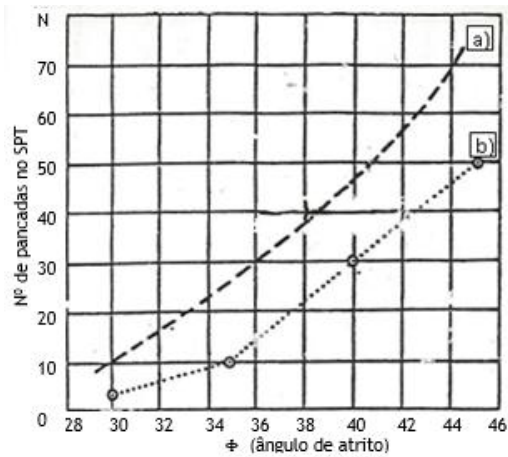


Figura 1.11 - Relações entre o ângulo de atrito ( $\phi$ ) e N (n.º de pancadas no ensaio SPT) para solos incoerentes, segundo: a) Peck et al (1953); b) Meyerhof (1956).

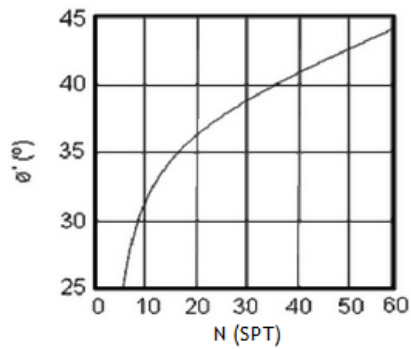


Figura 1.12 - Ângulo de atrito em função dos valores do SPT (Décourt, 1989).

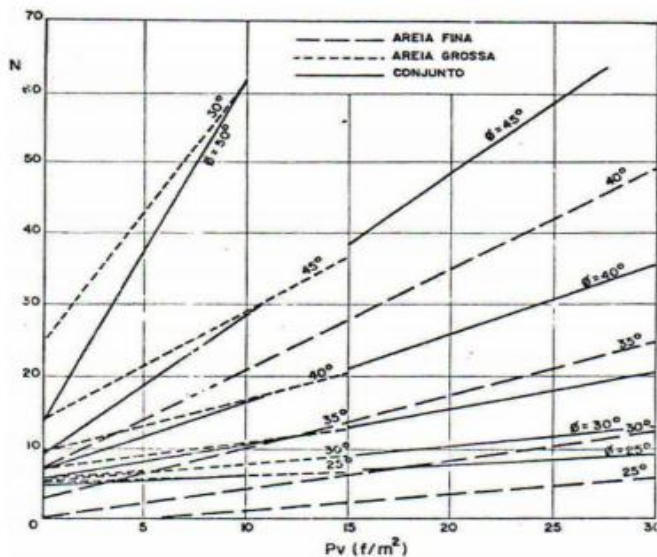


Figura 1.13 - Ângulo de atrito em função de N (SPT) e  $\sigma'_v$ , tensão vertical efetiva (Mello, 1967).

Sobre a determinação do ângulo de atrito a partir de relações que envolvam a resistência de ponta ( $q_c$ ) do ensaio CPT, merecem referência os ábacos de vários autores apresentados nas figuras 1.14, 1.15 e 1.16.

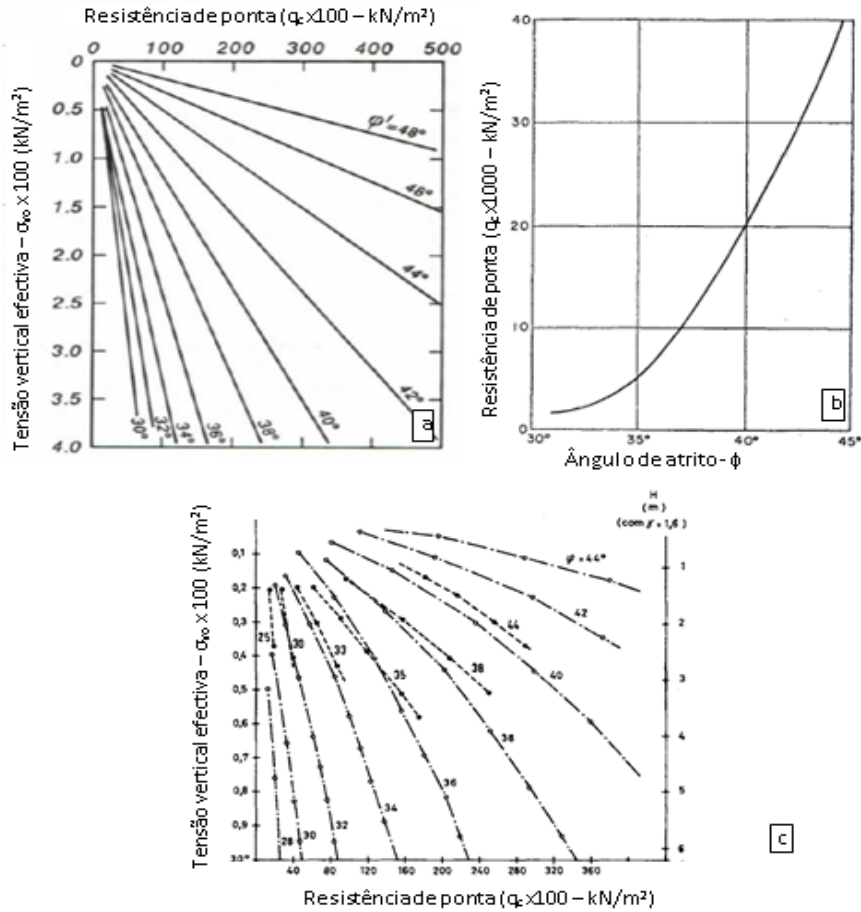


Figura 1.14 - Relação entre o ângulo de atrito e a resistência de ponta em solos incoerentes, segundo: a) Robertson e Campanella (1983), b) Meyerhof (1974) e c) Folque (1976).

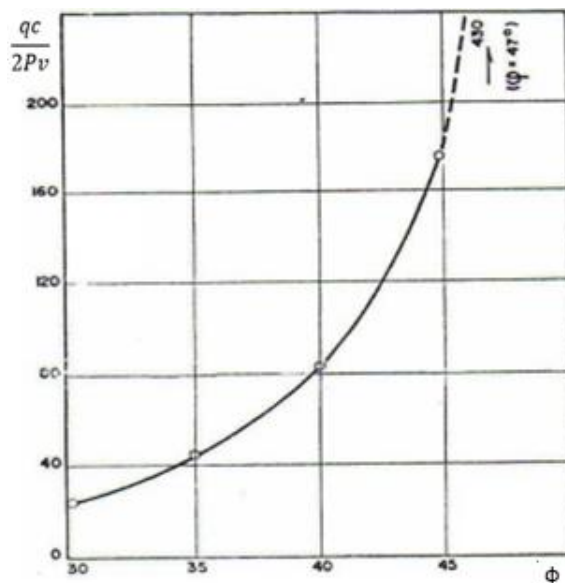


Figura 1.15 - Relação entre o ângulo de atrito e o ratio entre a resistência de ponta ( $q_c$ ) com a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ) em solos incoerentes (Sanglerat, 1965).

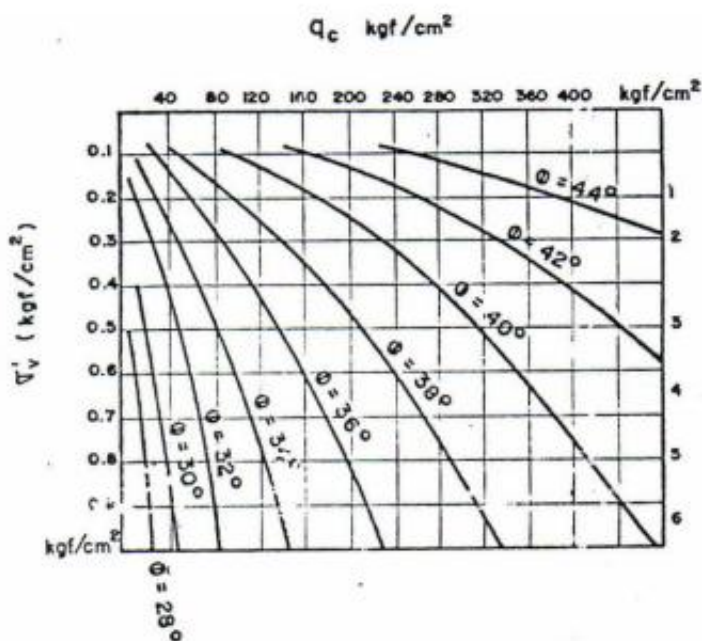


Figura 1.16 - Ângulo de atrito em função do valor de  $q_c$  e da tensão efetiva vertical (Trofimenkov, 1974).

### 1.3.4 Caracterização dos solos

Os solos presentes em Portugal Continental são em geral jovens, pouco desenvolvidos, com características que em certos casos refletem predominantemente as rochas subjacentes, noutras o relevo ou o clima.

Segundo Marques (2001) o termo solo residual necessita de alguma clarificação, na medida que não está bem definido, podendo variar de país para país, constatando-se mesmo que não há definição universalmente aceite de solo residual (Brand e Phillipson, 1985).

Normalmente distinguem-se dois tipos de solo residual (Viana da Fonseca, 1996; Blight, 1997): i) o primeiro associado a um horizonte superior, e com desenvolvimento significativo em zonas com clima tropical, o solo residual maduro ou laterite, solo altamente alterado, que contém uma concentração suficiente de óxidos de ferro e alumínio para ser cimentado em algum grau, mas em que a estrutura conferida pela rocha mãe foi destruída. ii) e o segundo associado a um horizonte inferior, e predominantemente em zonas com clima temperado, o solo residual jovem ou saprólito, material classificado como solo, mas que preserva a estrutura original da rocha mãe.

A definição de solo residual geralmente aceita é a de um material resultante da meteorização *in situ* de rochas ígneas, sedimentares e metamórficas, sem que ocorra transporte do local original (Lambe, 1979; Brand, 1985; Mitchell, 1993; Terzaghi, 1996; Blight, 1997).

Os solos têm algumas características importantes que convém ter em atenção, pois têm de ser recolhidas amostras e para isso deve-se ter uma vaga ideia de como os solos se podem apresentar pode ser uma grande ajuda. Algumas das características mais importantes vão ser referidas a seguir, tais como Matos Fernandes (2011) refere:

- a) o relevo, onde os solos apresentam diversas características topográficas, umas mais facilmente reconhecidas do que outras como são o caso das montanhas, vales, planaltos ou planícies aluviais. Em Portugal Continental predominam as áreas de baixa altitude, com mais de 70 % do território abaixo dos 400 metros e menos de 12 % acima dos 700 metros. Mas esta diferença do relevo faz-se de uma forma muito desigual entre o Norte e o Sul.
- b) a origem do solo em estudo, que é importante para ter uma melhor ideia sobre as propriedades dos solos. O solo pode-se formar diretamente pela meteorização das rochas consolidadas *in situ* (um solo residual). Os solos graníticos, são o resultado da alteração de rochas magmáticas intrusivas, pois formam-se no interior da crosta, de grão fino, médio ou grosso, apresentam em sua composição quartzo, feldspato e micas basicamente em associações que variam conforme determinadas características, sendo normalmente encontrados nas placas continentais da crosta terrestre.

Como referenciado anteriormente o granito é uma rocha magmática intrusiva, em consequência da solidificação e cristalização do magma, mas posteriormente, a rocha já consolidada teria irrompido esse processo até atingir a superfície da Terra, ou teria sido posta a nu pela ação dos agentes erosivos, ao removerem as rochas que a encobriam. Diga-se que há factos que levam a aceitar que certos granitos possam ter outra origem, gerando-se em meio sólido, a partir de outras rochas (rochas sedimentares), por meio de transformações complexas e prolongadas que se integram num grande processo geológico, chamado granitização.

- c) A cor do solo, pois a sua tonalidade, é muito grande nos tons de castanho, mas também pode chegar até preto, vermelho, amarelo, acinzentado. Essas cores derivam de outros fatores como da matéria orgânica, pois quanto maior a sua quantidade mais escura é a cor do solo; já as cores vermelhas ou amarelas estão associadas aos diferentes tipos de óxidos de ferro existentes no solo pois quanto maior for esse teor em óxido de ferro mais vermelho se torna o solo. Os solos com baixa capacidade de drenagem, isto é, com excesso de água, possuem uma cor acinzentada e os solos com elevada quantidade de quartzo na fração mineral apresentam coloração clara.

Especificamente o granito apresenta cores na ordem do branco, cinzento, rosa, amarelo e esverdeado quando alterado, é uma rocha leucocrata (rocha magmática de cor clara).

d) A textura do solo depende da proporção de areia, do silte, ou argila na sua composição. A textura influencia a:

- taxa de infiltração da água;
- armazenamento da água;
- facilidade de mecanização;
- distribuição de determinados nutrientes (fertilidade do solo).

As percentagens de argila, silte e areia mudam bastante ao longo da extensão de um terreno. A maneira em que esses diferentes tipos de grãos se distribuem é de extrema importância na disseminação da água no solo. A textura modifica o movimento da água.

A granulometria é um processo que contabiliza e dá importância ao tamanho relativo dos grãos que compõem o solo. Grãos com diâmetros menores que 2 mm (areia, silte e argila) são as de maior importância, pois muitas das propriedades físicas e químicas da porção mineral do solo dependem das mesmas. Para o estudo da granulometria geralmente são utilizadas peneiros (para solos granulares) padronizados, nos quais uma porção de solo é separada nos diferentes tamanhos constituintes.

O granito é uma rocha fanerítica (textura das rochas magmáticas, onde é possível observar os cristais individuais à vista desarmada) com minerais bem desenvolvidos, normalmente equigranular, os grãos que a constituem costumam ter a mesma forma e tamanho.

A textura pode ser determinada segundo percentagens dos diferentes tipos de solos como referencia o triângulo textural e é representado na Fig. 1.17.

Para este triângulo textural ser usado tem que se ter presente a diferença entre as dimensões das partículas, pois elas são classificadas de acordo com a sua dimensão e como demonstra a Fig. 1.18, tem-se:

Argila: partícula com diâmetro inferior a 0,002 mm.

Silte: partícula com diâmetro entre 0,002mm e 0,06 mm.

Areia: partícula com diâmetro entre 0,06mm e 2 mm.

Cascalho: partícula com diâmetro superior a 2 mm.

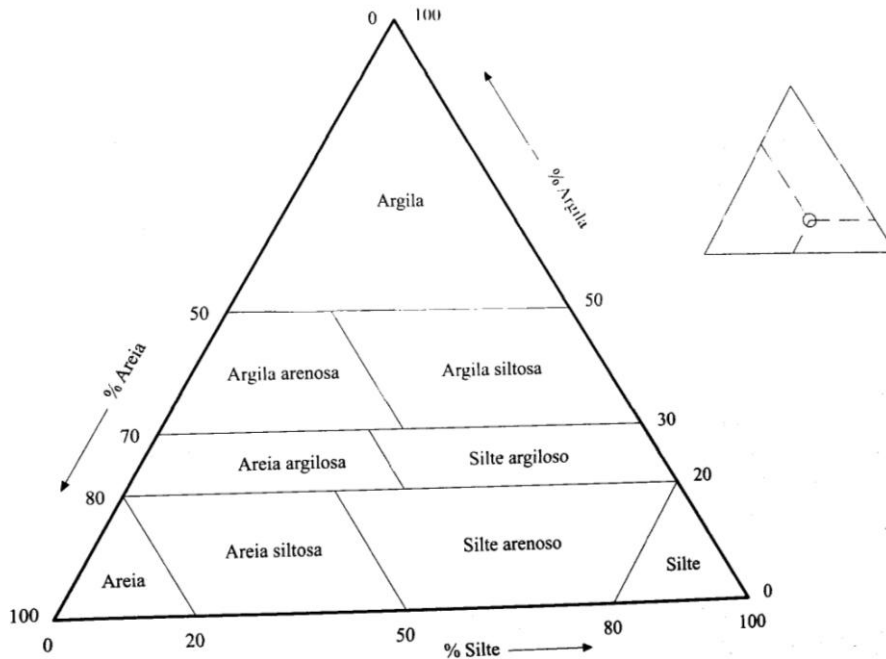


Figura 1.17 - Triângulo de Feret: nomes a atribuir aos solos de acordo com a respetiva curva granulométrica (Matos Fernandes, 1994).

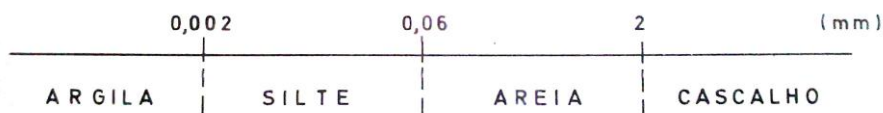


Figura 1.18 - Classificação dos solos relativa à composição granulométrica (Folque, 1987).

A classificação de Feret é baseada, ao se desconsiderar a presença de matéria orgânica e a presença de partículas de solo maiores de 2 mm. O total de partículas de um solo é igual ao somatório da proporção de areia, silte e argila. De modo que o solo pode ter de 0 a 100% de areia, de silte e de argila. A avaliação da textura de um solo pode ser feita diretamente no campo e em laboratório. Em campo a textura pode ser determinada através do tato, quando se manuseia a amostra do solo. A areia proporciona uma sensação de aspereza, o silte apresenta a sensação de maciez e a argila proporciona a sensação maciez, plasticidade e pegajosidade quando molhados. Em laboratório a amostra do solo é dispersa, por peneiramento e sedimentação, e a partir disso determina-se a proporção de areia, argila e, por diferença, a de silte.

- e) A consistência do solo, que é a resistência dos agregados do solo, e depende da textura e porosidade dos mesmos. A consistência é testada em amostras secas para se determinar a dureza ou tenacidade, em húmidas para se determinar a friabilidade e em molhadas para ver a sua plasticidade e pegajosidade.

A consistência está relacionada com a influência que as forças de coesão (atração entre partículas sólidas) e de adesão (atração entre as partículas sólidas e as moléculas de água) exercem sobre os constituintes do solo. Assim, um solo pode ser muito duro quando está seco, e pegajoso quando está molhado.

- f) A porosidade, que é um termo que se refere à porção de espaços ocupados pelos líquidos e gases em relação ao espaço ocupado pela massa de solo (relação entre volume de vazios e volume total de uma amostra de solo). Poros são os espaços vazios dentro do solo e ajudam a penetração de água e sua permeabilidade, que, por sua vez, transporta material para dentro do solo.

Existem dois grupos de poros, existindo entre eles um nível intermédio onde os poros poderiam pertencer a cada um dos extremos. Estes grupos são classificados de acordo com o diâmetro dos poros e essa variação deve-se à forma e imbricamento dos grãos:

- macroporos - geralmente maiores de 0,075mm. Esses poros perdem sua água após 48h de secagem natural e são os que mais determinam a permeabilidade e aeração do solo.
- mesoporos - intermediário entre macroporos e microporos (entre 0,030mm e 0,075mm).
- microporos - menores que 0,030mm e responsáveis pela retenção de água.

A porosidade está diretamente relacionada com a circulação de água no solo, pois as redes de poros estão ligadas entre si e permitem a circulação de água, ou os respectivos poros podem-se encontrar isolados, o que permite que a água fique em seu interior, mas não circule.

- g) A permeabilidade do solo (K) é a maior ou menor facilidade com que a percolação da água (movimento e filtragem de fluidos por materiais porosos) ocorre através de um solo. A permeabilidade é a propriedade que os solos apresentam em se deixarem penetrar pelos líquidos e é influenciada pelo tamanho das partículas, e pela sua porosidade.

Nos solos arenosos há uma grande permeabilidade o que facilita o fluxo da água, enquanto, que nos solos argilosos, ocorre o inverso, pois na argila o fluxo da água é muito mais complexo, o que torna este tipo de material ideal para barragens ou estruturas que estejam em sistemático contacto com a água, pois essas estruturas apresentam baixa permeabilidade.

A permeabilidade do solo pode ser obtida em laboratório através do ensaio de permeabilidade de carga constante (para materiais granulares de alta permeabilidade) e o ensaio de carga variável (para os materiais de baixa permeabilidade).

### 1.3.5 Solos residuais graníticos

Os solos residuais são normalmente tratados como solos e quando intactos geralmente possuem características similares a rochas brandas, devidas à estrutura herdada (Andrade Pais, 2007).

Estes solos residuais também podem ser tratados como solos *in situ* e os processos de meteorização que levam à formação dos mesmos dependem do clima (temperatura, chuva, humidade do ar, evaporação e regime de ventos), dos agentes biológicos (vegetais e animais) e da rocha mãe onde estão associados também o relevo e o tempo decorrido.

Ferreira Gomes e Andrade Pais (2006) também fizeram um estudo do solo residual da Covilhã que apresentaram no Congresso Nacional de Geotecnia e concluíram que o solo residual granítico da Covilhã está longe de apresentar homogeneidade na matriz granulométrica, o que impõe algumas reservas na interpretação de alguns ensaios. O processo de destorroamento pode induzir em erros de análise por ser difícil a noção se se está ainda na pura separação física dos minerais ou a quebrar em partículas mais finas. A percentagem elevada de feldspatos mais ou menos caulinizados, micas com diferentes graus de alteração, poderá ter influência no processo clássico da análise granulométrica.

Os granitos calco-alcalinos ocupam no País muito maior extensão do que os alcalinos, talvez mais de dois terços da área granítica, predominando sobretudo na região central do território em particular nas Beiras, região da Covilhã, denominado por granito da Covilhã. As rochas graníticas, às quais se deve a formação e individualização da unidade estrutural da Covilhã datam do final do Carbónico (Andrade Pais, 2007).

Townsend (1985) refere-se aos solos residuais como solos resultantes de ações químicas ou térmicas no tempo e, por isso, dependem de fatores climatéricos, materiais de

origem, topografia e condições de drenagem e idade. Este mesmo autor salienta que estes fatores interferem na gênese dos solos residuais e podem-se ver as suas descrições abaixo referidas:

**Clima:** as melhores condições para a formação deste solo são as das zonas tropicais, onde os solos característicos são os solos lateríticos, que são um solo de cor avermelhada por causa da concentração de óxidos de ferro e/ou alumínio e produção de argilominerais. Mas também nos climas temperados se sente alterações, resultando largas zonas de materiais com características muito diferentes do clima tropical, pois os solos típicos destas regiões são os solos podzólicos que são condicionados por um acumular de matéria orgânica, húmus, dispersão de ferro e alumínio e enriquecimento em sílica.

**A água:** esta como se sabe, ajuda a dissolver as partículas e faz com que as reações química sejam mais rápidas, enquanto que o aumento da temperatura faz com que aumente a velocidade das mesmas. Isto vem em justificação ao referido anteriormente, pois os trópicos apresentam condições ideais para a formação de solos residuais, pois possuem elevadas temperaturas, boa precipitação e alta profundidade, ou seja grandes possanças de solos residuais como apresentado na Fig. 1.19. O autor Vargas (1971) também refere a situação da água como sendo o principal agente de decomposição das rochas, mas segundo o autor também existem outros agentes tais como o dióxido de carbono que ataca os feldspatos e (se existem) elementos ferro-magnesianos e óxidos de alumínio e ferro, o ozono que está contido na água das chuvas tropicais e provoca grande erosão nas encostas das montanhas e a dissolução de minerais solúveis como o calcário.

**Material de origem:** Os solos de rochas plutónicas são constituídos por minerais básicos como a olivina, piroxena e as plagioclases e minerais ácidos como o quartzo, feldspato e micas. Estes minerais são mais influentes nas fases iniciais das alterações químicas, diminuindo com o tempo. Os minerais básicos são menos resistentes à mudança e formam zonas mais estreitas de alteração porque o fazem mais rapidamente que os ácidos.

**Topografia e drenagem:** Em boas condições de drenagem, produzem-se solos avermelhados, ricos em ferro e alumínio (solos argilosos lateríticos), e em zonas com piores condições de drenagem aparecem argilas negras e expansivas (montmorilonite). A disposição e capacidade de drenagem de um solo influencia muito a capacidade de acelerar os processos químicos, a erosão e a exposição dos materiais a alterar. As melhores condições situam-se em zonas moderadamente inclinadas, de boa exposição e de razoável drenagem.

Os perfis dos solos residuais também são salientados por Vargas (1971) apresenta cinco zonas de alteração, variáveis em qualquer sentido e direção e que se apresenta no esquema da Fig. 1.20.

A zona I é constituída por uma camada arenosa, argilosa ou areno-argilosa, com grandes vazios e não saturada. Também é uma estrutura instável, que pode colapsar quando estiver saturada até com pequenas cargas. A zona II é uma camada de argila ou areia compacta, dura e que provêm da interação e cimentação dos grãos da camada anterior. Na zona III o solo residual tem estrutura igual à rocha original mas não tem a mesma resistência, são solos geralmente saturados e preenchidos por colunas de argila ou areia que provem da decomposição da rocha mãe. A zona IV apresenta depósitos ou camadas de argila ou areia residual, juntamente com detritos de rocha decomposta. Por último a zona V é uma zona que apresenta algumas alterações de características como os limites de Atterberg, o teor em água, a granulometria e a porosidade. Na Fig. 1.21 é apresentado um perfil de granito com a sua respetiva evolução em profundidade que faz compreender esta zona V.

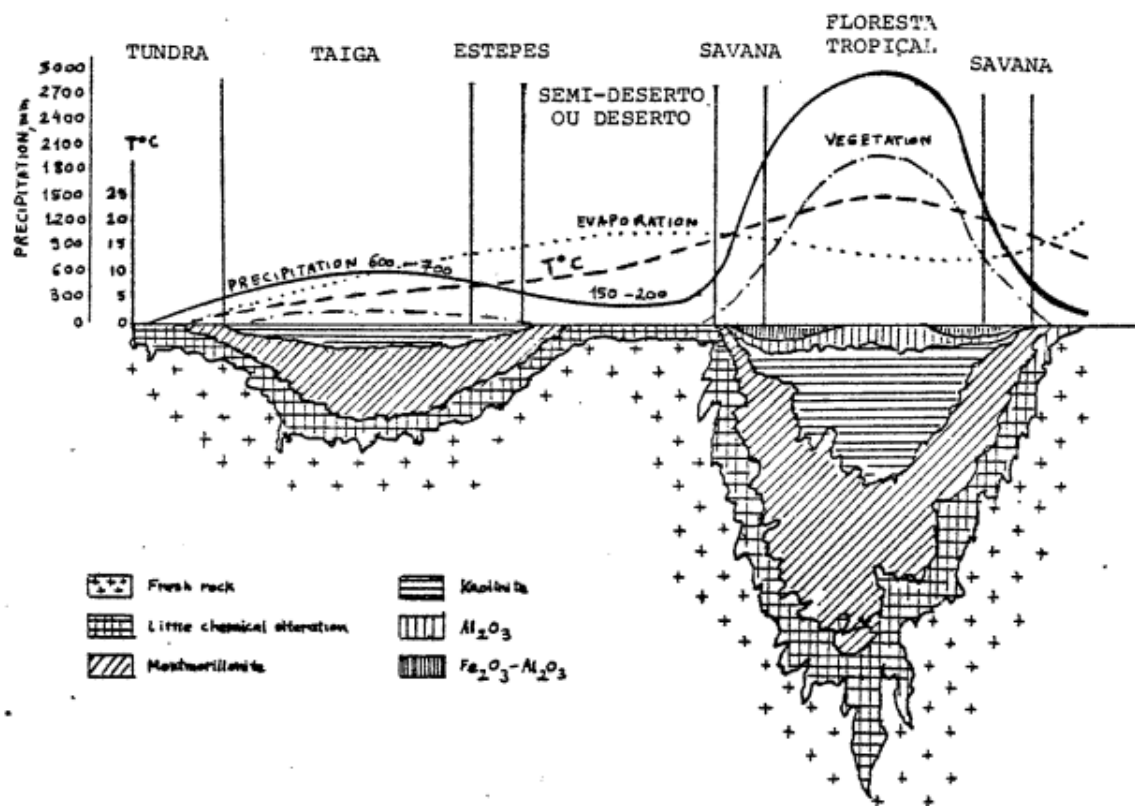
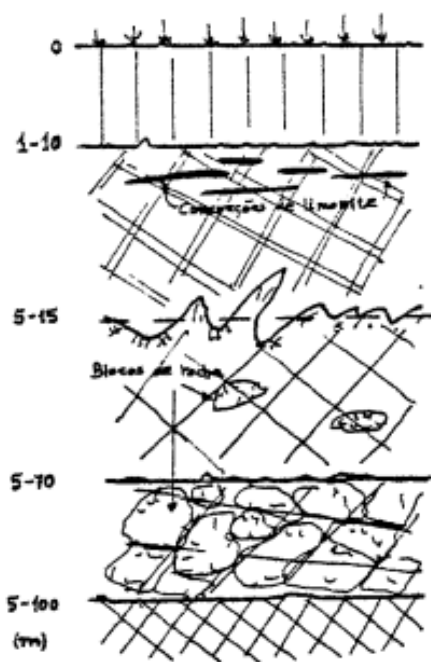


Figura 1.19 - Esquema sobre a influencia de variação da temperatura e precipitação na profundidade de solos residuais (Townsend, 1985).



Argila ou areia "porosa" vermelha parda ou alaranjada. (Solo residual na (superior) duro ou coluvial).

Argila parda ou amarelada rígida ou dura; ou areia argilosa parda a amarela (Intermédia) compacta. Eventualmente com concreções ou camadas de limonite. Eventualmente mantendo a estrutura da rocha original.

Areia com pedregulho residual, ou solo arenoso, ou argiloso; mantendo a estrutura da rocha original. Eventualmente com blocos ou camadas de rocha sã ou decomposta.

Solo de "alteração da rocha", rocha decomposta. Blocos ou camadas de rocha quase sã entremeadas com camadas de solo argiloso ou arenoso.

ZONA V - Rocha sã. Eventualmente fissurada.

Figura 1.20 - Perfil de um solo residual, com demarcação de zonas de alteração (Vargas, 1971).

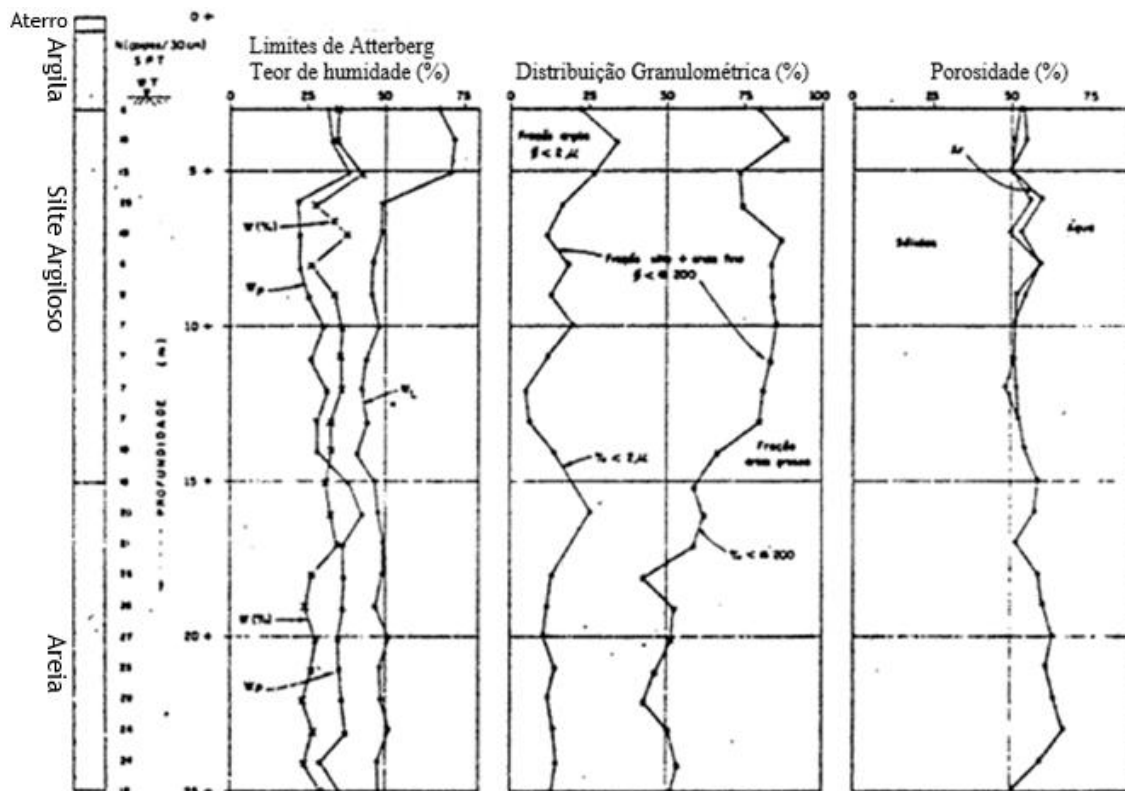


Figura 1.21 - Evolução de algumas características físicas de solos residuais (Vargas, 1971).

Castello (1998) faz uma diferente divisão entre solos residuais e os horizontes que os constituem. Por exemplo o autor diz que os maciços podem ser denominados rochas (alterada e sã), solos jovens e solos maduros como está representado na Fig. 1.22.

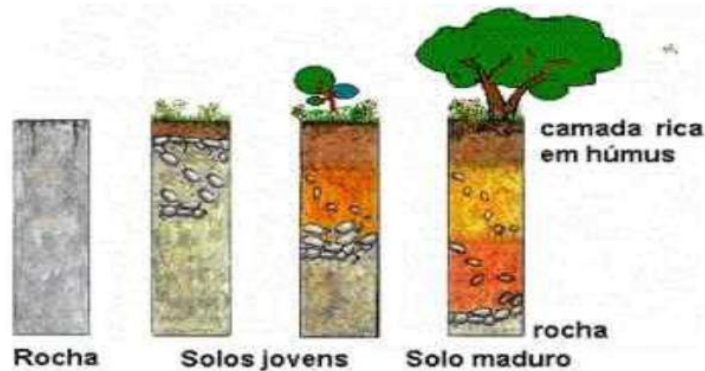


Figura 1.22 - Diversos tipos de denominações de maciços (Castello, 1998).

O solo residual maduro é a camada superficial do solo onde o mesmo perde toda a estrutura original da rocha mãe e se torna relativamente homogêneo. O solo residual jovem, também denominado saprólito, é um solo que ainda mantém a estrutura original da rocha mãe, inclusive fissuras e xistosidade, mas que perdeu a consistência da rocha e tem pequena resistência ao manuseamento. Já a rocha, pode ser subdividida em alterada onde o solo sofre alterações que progridem ao longo de fraturas ou zonas de menor resistência, deixando grandes blocos da rocha original e onde os minerais se encontram alterados e descoloridos. Ou em rocha sã, que tem a sua origem numa rocha mãe, onde os minerais são todos sãos e as suas cores e resistências originais da rocha mãe, são pouco afetadas.

Como já explicado anteriormente, à medida que os processos físicos e químicos vão atuando no solo, a camada de detritos de solos vai-se tornando mais espessa e se diferenciando em subcamadas morfologicamente distintas, como a cor, textura e estrutura, Castello (1998). Estas subcamadas podem ser distinguidas como leito rochoso, matéria-prima e orgânica, fragmentos minerais e Horizontes A, B e C como é apresentado nas Fig. 1.23 e 1.24.

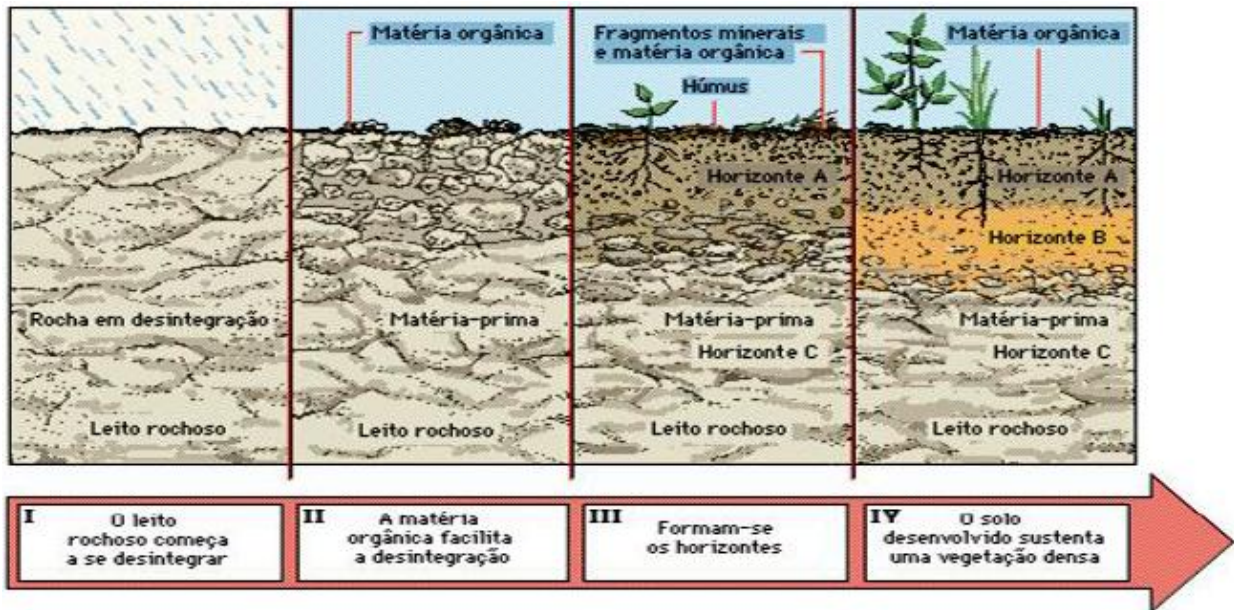


Figura 1.23 - Subcamadas de um solo residual morfologicamente distintas (Castello, 1998).

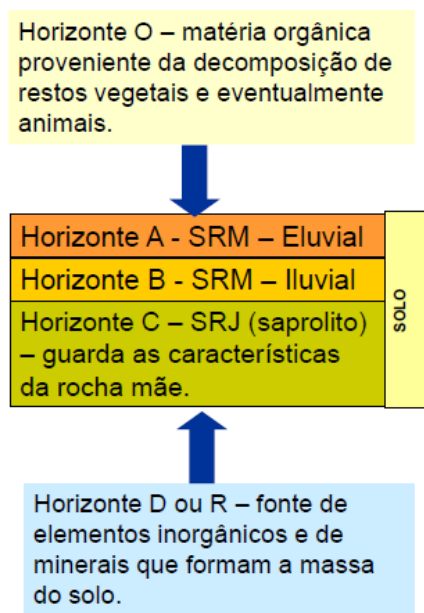


Figura 1.24 - Horizontes de um solo residual (Castello, 1998).

Analisando a imagem da Fig.1.24 anterior e segundo o mesmo autor o solo residual divide-se e é constituído por três horizontes (A, B e C), mas também existe o Horizonte O que é constituído pela matéria orgânica proveniente da decomposição de restos vegetais e animais, e o Horizonte D ou R que é uma eventual camada de elementos inorgânicos e de minerais que formam a massa do solo.

Descrevendo os Horizontes principais e os mais importantes, Castello (1998), diz que o Horizonte A é uma parte do solo residual maduro, a camada superficial do solo e o horizonte mais antigo e exposto aos agentes. Este horizonte também tem um grande ganho de matéria orgânica que provêm do horizonte O, é um solo sobretudo arenoso que sofre perdas de argila e de óxidos de ferro e alumínio. A parte do solo que pertence a este horizonte também sofre perdas de material (eluviação), está mais submetido a variações climáticas e perde toda a estrutura original da rocha mãe e o solo torna-se relativamente homogêneo.

O Horizonte B também é outra parte do solo residual maduro, acumula material do Horizonte A e é um solo argiloso que contém óxidos de ferro e que até pode formar rochas lateríticas. Este material argiloso presente é importante para a construção mas não tem a estrutura nem a textura da sua rocha original. Já o Horizonte C é um horizonte jovem (o solo residual jovem) em que a meteorização ainda não está completa. Este horizonte é constituído por material siltoso onde os minerais mais resistentes, como a mica branca, ainda não foram completamente decompostos e este solo ainda apresenta parcelas da rocha mãe, como marcas de juntas, concentração e orientação de minerais. Também é uma camada de material inconsolidado que não contém matéria orgânica.

Os autores Deere e Paton (1971), Press e Siever (1974), Ortigão (2007) também apresentam uns esquemas e umas imagens dando a sua opinião sobre estes tipos de horizontes e divisão de solos residuais como representam as Fig. 1.25, 1.26 e 1.27.

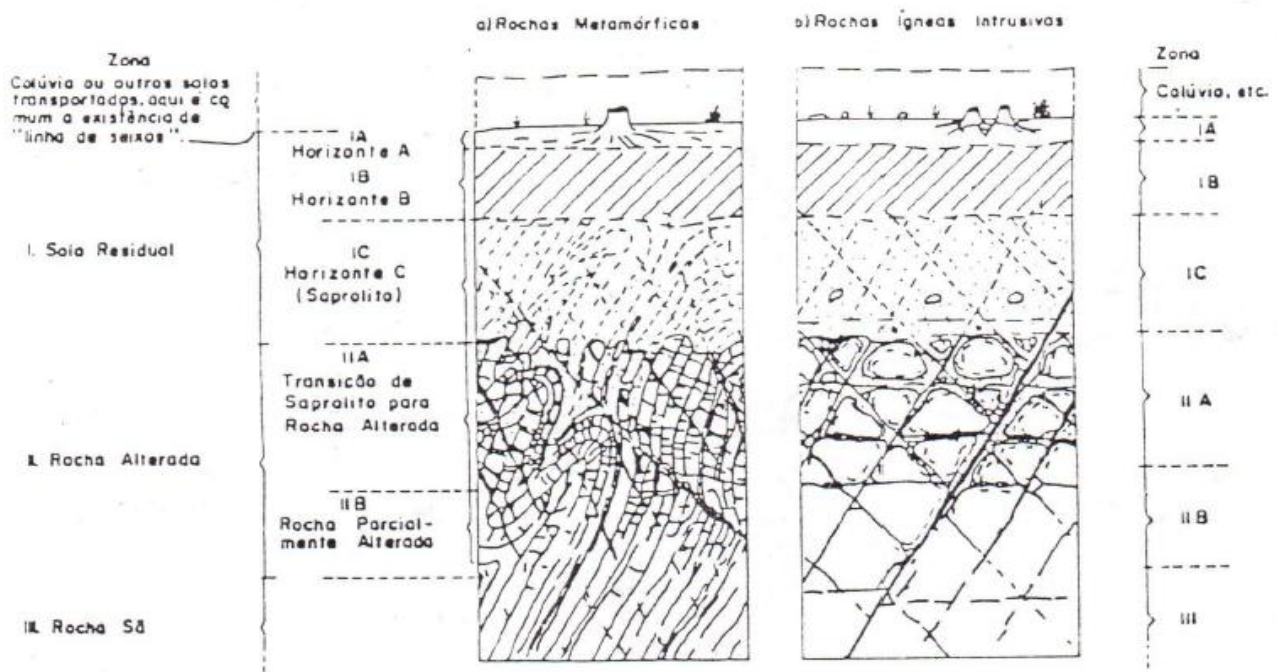


Figura 1.25 - Perfis de meteorização de rochas metamórficas e ígneas intrusivas (Deere e Paton, 1971).

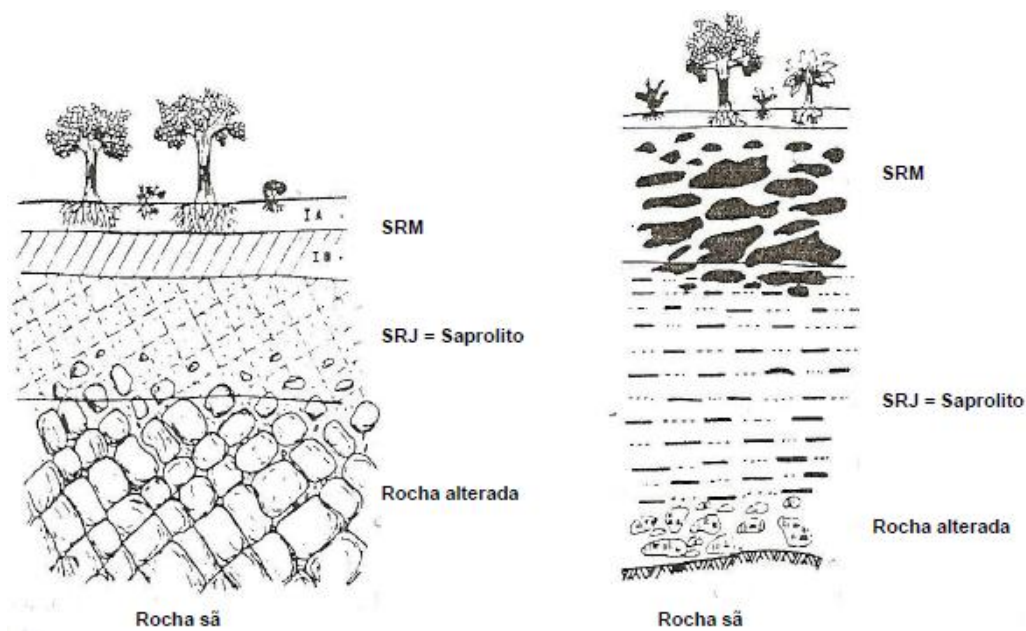


Figura 1.26 - Solo residual: a) proveniente de rocha ácida (clara); b) proveniente de rocha máfica (escura) (Press e Siever, 1974).



Figura 1.27 - Perfil geotécnico típico de solo residual (Ortigão, 2007).

Segundo Andrade Pais (2007) nos solos residuais é necessário entender o perfil de meteorização na interpretação das propriedades de engenharia. Os esquemas de classificação do solo residual e perfis genéticos de alteração derivam da consideração de três grupos de principais rochas: i) calcários e margas (rochas sedimentares carbonatadas); ii) granito e gabbro (rochas ígneas); iii) gneiss e xisto (rochas metamórficas). Pode-se verificar na Fig. 1.28, que o perfil de alteração consiste na diminuição do grau de alteração em profundidade,

estando à superfície uma zona de acumulação e abaixo desta situa-se o solo residual ou saprólito. A zona de acumulação pouco retém a estrutura da rocha originária, enquanto o solo residual a saprólito ainda a retém (Schneider et al., 2001).

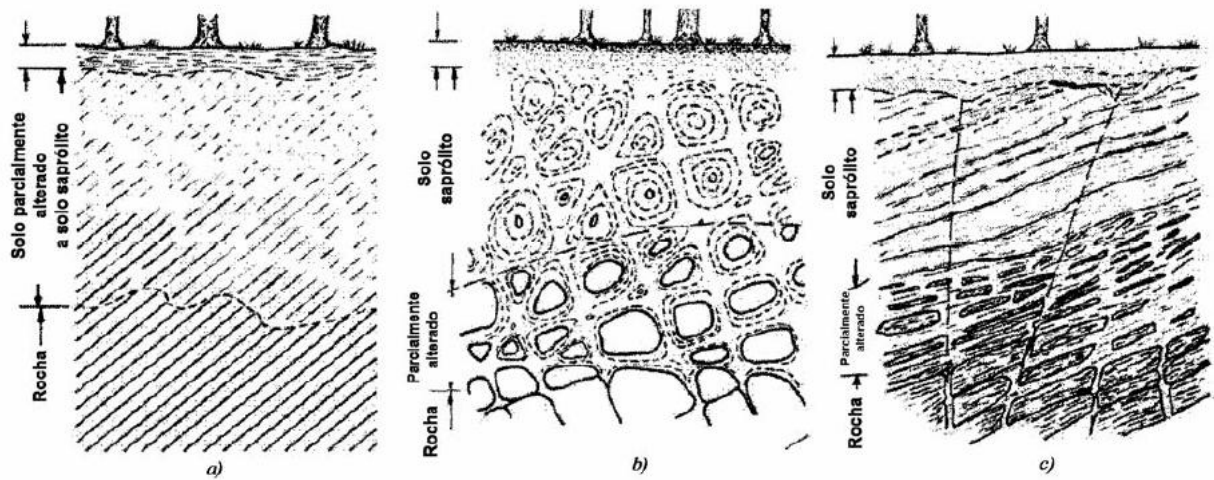


Figura 1.28 - Perfis de meteorização típicos para os grupos de rochas principais consideradas: a) calcários e margas (rochas sedimentares); b) granito e gabro (rochas ígneas); c) gneisse e xisto (rochas metamórficas), Schneider *et al.* (2001), *in* Andrade Pais (2007).

Brand *et al* (1985), elaboraram um quadro de síntese para a definição de solo residual em diversos países, classificando o solo residual como qualquer rocha alterada *in situ*, englobando outras componentes, como se apresenta na Tabela 1.8.

Existem alguns fatores que determinam o comportamento dos solos residuais, e Wesley (1990), salienta dois importantes fatores, que conduzem a um grau de homogeneidade e boa previsão em relação aos solos transportados, e que estão ausentes nos solos residuais, como são o caso da produção de depósitos bastante homogêneos e as tensões dos solos. Esta ausência destes fatores significa que os efeitos estruturais são mais complexos e condicionantes nestes solos.

Alguns autores fizeram comparações dos solos residuais com os solos transportados, que determinam o seu comportamento tensão-deformação e resistência, como é apresentado nas tabelas 1.7, 1.8 e 1.9.

Tabela 1.7 - Materiais categorizados como solo residual em 18 países (Brand *et al.*, 1985) .

País	Autor	Rocha mãe		Grau de alteração			Solos transportados	
		Todos os tipos?	Todos os períodos de formação?	Completamente alterada: estrutura original destruída?	Completamente alterada: estrutura original intacta?	Altamente alterada: estrutura intacta com solo > 50%?	Colluvium incluído?	Outros incluídos?
Austrália	Richards	Sim	?	?	Sim	Sim	Sim	Sim
Brasil	Sandroni	Não	Sim	Sim?	Não	Não	Não	Não
China	Wang	Sim	Sim	?	Sim	Sim	?	Não?
República Federal da Alemanha	Kany & Herrmann	Sim	Sim	?	Sim	?	Não	Não
Gana	Gidigasú	Sim	Sim	?	Sim	Sim	?	?
Hong Kong	Phillipson & Brand	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Não
Índia	Desai	Sim	Sim?	?	Sim	Sim	Não	Não
Japão	Mori	Sim	Sim?	?	Não	Sim?	Sim	?
Malásia	Mun	Sim	Sim	Sim	Sim?	Sim?	Não?	Não
Nova Zelândia	Brown	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim?	?
Nigéria	Adesunloye	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim?	Sim
Paquistão	Haq	Sim	Não	Não	Sim	Sim?	Não	Não
Filipinas	Santos	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Não
Singapura	Lee <i>et al.</i>	Sim	Sim	Sim	Sim?	Sim	?	Não?
África do Sul	Bilght	Sim	Sim	Sim?	Sim	Sim	?	Sim
Sri Lanka	Thurairajah & Wijeyakulasuriya	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Não
Reino Unido	Dearman & Turk	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	Não
Estados Unidos da América	Sowers	Sim	Sim	Sim?	Sim	Sim	Não	Não

Tabela 1.8 - Fatores determinantes do comportamento dos solos residuais versus solos transportados (Vaughan, 1997).

Solos residuais	Solos transportados
<p>As partículas são formadas no local.</p> <p>A mineralogia varia largamente e influencia propriedades, por exemplo, minerais de argila expansivos.</p> <p>A fábrica evolui continuamente devido à alteração química.</p> <p>A anisotropia pode ser herdada da rocha mãe, por exemplo, xisto.</p> <p>O índice de vazios varia largamente devido à lixiviação de material sólido.</p> <p>A história de tensões tem pouca influência.</p> <p>A estrutura está relacionada com o estado de tensão corrente.</p>	<p>As partículas são formadas noutra local.</p> <p>A mineralogia, a química, o tamanho, e a forma controlam as propriedades de engenharia.</p> <p>A fábrica depende da natureza das partículas e do ambiente deposicional.</p> <p>Anisotropia inerente (bedding) e induzida.</p> <p>A história de tensões cria modificação do índice de vazios por deformações plásticas durante a carga e descarga geológica, envolvendo o rearranjo e a deformação das partículas.</p>

Tabela 1.9 - Fatores determinantes do comportamento dos solos residuais versus solos transportados (Brenner *et al. in* Blight, 1997).

Factor	Efeito no solo residual	Efeito no solo transportado
História de tensões	Usualmente não importante.	Muito importante, modifica o arranjo inicial das partículas, causa efeito de sobreconsolidação.
Resistência das partículas	Muito variável, sendo possível encontrar mineralogia variada e muitos grãos de fraca resistência.	Mais uniforme, encontrando-se poucos grãos de fraca resistência porque essas partículas tendem a ser eliminadas durante o transporte.
Ligações interparticulares	Importante componente da resistência, sobretudo devido às ligações residuais ou de cimentação, causam intercepto de coesão e resultam numa tensão de cedência, podendo ser destruídas pela perturbação.	Ocorrem em depósitos envelhecidos geologicamente, causam intercepto de coesão e resultam numa tensão de cedência, podendo ser destruídas pela perturbação.
Estruturas relicares e descontinuidades	Desenvolvem-se de estruturas pré-existentes ou de características estruturais da rocha mãe, incluem bedding, estruturas de fluxo, diaclases, deslizamentos, etc.	Desenvolvem-se de ciclos de deposição e de história de tensões, sendo possível a formação de superfícies de deslizamento.
Anisotropia	Usualmente derivada da fábrica relicar da rocha, por exemplo, bedding.	Derivada da deposição e história de tensões.
Índice de vazios	Depende do estado atingido no processo de alteração, independente da história de tensões.	Depende directamente da história de tensões.

Os autores daquelas tabelas, e de acordo com as características dos solos, apresentaram alguns tópicos importantes de um solo residual como:

1. A mineralogia dos solos residuais varia consideravelmente, sendo parcialmente herdada da rocha mãe e parcialmente devido aos processos de alteração envolvidos na sua génese.
2. A estrutura do solo residual é largamente o resultado dos processos de alteração pelos quais ele é formado, podendo ser herdada da rocha mãe, apresentar forte anisotropia, e envolver uma vasta gama de porosidades.
3. Num solo residual ocorre geralmente a presença de descontinuidades relicares herdadas da rocha mãe, difíceis de descobrir por perfuração, e que podem influenciar o seu comportamento.
4. O índice de vazios dos solos residuais pode variar largamente, independentemente do tipo de rocha mãe, do tipo de alteração e do estado de tensão.
5. A permeabilidade de um solo residual não é facilmente relacionada com a granulometria, pois os solos residuais têm predisposição a ter altos índices de vazios e alguns grandes macroporos.

6. Os solos residuais encontram-se frequentemente parcialmente saturados, com pressões da água nos poros negativas, o que melhora as suas condições de estabilidade *in situ*.

Viana da Fonseca (1996) também apresentou uma síntese sobre estes aspetos mais revelantes e que caracterizam os solos residuais, apresentando as principais dificuldades encontradas no seu comportamento:

1. Heterogeneidade e profundidade de alteração extremamente variável de ponto para ponto.
2. Granulometria extensa, e classificação usual como areias siltosas ou siltes arenosos, com algum conteúdo de argila.
3. Existência de ligações interparticulares herdadas da rocha mãe, que se degradam rapidamente com a libertação de tensões, a exposição aos agentes atmosféricos, e a variação do teor em água.
4. Estado de tensão inicial difícil de conhecer.
5. Comportamento em termos de deformabilidade mal conhecido, em que a fluência do esqueleto sólido pode ter alguma importância.
6. Comportamento quando compactado mal conhecido, muito particularmente experimentando significativas variações das propriedades devido ao transporte entre a mancha de empréstimo e o local da obra.
7. Dificuldades significativas em obter boas amostras indeformadas para ensaios laboratoriais de caracterização mecânica.

Segundo Andrade Pais (2007), na região da Covilhã predomina o granito porfiróide de grão grosseiro, nalguns casos a muito grosseiro, de duas micas, predominantemente biotítico, em que os megacristais de feldspato podem apresentar algum desenvolvimento. A alteração deste granito dá-se pela caulínização, com a transformação dos feldspatos em caulinite, sericite e moscovite e o quartzo está por vezes fraturado e recristalizado (Lemos et al., 1997). O processo de alteração dá-se com a transformação dos feldspatos em materiais argilosos, havendo normalmente perdas por lixiviação que podem ascender os valores da ordem de 50%. Quando o grau de decomposição ( $X_d$ ) é superior a 50%, verifica-se uma diminuição do índice de vazios (Lemos e Andrade Pais, 2000). A Fig. 1.29 ilustra este processo através da variação do índice de vazios com o grau de decomposição. Tal interpretação pode ajustar-se à potencial lixiviação induzida por alguns contaminantes.

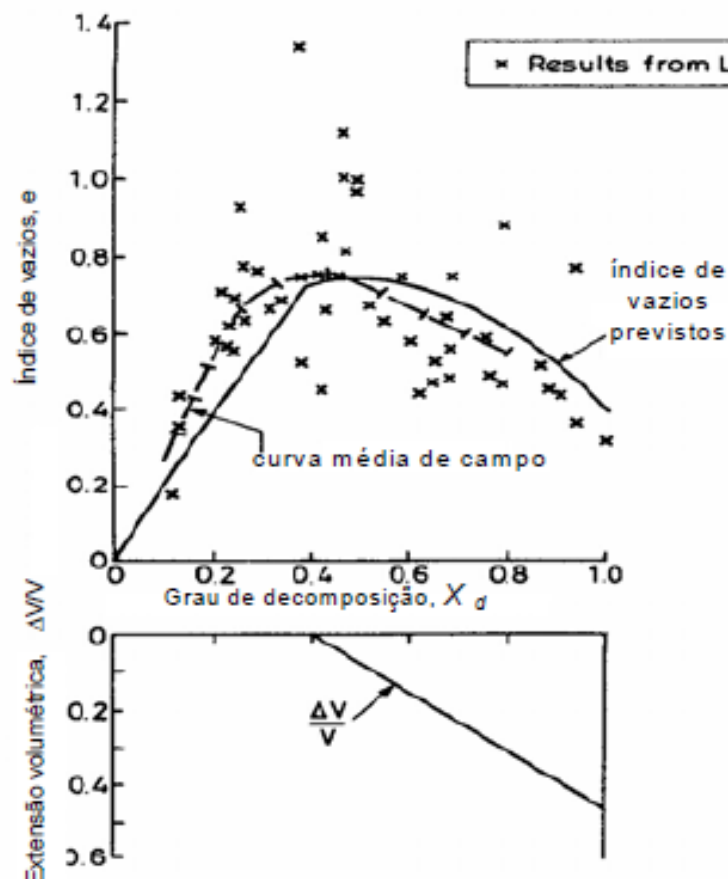


Figura 1.29 - Alteração da rocha: variação de índice de vazios observado e previsível em granito alterado, in Andrade Pais (2007).

Os solos residuais já foram alvo de estudo de diferentes autores a nível mundial e um outro aspeto importante vinculado à resistência de solos residuais é a anisotropia que é derivada do arranjo estrutural da rocha matriz. A anisotropia é uma característica em que uma certa propriedade física de um elemento varia com a direção e neste tipo de solos é observada em solos residuais jovens derivados de rochas metamórficas (gnaisse) e sedimentares. Maccarini (1980) analisou em laboratório essa anisotropia e a Tabela 1.10 apresenta os resultados obtidos por este pesquisador.

Tabela 1.10 - Índice de vazios inicial, coesão e ângulo de atrito típicos de um solo residual jovem de gnaiss (Maccarini, 1980).

<b>Ângulo entre a superfície de ruptura e a xistosidade</b>	<b><math>e_0</math></b>	<b><math>c</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
<b>0°</b>	1,12	46	31,4
<b>45°</b>	0,94	60	33,0
<b>90°</b>	1,02	59	32,6

Costa Filho e Campos (1991) também fizeram este tipo de estudo de anisotropia em solos residuais jovens de gnaiss através de corte direto em corpos-de-prova com a sua humidade natural e submersos e através de ensaios triaxiais onde os corpos-de-prova foram moldados com a xistosidade na horizontal e inclinação de 45° com a horizontal. As tabelas 1.11 e 1.12 representam resumem os dados obtidos nestes dois ensaios.

Tabela 1.11 - Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem de gnaiss (Costa Filho e Campos, 1991).

<b>Condição de saturação</b>	<b>Direção da estratificação</b>	<b><math>c</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
<b>Humidade natural</b>	Paralelo	45,1	34,6
	Perpendicular	38,2	35,8
<b>Submerso</b>	Paralelo	27,3	27,8
	Perpendicular	27,2	29,2

Tabela 1.12 - Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem de gnaiss (Costa Filho e Campos, 1991).

<b>Direção da estratificação</b>	<b><math>c</math> (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
<b>Xistosidade paralela</b>	31	28,5
<b>Xistosidade cruzada</b>	10	30,5

Também foi feito um estudo para o mesmo tipo de solo (gnaisse), mas Aleixo (1998) realizou os ensaios num equipamento triaxial cúbico, para amostras de solo residual maduro e jovem com a resistência em ambas as direções de moldagem serem semelhantes, sendo cerca de 10% maior na direção ortogonal à estratificação e relacionadamente à deformabilidade o solo carregado na direção ortogonal apresentou, em média, uma rigidez 30% maior comparada com a deformação na direção paralela à estratificação e os valores retirados de coesão e ângulo de atrito estão descritos na tabela 1.13.

Tabela 1.13 - Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem e maduro de gnaisse (Aleixo, 1998).

<b>Solo residual de gnaisse</b>	<b>Condição de saturação</b>	<b>Direção da estratificação</b>	<b>c (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
<b>Maduro</b>	Saturado	Ortogonal	71,1	16
		Paralelo	68,1	16,1
<b>Jovem</b>	Saturado	Ortogonal	45,1	12,3
		Paralelo	43,8	12,1
<b>Maduro</b>	Não Saturado	Ortogonal	127,2	20,4
		Paralelo	122,3	20,6
<b>Jovem</b>	Não Saturado	Ortogonal	64,4	19,6
		Paralelo	60,7	19,8

Já Reis (2004) através de ensaios triaxiais saturados investigou o comportamento mecânico de dois horizontes de um solo residual, um mais superficial (maduro) e outro mais profundo (jovem). Os valores obtidos de coesão e ângulo de atrito estão apresentados na Tabela 1.14.

Tabela 1.14 - Coesão e ângulo de atrito de um solo residual jovem e um solo residual maduro de gnaisse (Reis, 2004).

<b>Solo Residual</b>	<b>Direção de cisalhamento</b>	<b>c (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
<b>Maduro</b>	Vertical	19,2	31
	Perpendicular	9,5	30
<b>Jovem</b>	Vertical	17	28
	Perpendicular	19,4	29
	Paralela	26	28



# CAPÍTULO 2

## 2 - METODOLOGIA

Os trabalhos realizados na presente dissertação organizaram-se nas seguintes fases:

- i) Pesquisas bibliográficas
- ii) Amostragem e seu enquadramento
- iii) Ensaio de laboratório
- iv) Estudos de Gabinete
- v) Escrita da Dissertação

### 2.1 Pesquisas bibliográficas

A pesquisa bibliográfica versou essencialmente dois grandes domínios: uma primeira fase pesquisaram-se aspetos sobre resistência ao corte de solos, nomeadamente sobre solos granulares arenosos; numa segunda fase, pesquisaram-se aspetos sobre solos residuais graníticos, uma vez que o objeto do trabalho incide sobre estudos de resistência ao corte em solos arenosos resultantes da decomposição de solos residuais graníticos.

### 2.2 Amostragem e seu enquadramento

A recolha de amostras para o estudo em laboratório, foi efetuada na área da Covilhã e do Fundão como se apresenta na Fig. 2.1.

Salienta-se que a amostragem foi efetuada em diferentes zonas devido à necessidade de usar o maior número possível de solos residuais graníticos, tendo por isso se procurado vários afloramentos na área de influência da UBI, no sentido de minorar custos em termos de transportes. Assim, na Fig.2.2 apresenta-se a localização dos diferentes zonas de amostragem, podendo ainda ser observada com mais detalhe nos vários mapas do Anexo I.

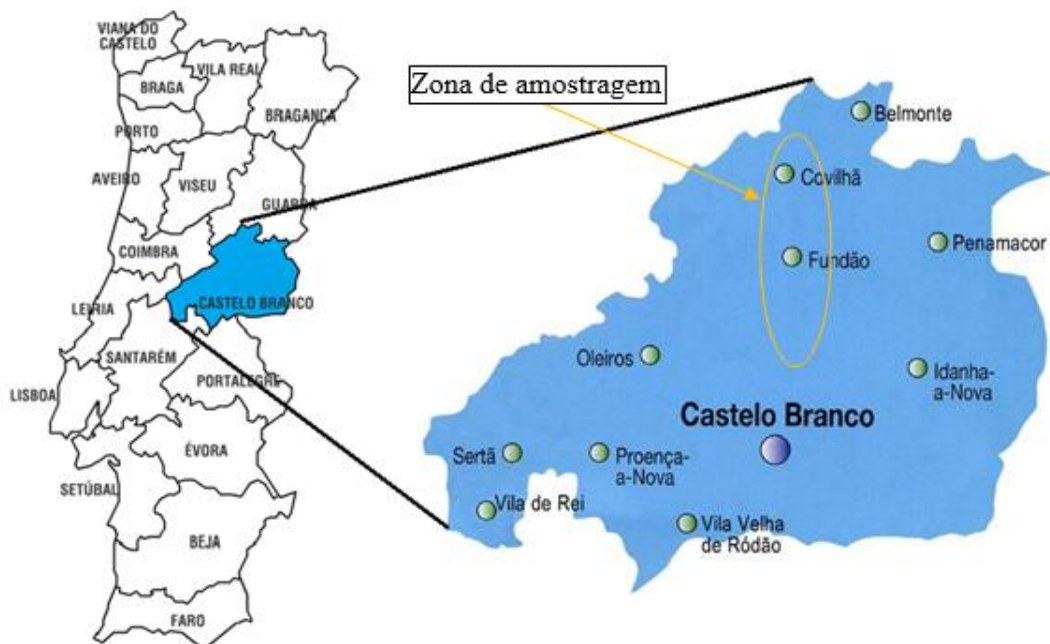


Figura 2.1 - Enquadramento geográfico da amostragem em áreas dos concelhos da Covilhã e Fundão.

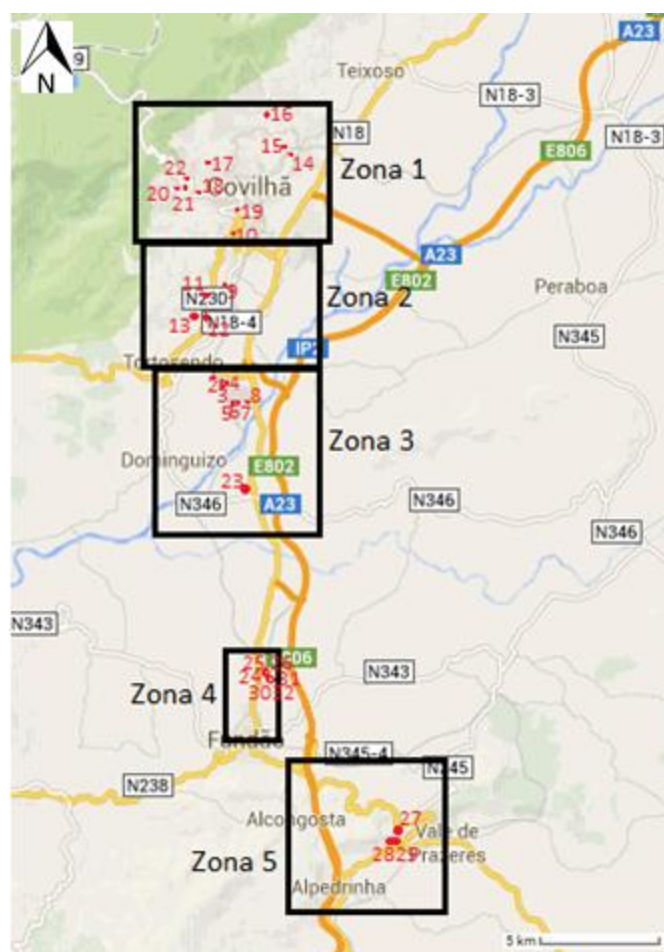


Figura 2.2 - Enquadramento geográfico detalhado da amostragem em áreas dos concelhos da Covilhã e Fundão (a partir de Google maps, 2014, 1:250000).

Para cada uma dessas amostras foram recolhidos cerca de 15 quilos de solo escavado geralmente no talude ou barreira, com auxílio de picareta, pá e martelo de geólogo, em amostras do tipo remexidas e guardadas em sacos plásticos.

Como se pode reparar nos mapas da recolha de amostras existem locais onde num curto espaço se recolheram várias amostras; isso deveu-se ao facto de esses locais apresentarem considerável variedade litológica e onde o solo estava intacto e adequado para recolher.

As amostras recolhidas, no total de 32, apresentam grande variedade de cor e de granulometria. No Anexo II apresenta-se uma tabela detalhada com fotografias de cada uma das amostras, bem como do local da sua recolha e suas características.

Salienta-se que apesar da variedade litológica relativa, são sempre solos residuais de granitos da região da Covilhã-Fundão. Na Fig.2.3 apresenta-se o enquadramento geológico das várias zonas de amostragem, sendo de referir que os vários sectores em estudo integram-se nas unidades geotectónicas da zona Centro Ibérica, onde afloram sobretudo rochas graníticas hercínicas com idade entre os 280 e 340 milhões de anos.

## **2.3 Ensaio de laboratório**

Os ensaios de laboratório em solos no âmbito desta dissertação foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura da Universidade da Beira Interior. Realizaram-se ensaios de identificação e de resistência ao corte.

### **2.3.1 Identificação dos solos**

A preparação das amostras destes solos para a realização dos respetivos ensaios, respeitaram algumas técnicas, que se encontram detalhadamente descritas na Especificação E195 (1966), “Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação” e que foram globalmente seguidas.



Realizaram-se Análises Granulométricas e os Limites de Atterberg. Na Fig. 2.4 apresentam-se imagens sobre elementos dos principais ensaios realizados.

A análise granulométrica genericamente seguiu a especificação E239 (1970), “análise granulométrica por peneiração Húmida”, tendo-se realizado 32 ensaios.



Figura 2.4 - Fotografias sobre os principais ensaios de identificação efetuados no presente estudo: análise granulométrica e limite de Liquidez pelo método do cone.

Em relação aos limites de Atterberg tentou-se a sua realização de acordo com o proposto na Norma Portuguesa - NP143 (1969), “Determinação dos limites de consistência”, sendo de salientar que por serem solos de natureza essencialmente arenosa isso não foi possível, considerando desde logo os solos em estudo como não plásticos (Índice de Plasticidade igual a zero). Entretanto, a determinação do Limite de Liquidez, foi possível ser efetuada recorrendo-se ao método do cone (Fig.2.4) seguindo a especificação em B.S. (1990), tendo-se realizado 268 provetes.

Em relação à classificação dos solos estudados, salienta-se que existem algumas maneiras de caracterizar as amostras, sendo as mais utilizadas o Sistema Unificado de Classificação de Solos (Unified Soil Classification System - USCS), descrito pela norma americana D2488-69 (ASTM, 1980), e a classificação para finalidades rodoviárias da ASSHTO, a Highway Research Board (HRB), descrita pela norma, também americana, D3282-73 (ASTM, 1973). No Anexo III apresentam-se os elementos principais das referidas classificações. Todas as amostras foram classificadas segundo as mesmas.

### 2.3.2 Ensaios de Corte Direto Simples

Os ensaios de corte direto seguiram os procedimentos genericamente apresentados em CEN/TC 341 (2004). Usou-se a máquina de corte (Fig.2.5) com a caixa de área circular de 28,27 cm<sup>2</sup>. Devido a alguns solos terem partículas muito grosseiras em relação à área da caixa de corte, procedeu-se em todos os solos à eliminação do material de dimensões superiores a 6.3mm, com base no peneiramento manual após o solo ser desagregado e destorroado.



Figura 2.5 - Máquina de Corte Direto do Laboratório de Mecânica dos Solos do DECA da UBI.

Os ensaios seguiram sempre duas fases: i) a fase de consolidação com as tensões normais iguais às tensões que se iriam usar na fase de corte; esta fase durou sempre pelo menos cerca de uma hora, havendo garantia de que ao se iniciar a fase de corte os assentamentos já tinham estabilizado; ii) a fase de corte, tendo-se usado a velocidade constante de 0,5 mm/min. Efetuaram-se 4 provetes por amostra, com tensões geralmente de: 34.84, 86.87, 156.24 e 225.61 kPa. Os provetes foram montados com amostras completamente remexidas, saturadas, e com o cuidado de ficarem o menos compactas possível, no sentido de se ensaiarem amostras normalmente consolidadas; após a montagem do provete e instalado na máquina, a caixa de corte foi preenchida com água, de modo a que se verificasse a situação das amostras estarem saturadas no decorrer do ensaio. No Anexo IV apresentam-se os resultados detalhados de um exemplo típico de um ensaio. Salienta-se que foram realizados 128 provetes, correspondendo a 32 ensaios, ou seja, 4 provetes por amostra.

## 2.4 Estudos de Gabinete

Os estudos de gabinete organizam-se em três fases: num primeiro momento efetuou-se o tratamento dos resultados dos ensaios; numa fase seguinte, efetuaram-se estudos estatísticos entre as várias variáveis de modo a obter equações válidas de ângulo de atrito, como variável dependente, a partir de vários parâmetros de identificação como variáveis independentes. Usou-se numa primeira fase o Excel, no entanto devido à necessidade de ter maior rigor e elementos mais avançados em todo o trabalho usou-se o *software* Andad (2007) e o Excel (2013).

## 2.5 Escrita da Dissertação

A escrita da dissertação foi o culminar de todas as fases anteriores, com o resultado do presente documento.



# CAPÍTULO 3

## 3- RESULTADOS E SUA ANÁLISE

### 3.1 Resultados de Identificação e classificação dos solos estudados

O principal objetivo ao fazer uma granulometria é conhecer a distribuição granulométrica do agregado e representá-la através de uma curva. Esta curva permite a possibilidade de determinar parâmetros que a representem, ou seja, parâmetros que representam o solo em questão, passando a designar-se os mesmos por parâmetros de identificação. As curvas granulométricas de todas as amostras realizadas apresentam-se na Fig. 3.1. Como se pode observar nessa imagem a granulometria é a distribuição, em percentagem, dos diversos tamanhos dos grãos e é a determinação das dimensões das partículas do agregado e das suas respectivas percentagens de ocorrência.

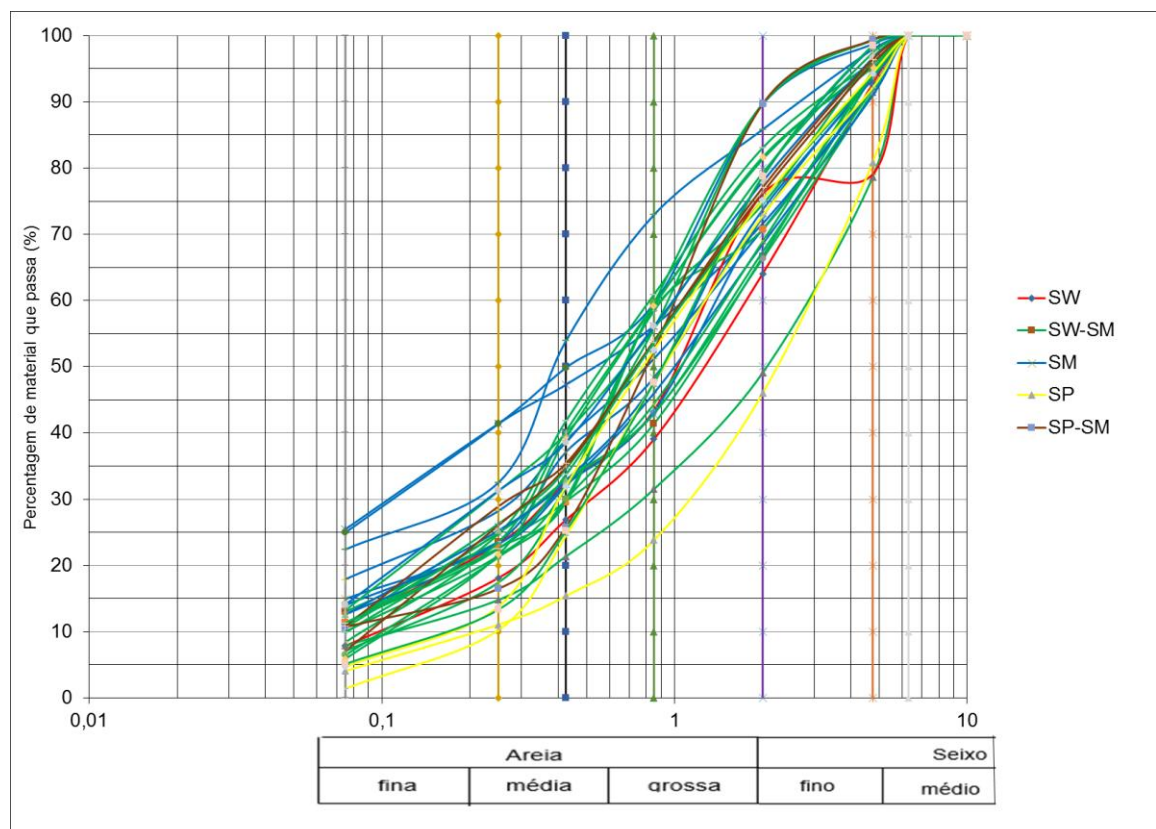


Figura 3.1 - Curvas granulométricas de todos os solos ensaiados.

Na Tabela 3.1 apresentam-se os parâmetros granulométricos representativos de todas as amostras estudadas. Os parâmetros estudados e retirados das respectivas curvas granulométricas foram o  $D_{10}$ ,  $D_{15}$ ,  $D_{25}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{40}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{60}$  e  $D_{85}$ , pois apesar de não irem ser todos utilizados, sempre se tem uma maior variedade de estudo e uma melhor possibilidade de escolher as variáveis que interagem umas com as outras. O  $D_{10}$ , como qualquer um dos outros, é uma abertura de um peneiro para o qual temos 10% em peso total de todas as partículas menores que ele (percentagem de passados) onde 10% das partículas são mais finas que o diâmetro de abertura do peneiro.

Tabela 3.1 - Parâmetros granulométricos dos solos estudados (\*)

<b>Amostra</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>15</b>	<b>16</b>
$D_{10}$	<0,075	0,093	0,120	<0,075	<0,075	<0,075	<0,075	<0,075	<0,075	<0,075	<0,075	<0,075	<0,075	<0,075	0,100	0,110
$D_{15}$	0,095	0,180	0,250	0,075	<0,075	<0,075	0,100	0,110	0,105	<0,075	0,100	<0,075	0,085	0,120	0,400	0,190
$D_{25}$	0,290	0,390	0,540	0,260	<0,075	0,075	0,230	0,275	0,250	0,180	0,285	0,100	0,280	0,300	0,900	0,350
$D_{30}$	0,425	0,510	0,780	0,330	0,110	0,120	0,320	0,380	0,360	0,270	0,390	0,190	0,380	0,425	1,200	0,425
$D_{40}$	0,800	0,890	1,350	0,500	0,225	0,230	0,500	0,700	0,700	0,450	0,620	0,300	0,700	0,550	1,650	0,700
$D_{50}$	1,200	1,300	2,050	0,900	0,510	0,425	0,700	1,000	1,200	0,800	1,000	0,385	1,100	0,700	2,200	1,100
$D_{60}$	1,600	1,800	2,800	1,300	1,050	0,860	0,950	1,350	1,600	1,300	1,500	0,530	1,500	0,920	2,900	1,550
$D_{85}$	3,600	3,800	4,750	3,300	3,600	1,800	1,820	4,750	3,900	3,650	3,850	1,950	3,250	3,400	4,750	3,500
$P_f$	13,020	7,860	7,880	14,940	25,480	24,970	11,110	11,250	11,090	17,920	12,620	22,420	14,020	11,360	4,080	7,080
<b>Amostra</b>	<b>17</b>	<b>18</b>	<b>19</b>	<b>20</b>	<b>21</b>	<b>22</b>	<b>23</b>	<b>24</b>	<b>25</b>	<b>26</b>	<b>27</b>	<b>28</b>	<b>29</b>	<b>30</b>	<b>31</b>	<b>32</b>
$D_{10}$	<0,075	0,100	0,075	0,085	0,075	0,100	<0,075	<0,075	0,090	<0,075	<0,075	<0,075	0,250	<0,075	0,160	0,170
$D_{15}$	0,110	0,160	0,130	0,130	0,120	0,160	0,190	0,092	0,130	0,085	0,080	0,098	0,300	0,115	0,260	0,270
$D_{25}$	0,250	0,310	0,300	0,260	0,250	0,275	0,400	0,250	0,230	0,170	0,170	0,190	0,425	0,280	0,350	0,425
$D_{30}$	0,350	0,425	0,390	0,310	0,290	0,320	0,480	0,360	0,320	0,230	0,230	0,270	0,500	0,370	0,400	0,490
$D_{40}$	0,700	0,540	0,520	0,425	0,400	0,430	0,610	0,600	0,510	0,425	0,440	0,500	0,690	0,520	0,560	0,590
$D_{50}$	1,200	0,680	0,690	0,600	0,580	0,620	0,800	0,900	0,740	0,670	0,680	0,720	0,910	0,750	0,790	0,900
$D_{60}$	1,400	0,850	0,910	0,870	0,820	0,880	1,000	1,250	1,150	1,000	1,000	1,100	1,350	1,150	1,200	1,250
$D_{85}$	3,800	1,800	3,000	2,550	2,300	2,500	1,850	2,750	3,000	2,750	2,850	1,950	3,500	3,100	3,100	2,650
$P_f$	10,610	6,480	10,030	8,420	9,860	5,910	10,700	12,580	7,090	13,260	14,090	10,810	1,410	11,290	4,700	5,130

(\*)  $D_x$  - Diâmetro (em mm), para a percentagem x de material passado, ou seja, diâmetro x, de modo a que x por cento de solo apresenta dimensão inferior a esse diâmetro;  $P_f$  - Percentagem em finos.

Salienta-se a particularidade que os grânulos dos materiais arenosos são de configuração geométrica aproximada a um romboedro e faces angulosas. Na Fig.3.2 apresentam-se fotografias com exemplos de solos completos (antes de serem ensaiados) e na Fig.3.3 mostram-se imagens de solos após serem ensaiados (peneirados e lavados), onde se pode observar a configuração típica das partículas destes solos, salientando-se que são o resultado de solos residuais graníticos, ou seja, que nunca sofreram qualquer transporte em termos de fenômenos da geodinâmica externa, como acontece com os solos sedimentares.



Figura 3.2 - Aspectos típicos dos solos completos (antes de serem peneirados).



Figura 3.3 - Aspectos típicos dos solos após a análise granulométrica.

Em relação aos limites de consistência, como já foi referido no capítulo anterior, todos os solos são não plásticos, considerando-se o IP- Índice de Plasticidade nulo. Em relação ao  $W_L$  - Limite de Liquidez apresentam-se os valores obtidos para todas as amostras na Tabela 3.2, sendo de realçar que os valores obtidos variaram entre 35 e 55.

Tabela 3.2 - Limites de liquidez dos solos estudados.

<b>Amostra</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>15</b>	<b>16</b>
<b><math>W_L</math> (%)</b>	40,6	42,1	37,2	38,9	44,2	44,8	45,3	39,6	35,5	48,4	39,8	39,7	43,1	45,7	46,3	46,7
<b>Amostra</b>	<b>17</b>	<b>18</b>	<b>19</b>	<b>20</b>	<b>21</b>	<b>22</b>	<b>23</b>	<b>24</b>	<b>25</b>	<b>26</b>	<b>27</b>	<b>28</b>	<b>29</b>	<b>30</b>	<b>31</b>	<b>32</b>
<b><math>W_L</math> (%)</b>	54,6	45,2	49,0	49,5	45,1	46,0	44,9	46,5	40,4	43,8	47,7	41,4	45,9	46,1	54,8	40,9

Sobre as classificações dos solos são apresentadas na Tabela 3.3. Estas classificações são essencialmente do tipo A-1-b e SW-SM, para a classificação ASSHTO e Unificada respetivamente e como se pode observar nas Fig. 3.4 e 3.5, que são gráficos que transmitem uma melhor ideia de como estas classificações estão distribuídas e onde são mais incidentes. Estas classificações consideram os solos de muito boa qualidade, correspondendo a solos arenosos com silte, e para efeitos de obras têm boa compactação e pequena compressibilidade.

Tabela 3.3 - Classificações dos solos estudados.

Amostra	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Classificação ASSHTO	A-1-b	A-1-b	A-1-a	A-1-b	A-2-5	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-2-4	A-1-b	A-1-b	A-1-a	A-1-b
Classificação Unificada	SW	SW-SM	SW-SM	SM	SM	SM	SW-SM	SW	SW-SM	SM	SM	SM	SM	SW-SM	SP	SW-SM
Amostra	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
Classificação ASSHTO	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b	A-1-b
Classificação Unificada	SW-SM	SW-SM	SW-SM	SW-SM	SW-SM	SW-SM	SP-SM	SM	SP-SM	SM	SM	SP-SM	SP	SW-SM	SP	SW-SM

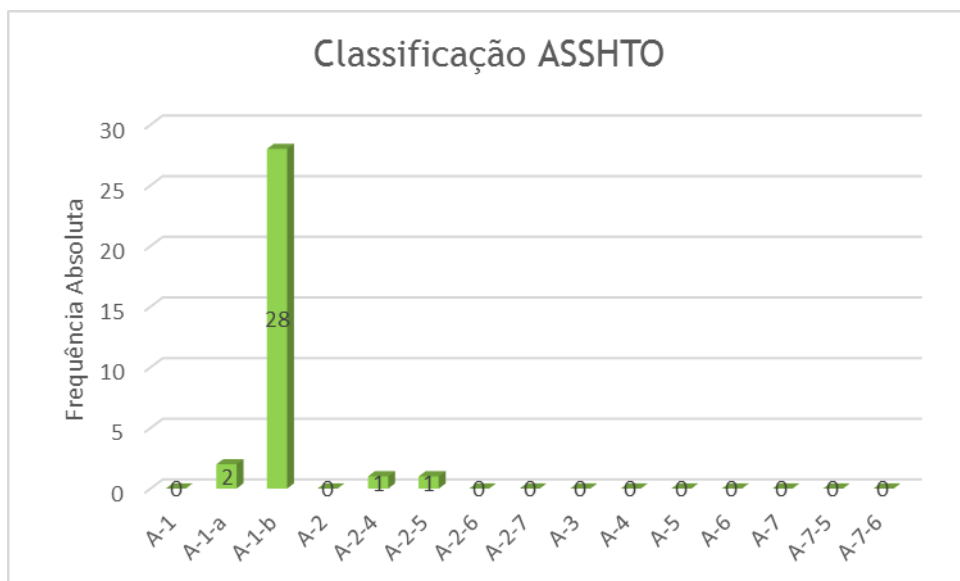


Figura 3.4 - Classificação geotécnica do solo: ASSHTO.

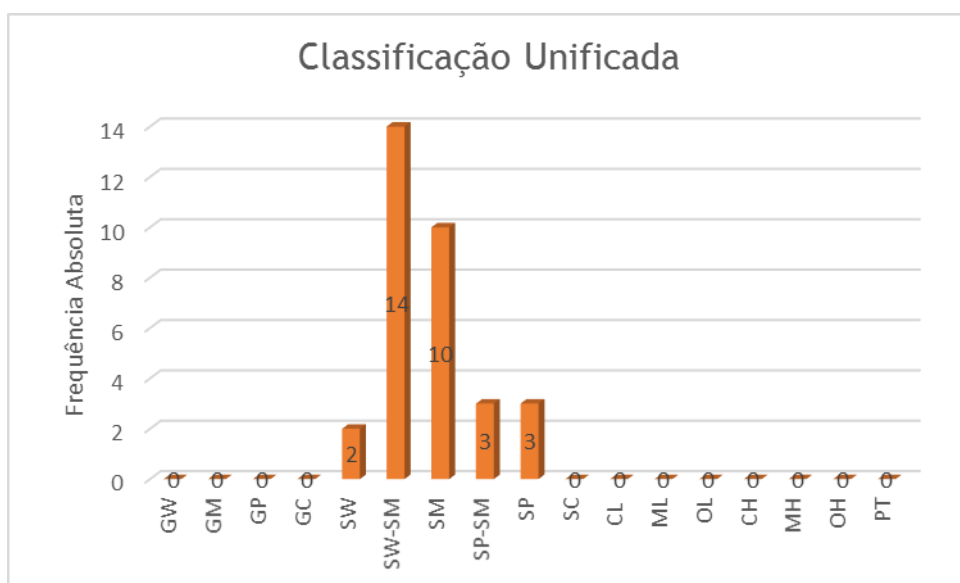


Figura 3.5 - Classificação geotécnica do solo: Unificada.

## 3.2 Resultados dos ensaios de corte dos solos estudados

Como se referiu no item de metodologia todos os ensaios foram realizados com duas fases: i) consolidação, e ii) corte. Na Fig.3.6 apresentam-se curvas típicas da fase de consolidação, para os 4 provetes da amostra 2.

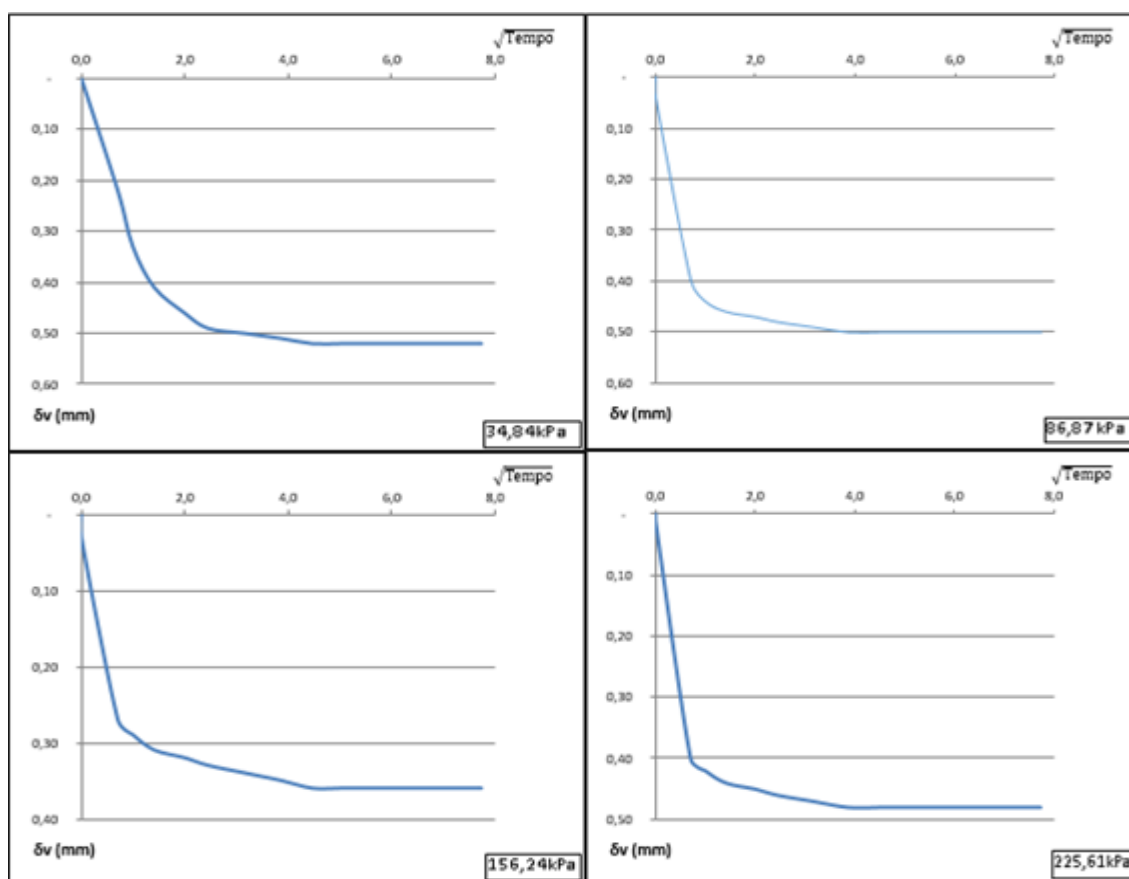


Figura 3.6 - Curvas típicas da fase de consolidação para as diferentes cargas num ensaio de corte em solo residual de granito.

Na Fig.3.7 apresentam-se curvas típicas da fase de corte da amostra 1, sendo de salientar que as curvas em termos de tensões de corte genericamente têm uma evolução de sucessivo aumento até estabilizarem para grandes deformações, denunciando um solo solto e genericamente equivalente a um solo normalmente consolidado, em que as tensões máxima de corte não dependem da compactidade do mesmo e sim apenas das características dos grânulos do solo. Na Figura 3.8 apresentam todos os resultados dos parâmetros de resistência ao corte, sendo de referir que estes foram obtidos a partir das tensões residuais, no sentido dos resultados a considerar se aditam para amostras de compactidade solta, que é a que mais interessa para fins de engenharia e para o presente caso. Salienta-se que os valores obtidos variaram entre 22° e 43° (como representado na Figura 3.8) ao se considerarem os resultados sem a área corrigida. Note-se que ao se considerarem os resultados com a área corrigida,

estes seriam superiores 4° a 5°, e tal situação não parece ser lógico além de não ser conservadora.

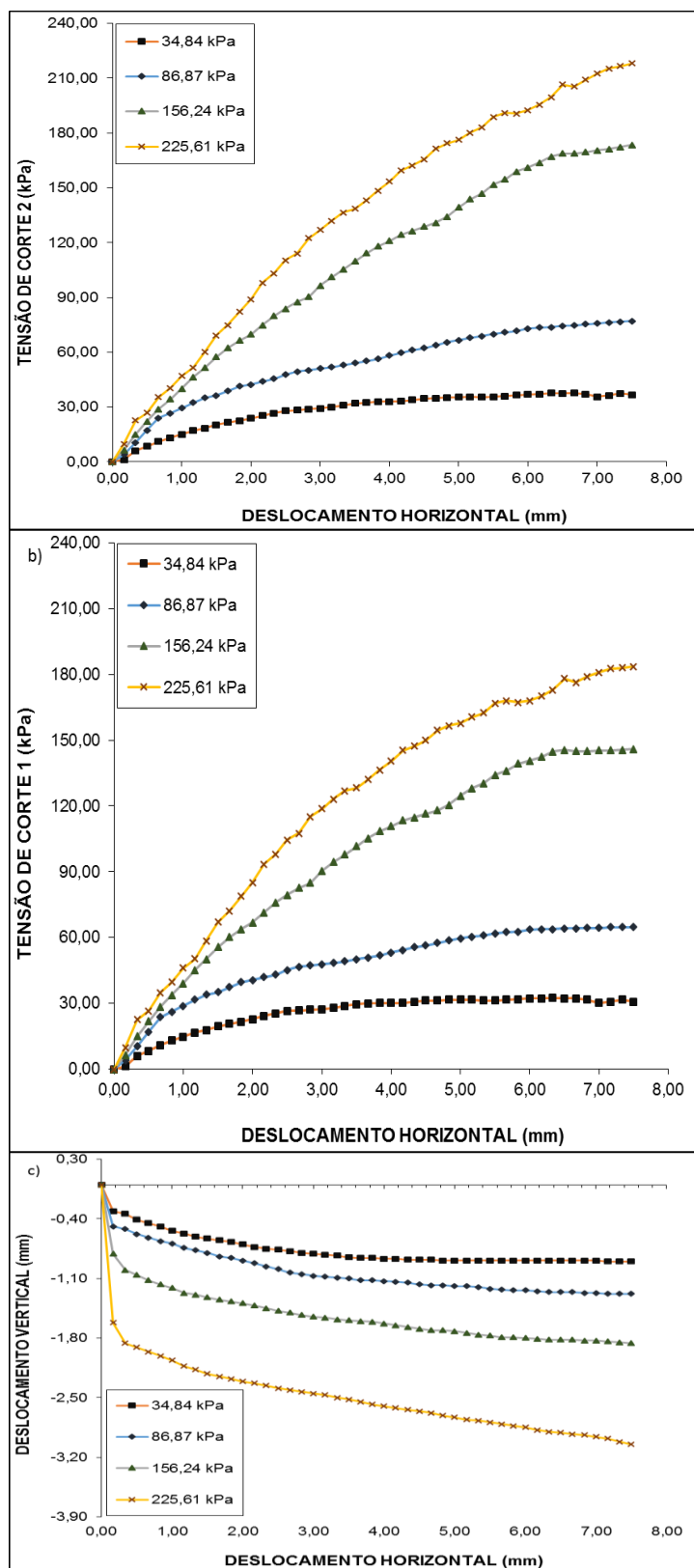


Figura 3.7 - Curvas típicas da fase de corte: a) deslocamento vertical vs tensão de corte sem área corrigida; b) deslocamento vertical vs tensão de corte com área corrigida; c) deslocamento vertical vs deslocamento horizontal.

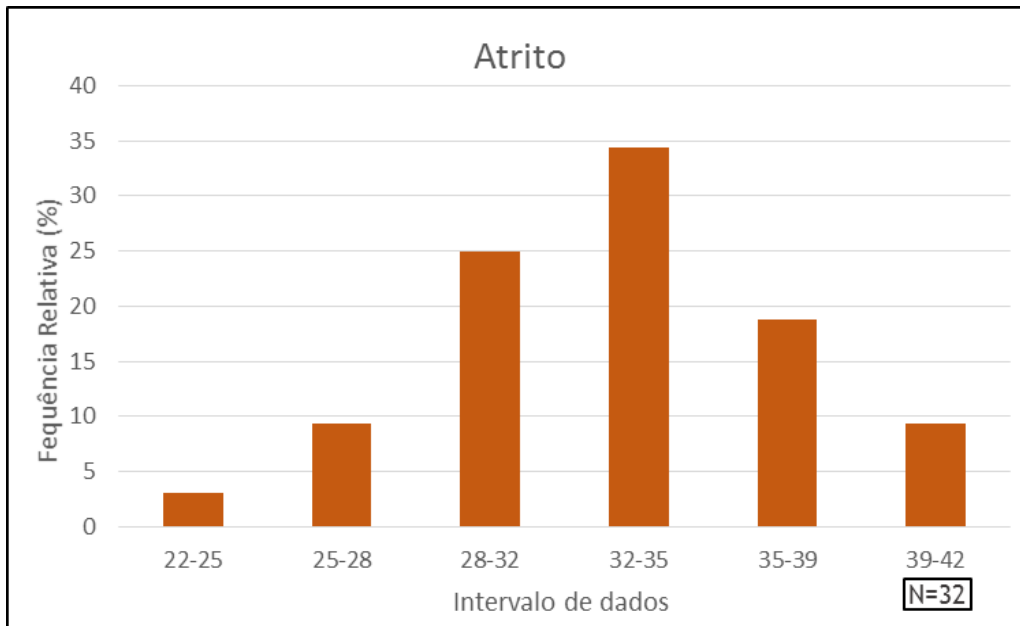


Figura 3.8 - Resultados de todos os ensaios de resistência ao corte dos solos residuais graníticos da região da Covilhã, obtidos a partir das tensões residuais.

### 3.3 Análise Estatística de todos os resultados

Para fazer uma análise estatística, foram colocados todos os valores numa tabela síntese (Tabela 3.4) para serem mais facilmente analisados e relacionados entre si. Salienta-se que além das variáveis simples, usaram-se outras variáveis compostas, no sentido de na fase de obtenção de equações entre a variável dependente ( $\phi$ ) e todas as outras independentes, se obterem correlações mais fortes; foi o caso de  $C_u$ ,  $C_c$ ,  $Y_1$ ,  $Y_2$ ,  $Y_3$  e  $Y_4$ , tal como são definidas no rodapé da Tabela 3.4.

Os gráficos de dispersão entre o ângulo de atrito e todas as outras variáveis individualmente, apresentam-se nas Fig. 3.9 a 3.24. De todos os gráficos menciona-se que genericamente apresentam coeficientes de correlação fracos, com a particularidade de ser o  $D_{85}$  que se relaciona de um modo mais forte ( $r=0,36$ ), ainda assim, é de enfatizar que há tendências positivas para o caso dos vários diâmetros das partículas, ou seja, o  $\phi$  será tanto maior quanto maior o tamanho das partículas, e ainda com o  $C_u$ , ou seja, o  $\phi$  será tanto maior quanto maior o  $C_u$ , que é mesma coisa que dizer o  $\phi$  é tanto maior quanto maior a extensão granulométrica do solo. Ressalta-se ainda, apesar de correlações muito fracas o facto de serem negativas para o caso do  $P_f$  e do  $W_L$ , ou seja o  $\phi$  é tanto menor quanto maiores aqueles parâmetros.

Tabela 3.4 - Síntese de todos os resultados obtidos no presente trabalho para as várias variáveis simples e compostas a apresentar nas várias análises estatísticas.

Amostra	$\phi$	$W_L$	$D_{10}$	$D_{15}$	$D_{25}$	$D_{30}$	$D_{40}$	$D_{50}$	$D_{60}$	$D_{85}$	Pf	Cu	Cc	Y1	Y2	Y3	Y4
1	40,08	40,59	0,08	0,10	0,29	0,43	0,80	1,20	1,60	3,60	13,02	21,33	1,51	0,46	10,85	3,62	10,39
2	29,58	42,12	0,09	0,18	0,39	0,51	0,89	1,30	1,80	3,80	7,86	19,36	1,55	0,70	6,05	2,07	4,08
3	42,58	37,21	0,12	0,25	0,54	0,78	1,35	2,05	2,80	4,75	7,88	23,33	1,81	1,51	3,84	1,66	1,50
4	22,01	38,93	0,08	0,08	0,26	0,33	0,50	0,90	1,30	3,30	14,94	17,33	1,12	0,34	16,60	4,53	19,35
5	29,01	44,17	0,08	0,08	0,08	0,11	0,23	0,51	1,05	3,60	25,48	14,00	0,16	0,08	49,96	7,08	185,04
6	32,01	44,76	0,08	0,08	0,08	0,12	0,23	0,43	0,86	1,80	24,97	11,47	0,22	0,06	58,75	13,87	435,21
7	33,40	45,30	0,08	0,10	0,23	0,32	0,50	0,70	0,95	1,82	11,11	12,67	1,44	0,22	15,87	6,10	37,92
8	33,84	39,56	0,08	0,11	0,28	0,38	0,70	1,00	1,35	4,75	11,25	18,00	1,43	0,37	11,25	2,37	8,61
9	36,32	35,49	0,08	0,11	0,25	0,36	0,70	1,20	1,60	3,90	11,09	21,33	1,08	0,40	9,24	2,84	9,48
10	36,88	48,43	0,08	0,08	0,18	0,27	0,45	0,80	1,30	3,65	17,92	17,33	0,75	0,23	22,40	4,91	34,09
11	38,13	39,75	0,08	0,10	0,29	0,39	0,62	1,00	1,50	3,85	12,62	20,00	1,35	0,43	12,62	3,28	11,50
12	33,18	39,70	0,08	0,08	0,10	0,19	0,30	0,39	0,53	1,95	22,42	7,07	0,91	0,05	58,23	11,50	298,63
13	38,78	43,08	0,08	0,09	0,28	0,38	0,70	1,10	1,50	3,25	14,02	20,00	1,28	0,42	12,75	4,31	14,01
14	34,93	45,65	0,08	0,12	0,30	0,43	0,55	0,70	0,92	3,40	11,36	12,27	2,62	0,28	16,23	3,34	15,91
15	32,84	46,34	0,10	0,40	0,90	1,20	1,65	2,20	2,90	4,75	4,08	29,00	4,97	2,61	1,85	0,86	0,43
16	33,77	46,70	0,11	0,19	0,35	0,43	0,70	1,10	1,55	3,50	7,08	14,09	1,06	0,54	6,45	2,02	5,25
17	33,20	54,62	0,08	0,11	0,25	0,35	0,70	1,20	1,40	3,80	10,61	18,67	1,17	0,35	8,84	2,79	9,31
18	36,00	45,21	0,10	0,16	0,31	0,43	0,54	0,68	0,85	1,80	6,48	8,50	2,13	0,26	9,53	3,60	17,08
19	32,08	48,96	0,08	0,13	0,30	0,39	0,52	0,69	0,91	3,00	10,03	12,13	2,23	0,27	14,54	3,34	16,15
20	27,29	49,53	0,09	0,13	0,26	0,31	0,43	0,60	0,87	2,55	8,42	10,24	1,30	0,23	14,03	3,30	21,17
21	34,95	45,14	0,08	0,12	0,25	0,29	0,40	0,58	0,82	2,30	9,86	10,93	1,37	0,21	17,00	4,29	29,57
22	31,90	46,03	0,10	0,16	0,28	0,32	0,43	0,62	0,88	2,50	5,91	8,80	1,16	0,24	9,53	2,36	13,87
23	30,33	44,91	0,08	0,19	0,40	0,48	0,61	0,80	1,00	1,85	10,70	13,33	3,07	0,40	13,38	5,78	18,07
24	29,13	46,45	0,08	0,09	0,25	0,36	0,60	0,90	1,25	2,75	12,58	16,67	1,38	0,31	13,98	4,57	20,33
25	31,69	40,41	0,09	0,13	0,23	0,32	0,51	0,74	1,15	3,00	7,09	12,78	0,99	0,26	9,58	2,36	13,89
26	34,17	43,80	0,08	0,09	0,17	0,23	0,43	0,67	1,00	2,75	13,26	13,33	0,71	0,17	19,79	4,82	42,33
27	36,38	47,68	0,08	0,08	0,17	0,23	0,44	0,68	1,00	2,85	14,09	13,33	0,71	0,17	20,72	4,94	42,77
28	27,08	41,41	0,08	0,10	0,19	0,27	0,50	0,72	1,10	1,95	10,81	14,67	0,88	0,21	15,01	5,54	40,52
29	39,63	45,90	0,25	0,30	0,43	0,50	0,69	0,91	1,35	3,50	1,41	5,40	0,74	0,57	1,55	0,40	1,04
30	33,26	46,10	0,08	0,12	0,28	0,37	0,52	0,75	1,15	3,10	11,29	15,33	1,59	0,32	15,05	3,64	17,34
31	34,04	54,80	0,16	0,26	0,35	0,40	0,56	0,79	1,20	3,10	4,70	7,50	0,83	0,42	5,95	1,52	5,48
32	28,27	40,93	0,17	0,27	0,43	0,49	0,59	0,90	1,25	2,65	5,13	7,35	1,13	0,53	5,70	1,94	5,06

$\phi$  = Ângulo de atrito ( $^{\circ}$ );  $W_L$  - Limite de Liquidez (%);  $D_x$  - diâmetro (mm) do solo para o qual x por cento do mesmo tem dimensões inferiores;  $P_f$  - percentagem em finos (%);  $Cu = D_{60}/D_{30}$ ;  $Cc = D_{30}^2/(D_{10} * D_{60})$ ;  $Y1 = D_{25} * D_{60}$ ;  $Y2 = P_f / D_{50}$ ;  $Y3 = P_f / D_{85}$ ;  $Y4 = P_f / (D_{25} * D_{50} * D_{85})$ ;

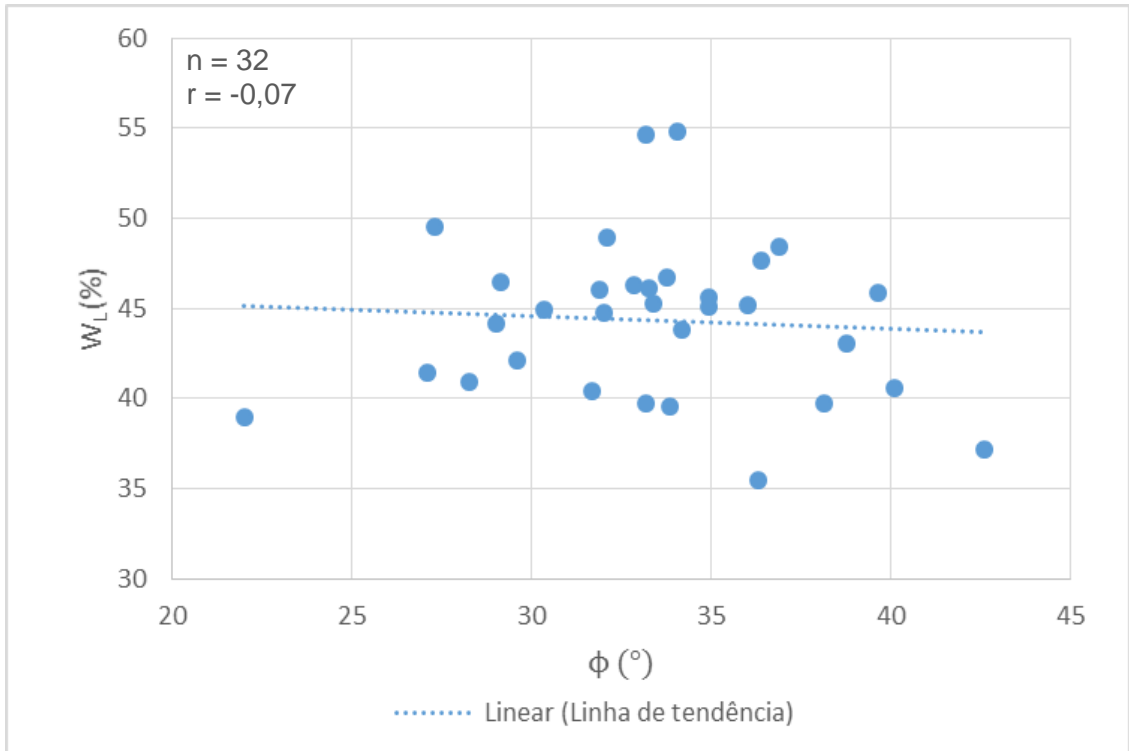


Figura 3.9 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o Limite de Liquidez (WL) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

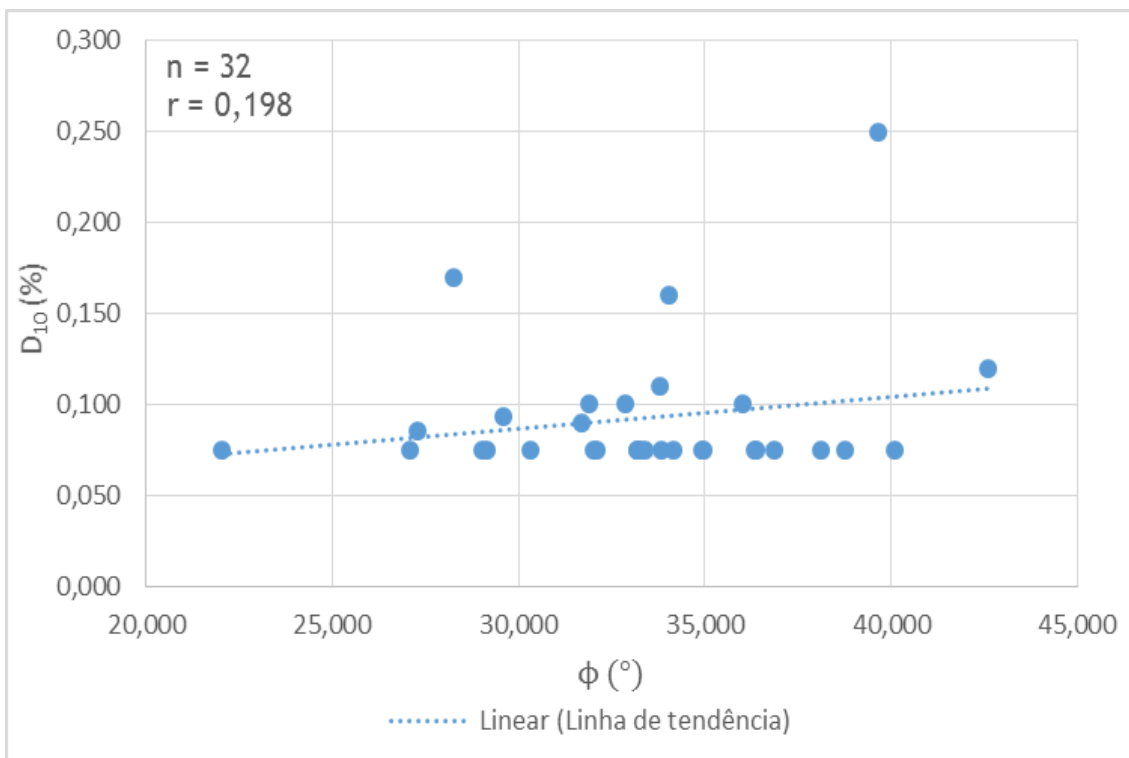


Figura 3.10 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o  $D_{10}$  dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

(Nota: os valores de  $D_{10}$  inferiores a 0,075mm consideram-se para efeitos de estatística de valor 0,075mm).

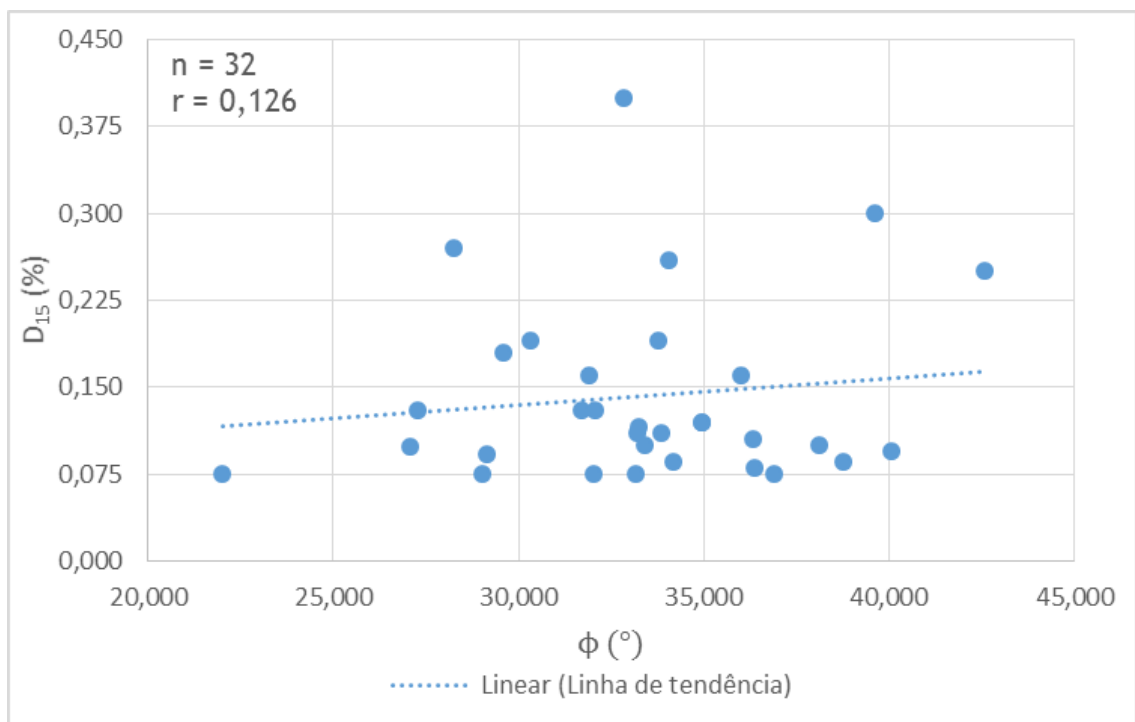


Figura 3.11 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o  $D_{15}$  dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

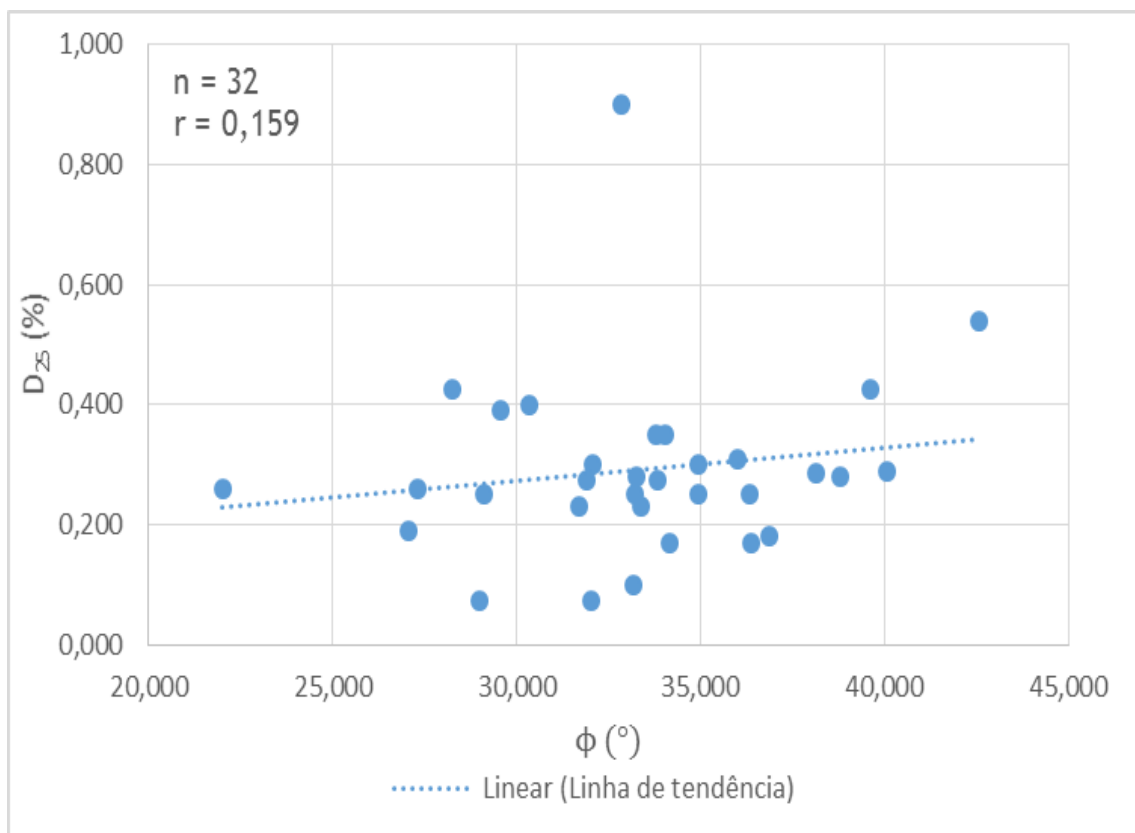


Figura 3.12 - Relação entre o Ângulo Atrito ( $\phi$ ) e o  $D_{25}$  dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

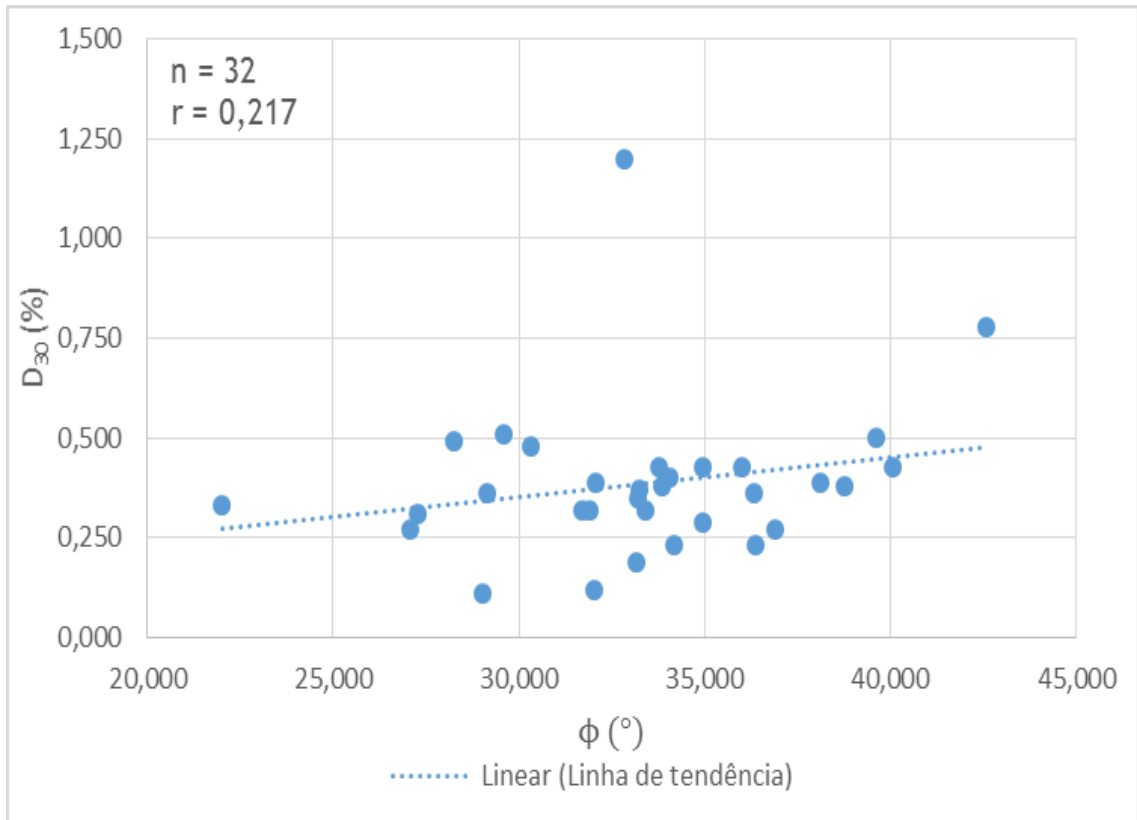


Figura 3.13 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o  $D_{30}$  dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

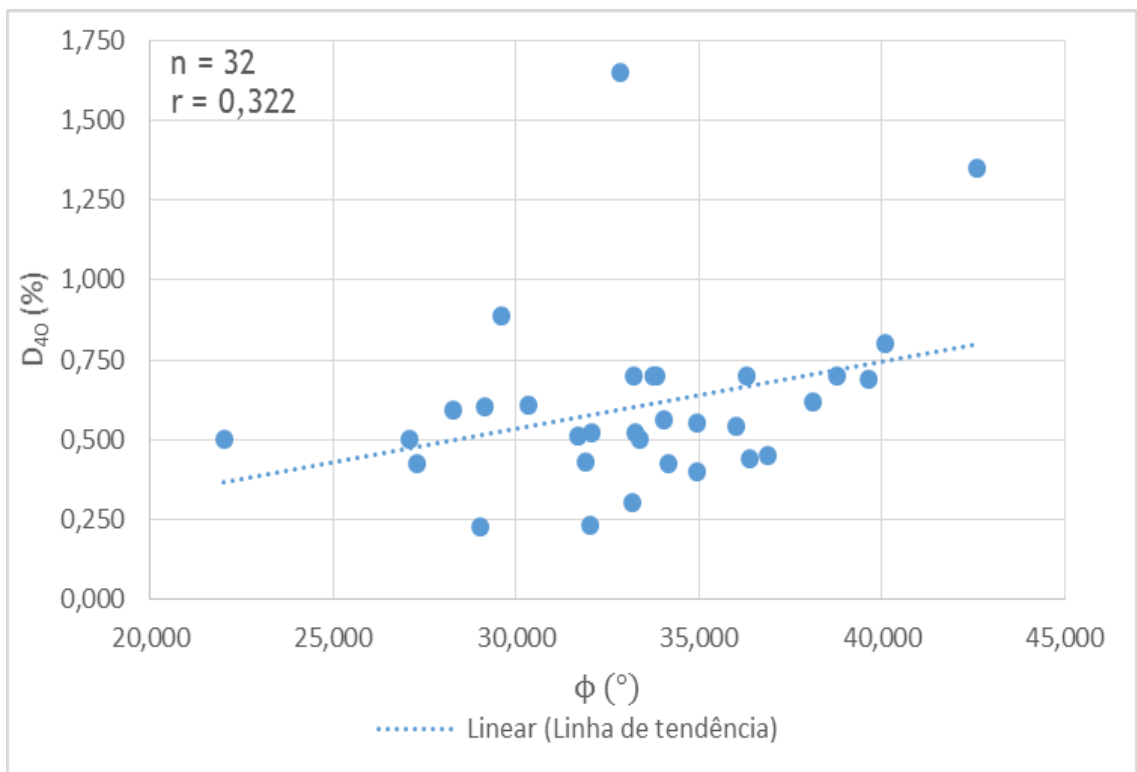


Figura 3.14 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o  $D_{40}$  dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

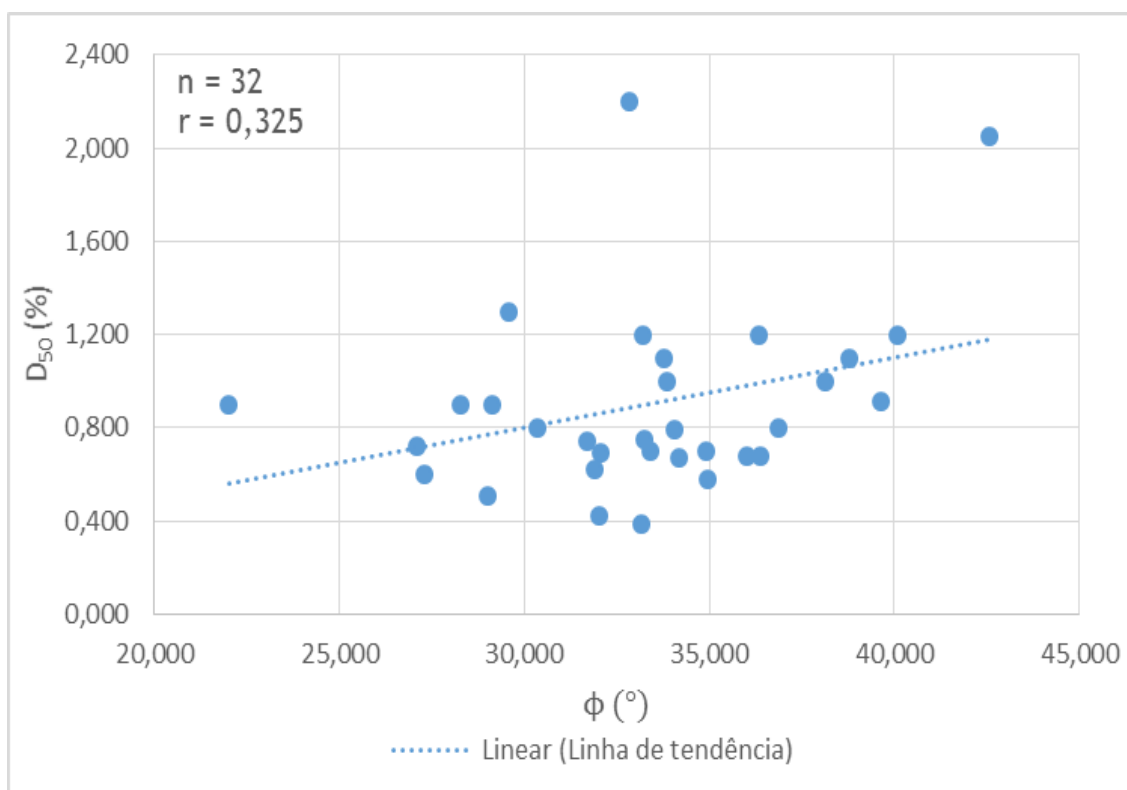


Figura 3.15 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o  $D_{50}$  dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

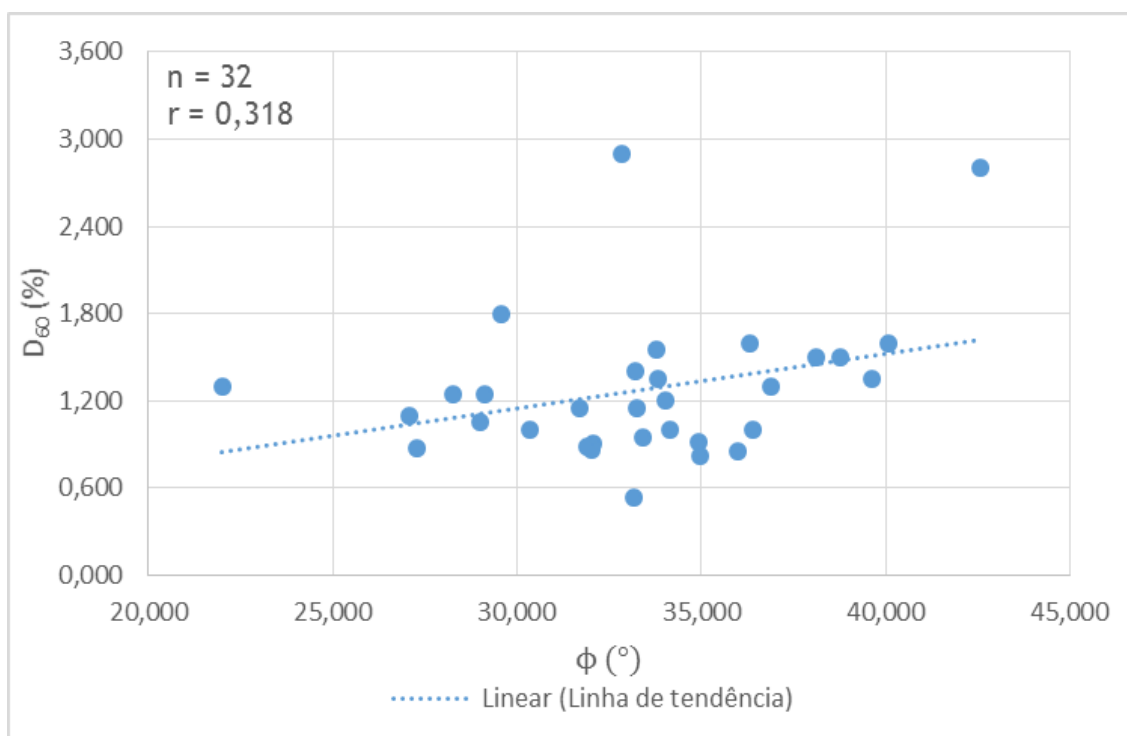


Figura 3.16 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o  $D_{60}$  dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

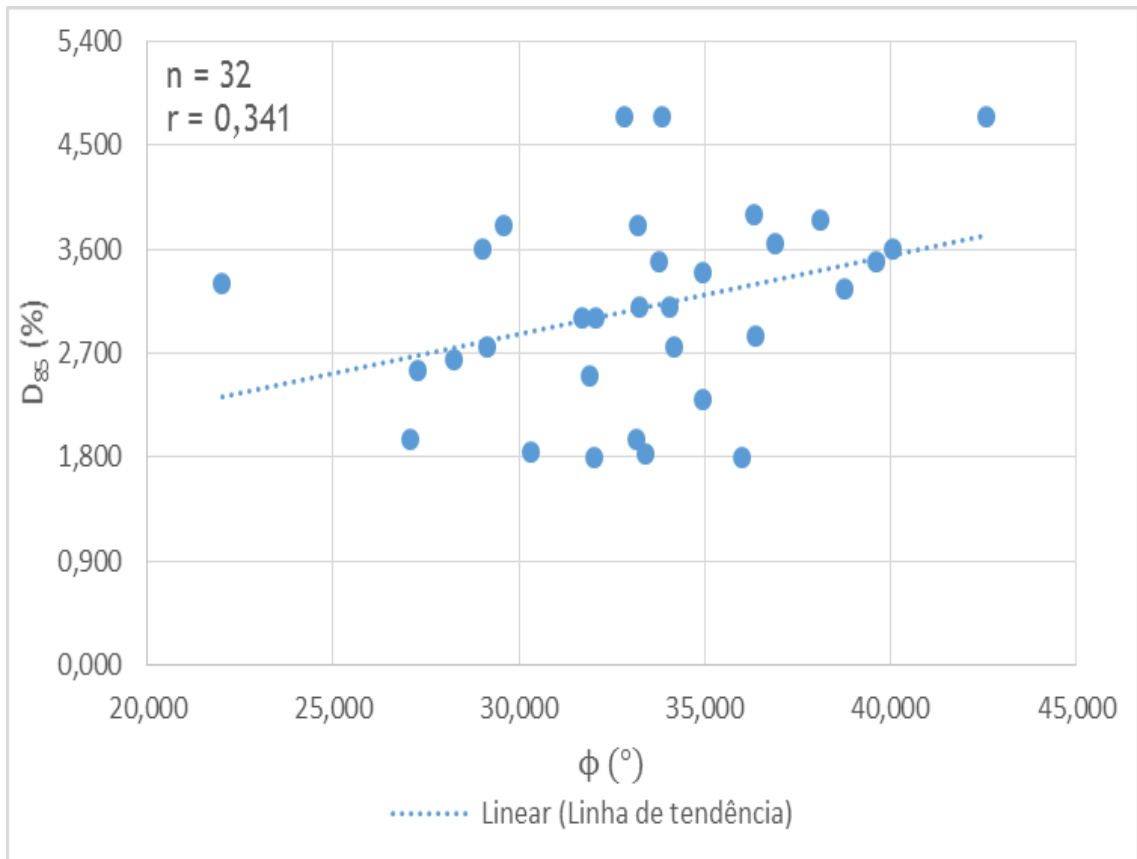


Figura 3.17 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o  $D_{85}$  dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

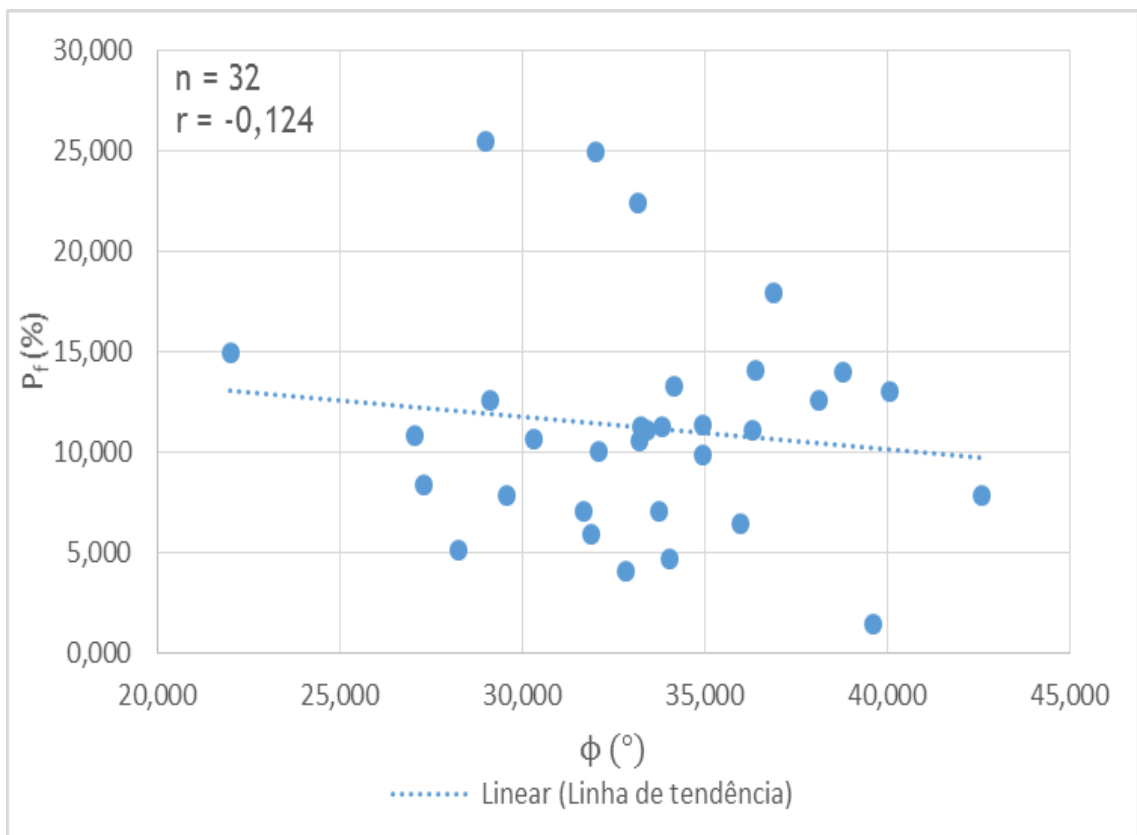


Figura 3.18 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e a Percentagem de Finos ( $P_f$ ) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

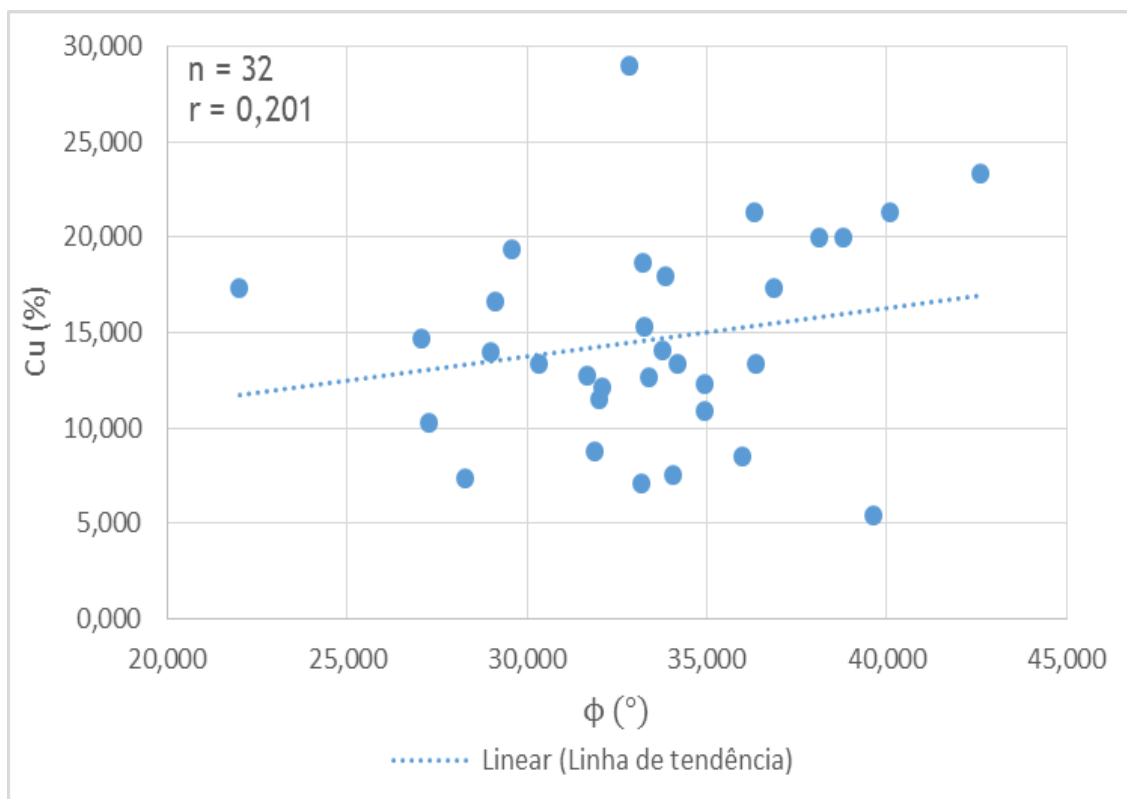


Figura 3.19 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o Coeficiente de Uniformidade ( $C_u$ ) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

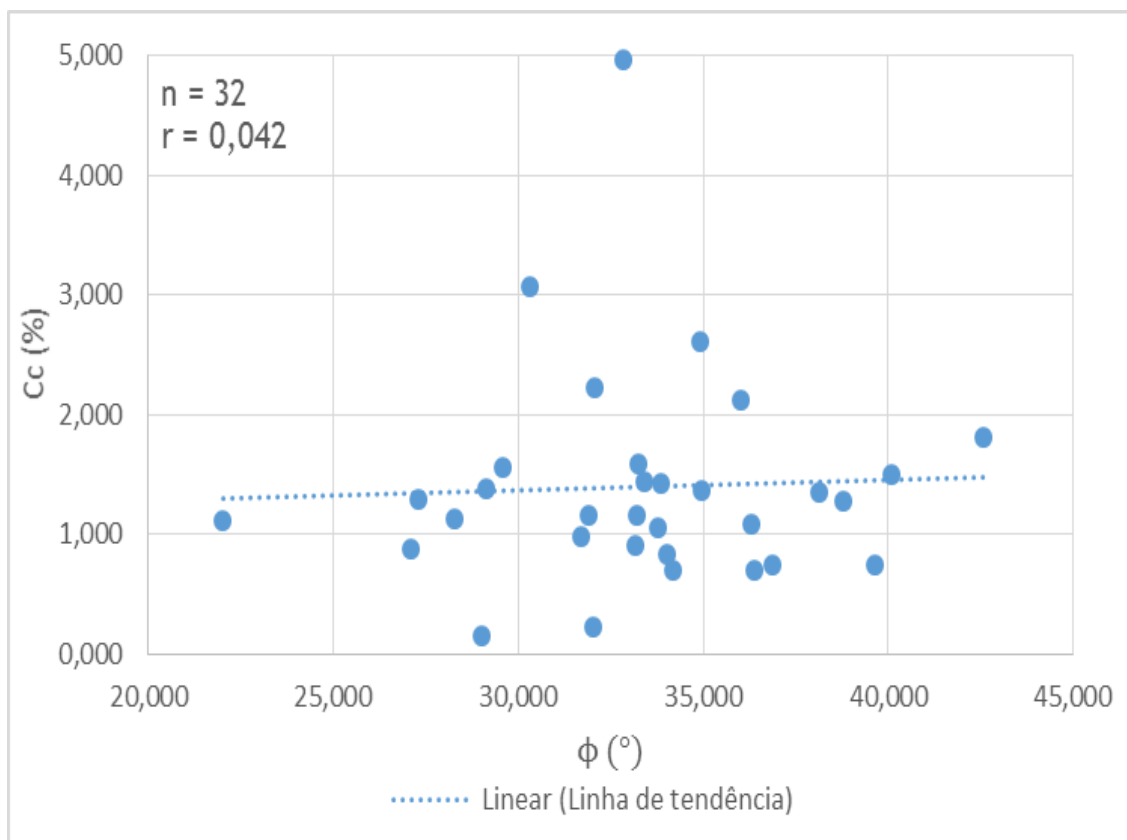


Figura 3.20 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e o Coeficiente de Curvatura ( $C_c$ ) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

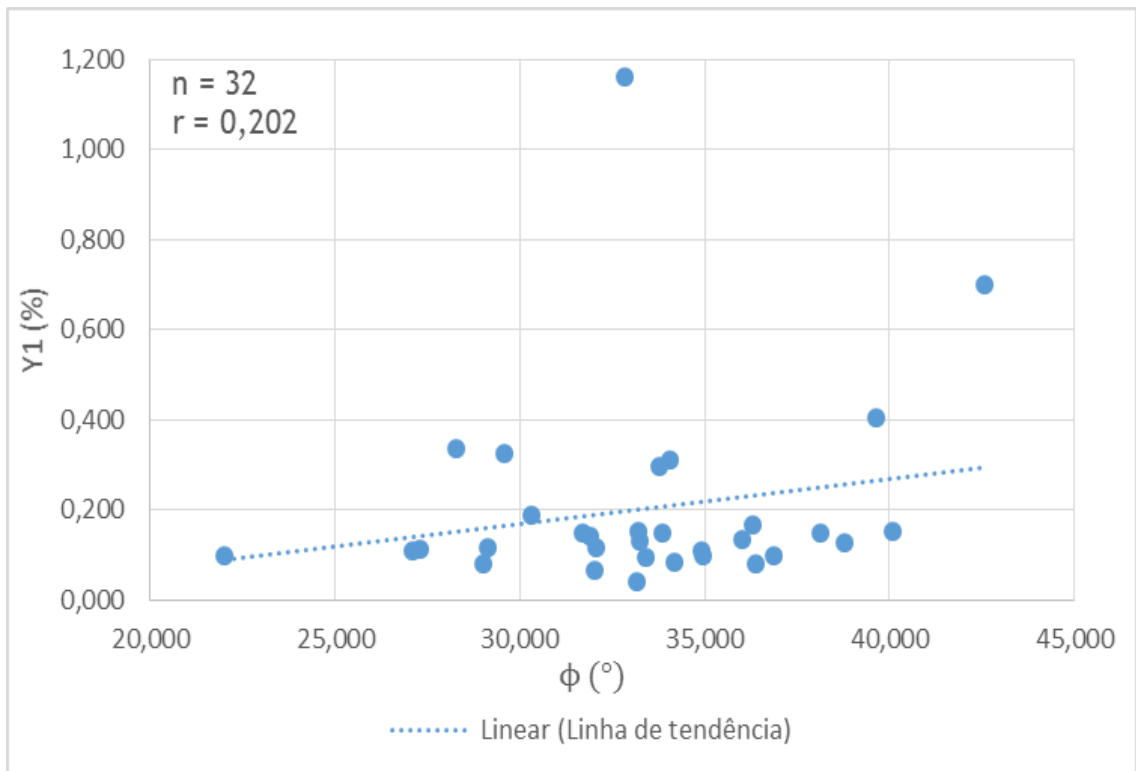


Figura 3.21 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e a Conjugação de Variáveis (Y1) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

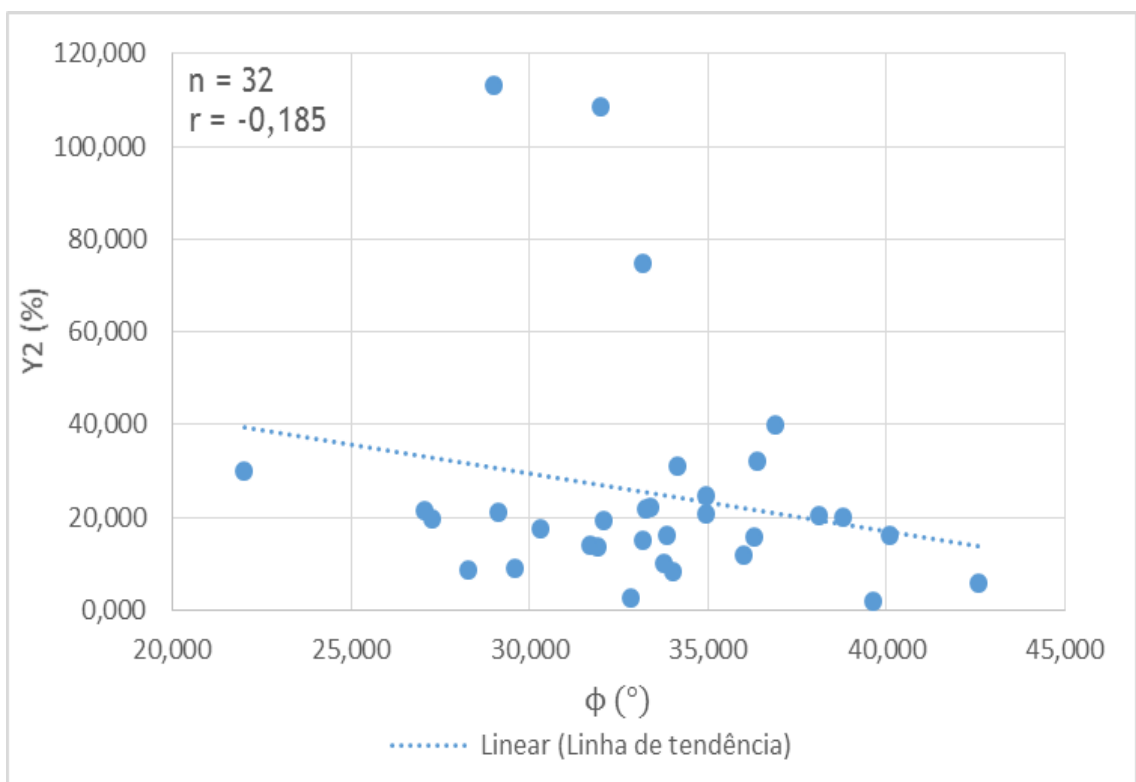


Figura 3.22 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e a Conjugação de Variáveis (Y2) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

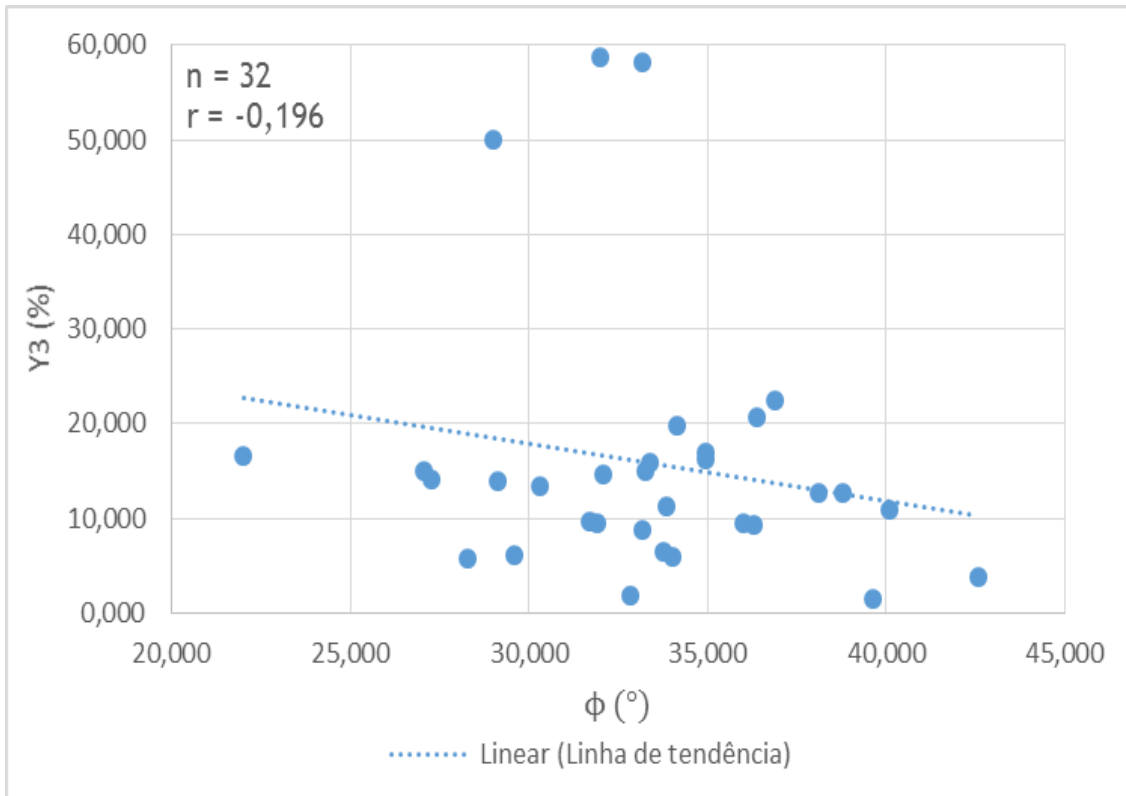


Figura 3.23 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e a Conjugação de Variáveis (Y3) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

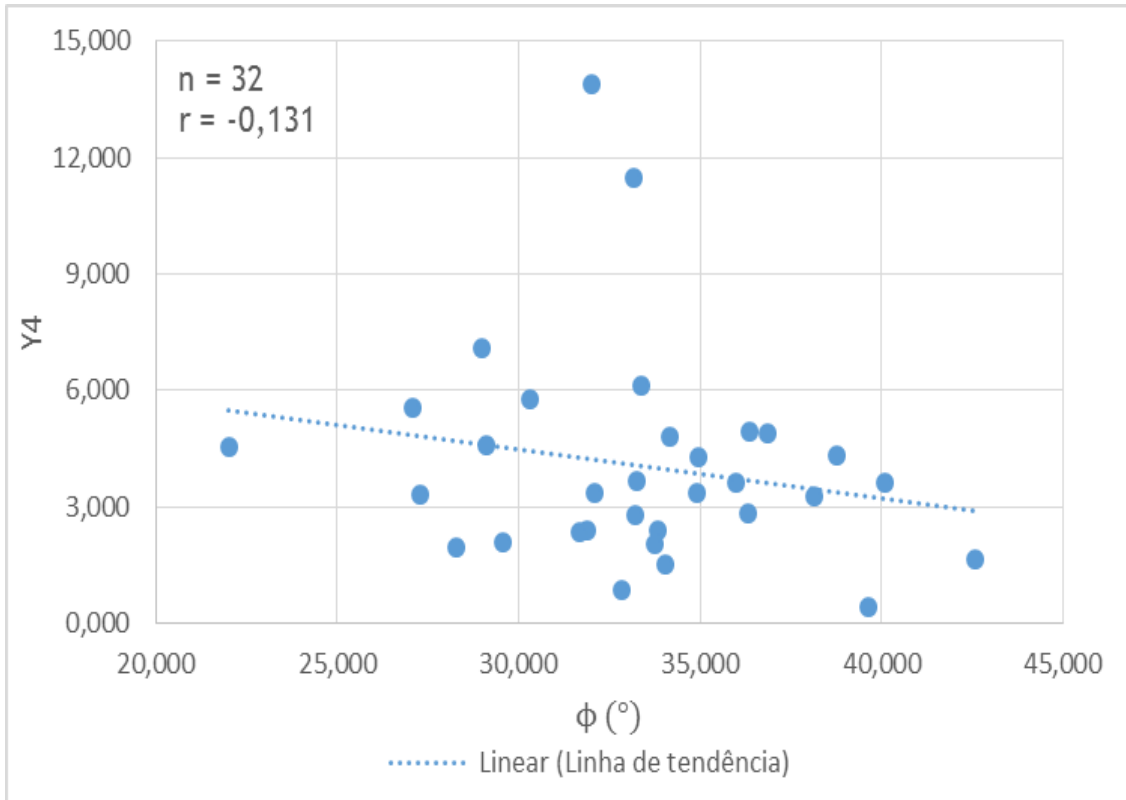


Figura 3.24 - Relação entre o Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) e a Conjugação de Variáveis (Y4) dos solos residuais de granito da região da Covilhã.

Ao fim de ter todos os valores necessários para completar o grande objetivo do trabalho que é criar a equação com o  $\phi$  como variável dependente, têm que se analisar quais os parâmetros a usar nessa equação, e isso vai ser descoberto através de uma matriz correlação, vendo os valores mais fortes que conjugam com o ângulo de atrito.

Depois de algum estudo e debate concluiu-se que o melhor seria criar uma equação do tipo:

$$Y = a + b_1X_1 + b_2X_2 + b_3X_3 + b_4X_4 + b_5X_5, \quad \text{eq.3.1}$$

com:

$Y = \phi$  (ângulo de atrito), como variável dependente;

$a$  = constante de grande importância presente na equação;

$X_1, X_2, X_3, X_4, X_5$  = são as variáveis que vão entrar na composição da equação tais como ( $D_{25}, D_{85}, W_L$ , etc).

$b_1, b_2, b_3, b_4$  e  $b_5$  = coeficientes da equação, encontradas através de regressões múltiplas.

Substituindo as expressões na equação de base, há a estratégia de obter uma equação do tipo:

$$\Phi = a + b_1W_L + b_2D_{10} \cdot D_{60} + b_3Pf/D_{40} + b_4Pf/D_{20} + b_5D_{20}; \quad \text{eq.3.2}$$

ou

$$\Phi = a + b_1Y_1 + b_2Y_2 + b_3Y_3 + b_4D_{20} + b_5 W_L. \quad \text{eq.3.3}$$

Assim, naquele sentido, usa-se o programa ANDAD (2007), que é um programa estatístico, que trabalha variáveis, e pode fazer análises univariadas, bivariadas e multivariadas o que é importante para fazer um estudo mais profundo das variáveis em análise

Da análise bivariada de todas as variáveis resulta a matriz de correlação entre elas como se apresenta na Fig. 3.25.

	Atrito	W <sub>L</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>25</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>40</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>85</sub>	Pf	Cu	Cc	Y1	Y2	Y3	Y4
Atrito	1,00	-0,05	0,00	0,01	0,17	0,23	0,33	0,28	0,28	0,36	0,05	0,22	0,05	0,24	-0,15	-0,18	-0,24
W <sub>L</sub>	-0,07	1,00	0,14	0,21	0,06	-0,03	-0,14	-0,20	-0,24	-0,16	-0,25	-0,30	0,01	-0,12	0,00	-0,07	0,05
D <sub>10</sub>	0,20	0,13	1,00	0,80	0,64	0,56	0,32	0,24	0,23	0,09	-0,83	-0,29	0,02	0,52	-0,76	-0,78	-0,66
D <sub>15</sub>	0,13	0,14	0,71	1,00	0,84	0,77	0,51	0,35	0,22	0,12	-0,94	-0,18	0,45	0,64	-0,82	-0,81	-0,76
D <sub>25</sub>	0,16	0,01	0,41	0,89	1,00	0,97	0,73	0,60	0,45	0,32	-0,70	0,09	0,62	0,86	-0,79	-0,74	-0,83
D <sub>30</sub>	0,22	-0,05	0,31	0,83	0,98	1,00	0,84	0,71	0,56	0,41	-0,63	0,23	0,65	0,91	-0,80	-0,71	-0,85
D <sub>40</sub>	0,32	-0,15	0,21	0,70	0,90	0,95	1,00	0,94	0,84	0,65	-0,42	0,60	0,52	0,92	-0,79	-0,65	-0,85
D <sub>50</sub>	0,32	-0,20	0,16	0,60	0,81	0,87	0,97	1,00	0,95	0,75	-0,30	0,73	0,35	0,90	-0,71	-0,59	-0,79
D <sub>60</sub>	0,32	-0,24	0,19	0,58	0,77	0,83	0,94	0,98	1,00	0,83	-0,17	0,78	0,13	0,82	-0,62	-0,54	-0,72
D <sub>85</sub>	0,34	-0,17	0,12	0,31	0,48	0,53	0,67	0,75	0,77	1,00	-0,04	0,71	0,12	0,63	-0,43	-0,53	-0,63
Pf	-0,12	-0,16	-0,58	-0,72	-0,68	-0,61	-0,52	-0,42	-0,34	-0,19	1,00	0,24	-0,31	-0,53	0,83	0,81	0,71
Cu	0,20	-0,30	-0,40	0,06	0,42	0,53	0,70	0,79	0,79	0,69	0,05	1,00	0,28	0,45	-0,18	-0,09	-0,29
Cc	0,04	0,05	-0,08	0,55	0,79	0,82	0,69	0,56	0,47	0,23	-0,42	0,43	1,00	0,44	-0,31	-0,24	-0,38
Y1	0,20	-0,09	0,25	0,78	0,93	0,96	0,94	0,90	0,89	0,59	-0,44	0,62	0,72	1,00	-0,85	-0,76	-0,92
Y2	-0,19	-0,08	-0,38	-0,54	-0,65	-0,60	-0,60	-0,56	-0,49	-0,39	0,90	-0,26	-0,41	-0,45	1,00	0,89	0,94
Y3	-0,20	-0,10	-0,45	-0,58	-0,64	-0,59	-0,57	-0,55	-0,51	-0,57	0,85	-0,23	-0,34	-0,46	0,93	1,00	0,93
Y4	-0,13	-0,08	-0,20	-0,34	-0,50	-0,46	-0,45	-0,43	-0,36	-0,39	0,76	-0,26	-0,37	-0,30	0,93	0,91	1,00

Figura 3.25 - Matriz de coeficientes de correlação simples (r) entre as variáveis estudadas de todos os resultados (n=32) dos ensaios sobre os solos residuais da região da Covilhã: r a azul a partir do método de Pearson; r a vermelho a partir do método de Spearman.

Através da análise desta matriz conclui-se que as variáveis que mais se relacionam com o ângulo de atrito são as variáveis granulométricas, como é o caso do D<sub>85</sub>, D<sub>50</sub> e D<sub>40</sub>. Os valores de r a utilizar vão ser os valores clássicos delineados por Pearson por se considerarem mais adequados.

Pode-se reparar também nesta matriz, que os valores de correlação entre o atrito e as outras variáveis são relativamente baixos, o que faz com que não se tenha uma correlação final forte, pois uma correlação maior que 0,6 ou 0,7 é o mínimo que se admite para ser aceite estatisticamente neste tipo de situações. No sentido de tentar fortalecer a relação entre as várias variáveis, e porque se tem noção que o uso da caixa de corte de pequena área não foi a mais ideal, entendeu-se eliminar todas os casos com um ângulo de atrito menor que 30° (total de 7) e ainda o caso da amostra 15, pois observando os gráficos de dispersão nas figuras 3.9 a 3.24, concluiu-se que os valores são anormais em relação aos outros e provavelmente ocorreu um erro na sua realização.

Assim, fica-se com 24 amostras, resultando uma nova matriz correlação apresentada na Fig. 3.26, e onde se pode observar (na parte azul) que as variáveis já se relacionam mais fortemente com o atrito, com até o D<sub>60</sub> a atingir um r=0,7 com o atrito, valor muito bom comparado com os anteriores.

	Atrito	W <sub>L</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>25</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>40</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>85</sub>	Pf	Cu	Cc	Y1	Y2	Y3	Y4
Atrito	1,00	-0,21	0,11	-0,09	0,26	0,33	0,46	0,47	0,54	0,53	0,10	0,40	-0,03	0,44	-0,21	-0,18	-0,32
W <sub>L</sub>	-0,35	1,00	0,16	0,22	0,11	-0,01	-0,20	-0,17	-0,22	-0,18	-0,25	-0,37	-0,10	-0,11	-0,01	-0,07	0,04
D <sub>10</sub>	0,33	0,20	1,00	0,76	0,56	0,48	0,23	0,14	0,17	0,06	-0,79	-0,33	-0,14	0,43	-0,74	-0,73	-0,60
D <sub>15</sub>	0,21	0,18	0,85	1,00	0,82	0,73	0,38	0,22	0,12	0,09	-0,93	-0,26	0,36	0,56	-0,75	-0,74	-0,65
D <sub>25</sub>	0,42	-0,04	0,53	0,82	1,00	0,97	0,67	0,50	0,37	0,30	-0,64	0,05	0,56	0,81	-0,70	-0,61	-0,69
D <sub>30</sub>	0,53	-0,18	0,41	0,70	0,96	1,00	0,77	0,60	0,47	0,39	-0,55	0,17	0,59	0,85	-0,69	-0,57	-0,71
D <sub>40</sub>	0,66	-0,31	0,26	0,49	0,81	0,91	1,00	0,94	0,85	0,75	-0,29	0,63	0,39	0,91	-0,73	-0,58	-0,82
D <sub>50</sub>	0,67	-0,31	0,16	0,36	0,68	0,80	0,97	1,00	0,95	0,83	-0,17	0,77	0,23	0,86	-0,65	-0,50	-0,75
D <sub>60</sub>	0,70	-0,34	0,22	0,37	0,64	0,75	0,93	0,97	1,00	0,85	-0,08	0,79	0,00	0,81	-0,59	-0,50	-0,72
D <sub>85</sub>	0,55	-0,23	0,15	0,18	0,43	0,52	0,71	0,76	0,78	1,00	-0,05	0,69	0,05	0,69	-0,48	-0,59	-0,72
Pf	-0,14	-0,19	-0,61	-0,76	-0,75	-0,62	-0,44	-0,32	-0,27	-0,25	1,00	0,31	-0,21	-0,44	0,80	0,77	0,65
Cu	0,47	-0,42	-0,44	-0,30	0,17	0,34	0,62	0,74	0,73	0,66	0,17	1,00	0,21	0,46	-0,15	-0,06	-0,29
Cc	-0,09	-0,06	-0,21	0,17	0,52	0,54	0,30	0,16	0,02	-0,04	-0,27	0,11	1,00	0,31	-0,15	-0,05	-0,15
Y1	0,64	-0,28	0,37	0,61	0,83	0,91	0,95	0,91	0,92	0,62	-0,42	0,48	0,23	1,00	-0,79	-0,68	-0,88
Y2	-0,32	-0,10	-0,37	-0,54	-0,75	-0,69	-0,62	-0,56	-0,50	-0,50	0,88	-0,26	-0,33	-0,52	1,00	0,88	0,92
Y3	-0,34	-0,10	-0,43	-0,55	-0,71	-0,64	-0,58	-0,53	-0,48	-0,61	0,88	-0,20	-0,23	-0,50	0,96	1,00	0,92
Y4	-0,28	-0,10	-0,18	-0,35	-0,63	-0,58	-0,51	-0,46	-0,39	-0,48	0,78	-0,28	-0,40	-0,39	0,95	0,92	1,00

Figura 3.26 - Matriz de coeficientes de correlação simples (r) entre as variáveis estudadas após filtragem de potenciais pontos anômalos, resultando uma população de n=24, dos solos residuais da região da Covilhã: r a azul a partir do método de Pearson; r a vermelho a partir do método de Spearman.

Analisando a matriz pode-se concluir que o Y1, D<sub>30</sub>, D<sub>40</sub>, D<sub>50</sub>, D<sub>60</sub> e D<sub>85</sub> são as variáveis que melhor se relacionam com o ângulo de atrito; então aquando da criação da equação vamos ter uma correlação mais alta entre estas variáveis.

Para se ter ainda uma melhor sensibilidade e ajuda em termos de relações entre as variáveis faz-se uma análise em componentes principais (neste mesmo programa Andad). Esta análise tem como objetivo reduzir a dimensão do espaço em jogo e projetá-la em planos definidos por eixos fatoriais. Esses planos podem variar de 1 a 17 planos, mas os principais são sempre os primeiros; então para este trabalho só se utilizam 7 diferentes planos (ou 7 diferentes eixos).

Os eixos fatoriais resultantes da Análise em Componentes Principais estão caracterizados na Tabela 3.5, onde se pode observar que os dois primeiros eixos são os principais pois representam 73% do total, mas esta análise também permite obter a curva *scree plot* (Fig. 3.27), que relaciona o número de ordem de cada eixo com o valor próprio que lhe está associado. Se essa curva evidenciar estabilização dos valores próprios, pode-se apenas reter os eixos com um número de ordem superior ao do início dessa estabilização, então pode-se concluir que os eixos 1 e 2 são aqueles que se devem reter e analisar, pois a partir do eixo 3 a curva começa a estabilizar.

Tabela 3.5 - Valores próprios e inércia a partir da Análise em Componentes Principais sobre as variáveis estudadas

EIXO	VALOR PRÓPRIO	INÉRCIA EXPLICADA (%)	INÉRCIA ACUMULADA (%)
1	9,0364	53,1553	53,1553
2	3,3099	19,4699	72,6253
3	1,7383	10,2250	82,8503
4	1,3309	7,8287	90,6790
5	0,6848	4,0285	94,7075
6	0,4295	2,5264	97,2339
7	0,2716	1,5977	98,8316

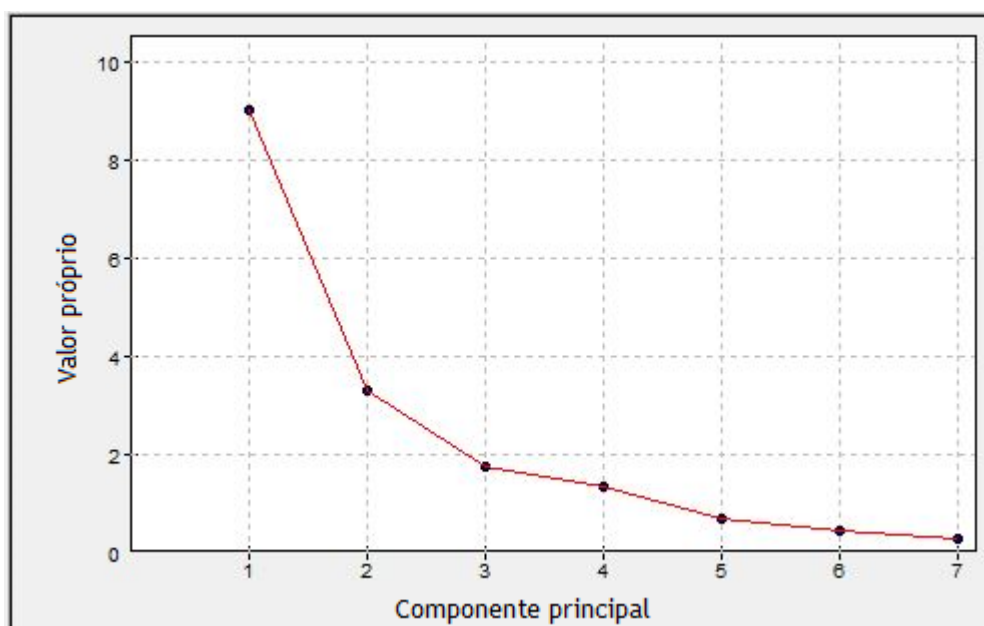


Figura 3.27 - Distribuição dos valores próprios a partir da Análise em Componentes Principais sobre as variáveis estudadas.

Ao se concluir que os eixos 1 e 2 são os mais importantes e os que melhor definem a relação entre as variáveis, solicita-se um gráfico ao programa de acordo com os planos fatoriais, e este apesar de fornecer todos os planos, mas o que é importante é o F2/F1 (que é o plano do eixo 1 com o eixo 2) e está representado na Fig. 3.28, onde é apresentado um círculo de correlação de todas as amostras.

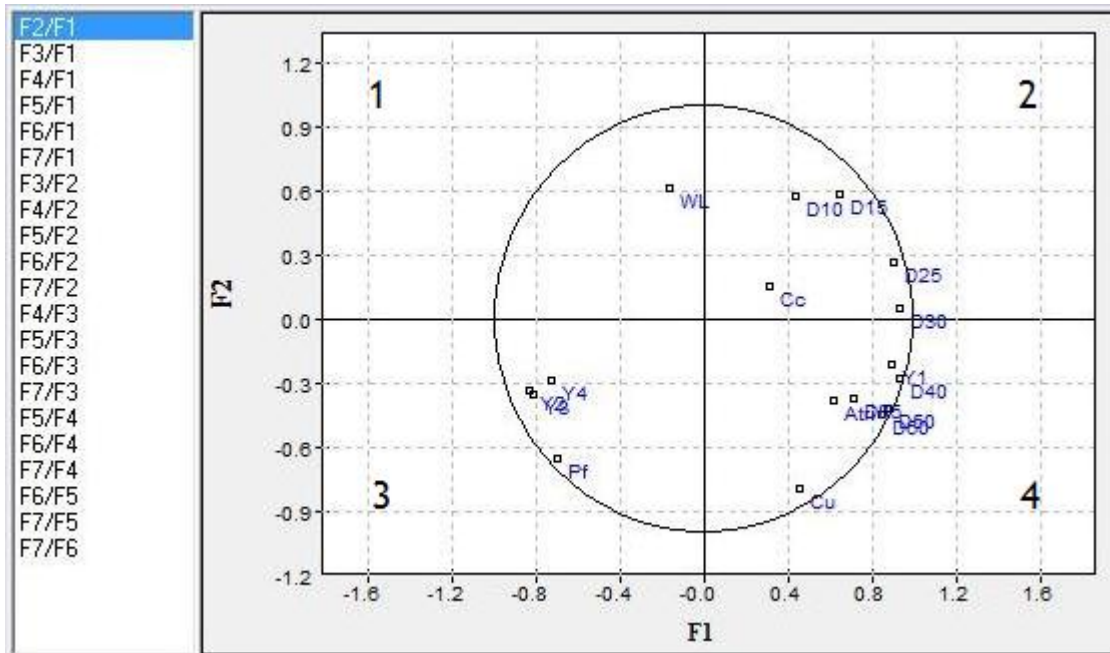


Figura 3.28 - Círculo de correlação de valores próprios a partir da Análise em Componentes Principais sobre as variáveis estudadas.

Todas as variáveis que se encontrem próximas do círculo unitário, como é o caso do Pf, Cu, Y1, D<sub>25</sub>, ..., estão bem representadas no plano. Todas as variáveis que estão próximas umas das outras têm forte correlação entre si, as que se encontram em eixos cruzados (1-3 e 2-4) uma correlação negativa forte e as que se encontram no eixo adjacente (1-2, 1-3, 4-2 e 4-3) são independentes umas das outras e não se correlacionam.

A Fig.3.29 apresenta 2 círculos, onde se pode observar que o círculo mais à direita engloba o atrito, que é a principal variável e como foi explicado em cima, apresenta forte correlação com o D<sub>85</sub>, D<sub>60</sub>, D<sub>50</sub>, D<sub>40</sub> e Y1 e tem fraca ou nenhuma correlação com o círculo apresentado à esquerda que engloba variáveis como o Pf, Y2, Y3 e Y4.

Em conclusão pode-se dizer que o ângulo de atrito dos solos residuais graníticos da região da Covilhã e Fundão, se correlaciona bem com o D<sub>85</sub>, D<sub>60</sub>, D<sub>50</sub>, D<sub>40</sub> e Y1.

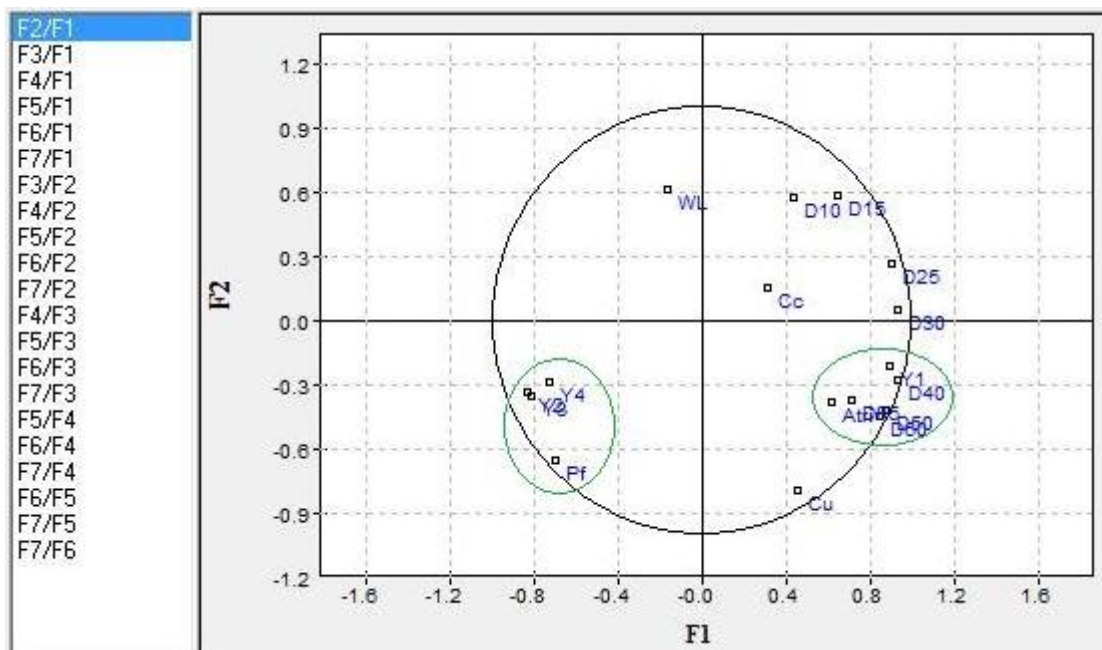


Figura 3.29 - Círculo de correlação 2.

Como de referiu anteriormente persegue-se o objetivo de criar uma ou várias equações do tipo da eq.3.1. Os parâmetros em falta são a constante (a) e os coeficientes de multiplicação da equação ( $b_1, b_2, b_3, b_4, b_5$ ), e são exatamente estes que se pretendem nesta fase obter através de regressões múltiplas. Assim, neste sentido usa-se o software Excel (2015), apresentando-se com detalhe os vários passos a seguidos no Anexo V.

Tentaram-se muitas regressões com as variáveis consideradas mais fortes pelo programa ANDAD, para saber qual a equação de maior coeficiente correlação múltipla. Depois de muitos ensaios obtiveram-se as seguintes equações mais fortes:

$$\varphi = 25,67 + 18,44 \cdot D_{40} - 15,77 \cdot D_{50} + 12,07 \cdot D_{60} - 6,53 \cdot Y1, R=0,73 \quad \text{eq. 3.4;}$$

$$\varphi = 33,10 - 0,08 \cdot W_L - 2,91 \cdot D_{50} + 6,13 \cdot D_{60} + 0,13 \cdot D_{85} + 0,64 \cdot Y1, R=0,72 \quad \text{eq. 3.5;}$$

$$\varphi = 33,13 - 0,08 \cdot W_L - 2,81 \cdot D_{50} + 6,40 \cdot D_{60} + 0,39 \cdot Y1, R=0,72; \quad \text{eq. 3.6;}$$

$$\varphi = 29,12 - 3,21 \cdot D_{50} + 6,87 \cdot D_{60} + 0,08 \cdot D_{85} + 0,39 \cdot Y1, R=0,71; \quad \text{eq. 3.7;}$$

$$\varphi = 29,15 + 4,88 \cdot D_{60} + 0,02 \cdot D_{85} - 0,17 \cdot Y1, R=0,70. \quad \text{Eq. 3.8;}$$

### 3.4 Exemplos de Aplicação

No sentido de averiguar a qualidade dos resultados a obter pelas equações do presente trabalho, e ainda comparar com os resultados a partir de outras equações da literatura, apresentam-se os vários cálculos na Tabela 3.6, juntamente com os valores reais obtidos nas amostras estudadas na presente investigação. Uma observação dos mesmos permitem tirar as seguintes ilações:

- i) valores mais consistentes a partir das várias equações são as do presente estudo, nomeadamente a eq.3.1 e a eq.3.2 o que já se esperava, pois estas equações são as que apresentam maior coeficiente de correlação;
- ii) as equações para as areias de solos residuais de arenitos de Ferreira Gomes (1992), principalmente as equações 1.11 e 1.13 também têm valores muito aproximados dos valores experimentais, o que indica que essas equações podem ser adequadamente utilizadas para solos residuais graníticos como os da região da Covilhã, pois fornecem valores corretos; esta situação poderá resultar dos solos dos arenitos terem eventualmente origem em solos residuais graníticos com pouco transporte, pois são essencialmente quartzo-feldspáticos muito rugosos.
- iii) já as equações para as areias sedimentares limpas de Ferreira Gomes (1992), fornecem valores um pouco diferentes dos experimentais, e mais baixos, sendo demasiado conservadores em relação aos reais; esta situação entende-se resultar por os solos que estão na base de tais equações serem areias genericamente constituídas por grânulos arredondados, esféricos e muitas vezes equigranulares;
- iv) finalmente relativamente à tabela de Costet e Sanglerat (1981), os valores até são muito aproximados dos experimentais, mas esta tabela é um pouco inconsistente de analisar, pois os parâmetros utilizados para o cálculo do ângulo de atrito não foram testados ao pormenor e as escalas de valores entre eles não variam muito e nem existem valores intermédios, mas mesmo assim para obter valores com uma boa precisão e de um modo rápido.

Tabela 3.6 - Comparação dos valores de ângulo de atrito obtidos diretamente nas 24 amostras estudadas com os valores obtidos por diferentes formulários de diferentes autores.

Amostra	Valores de ângulo de atrito - (graus)													
	Ensaio de corte	Eq.3.4	Eq.3.5	Eq.3.6	Eq.3.7	Eq.3.8	Eq.1.7	Eq.1.8	Eq.1.9	Eq.1.10	Eq.1.11	Eq.1.12	Eq.1.13	Costet e Sanglerat, 1981) Tabela 1.7
	(valor experimental)	Presente trabalho (a partir de solos residuais graníticos)					Ferreira Gomes (1992) para areias sedimentares limpas			Ferreira Gomes (1992) para areias de solos residuais de arenitos				Todos os solos
1	40,08	37,78	36,93	36,93	36,73	36,95	32,23	30,37	32,69	42,20	38,98	40,04	37,79	39
3	42,58	42,16	42,91	42,90	42,75	42,65	33,82	32,39	34,47	49,79	48,12	45,05	43,93	43
6	32,01	33,17	33,83	33,88	33,83	33,37	27,97	27,01	30,45	35,29	30,47	34,53	31,12	33
7	33,40	33,89	33,64	33,70	33,63	33,79	31,45	30,29	32,16	37,74	33,15	37,73	34,49	33
8	33,84	36,68	36,16	35,94	35,71	35,77	32,18	30,85	32,54	40,42	37,15	39,25	36,95	33
9	36,32	36,35	37,34	37,31	36,73	36,97	32,69	30,67	32,65	42,20	39,85	40,29	38,65	36
10	36,88	35,51	35,49	35,42	35,87	35,53	30,50	29,04	31,95	38,64	33,62	37,36	33,83	36
11	38,13	36,65	36,98	36,91	36,69	36,47	32,15	30,48	32,57	40,42	37,11	39,07	36,75	36
12	33,18	31,18	32,34	32,28	31,70	31,77	27,93	27,63	30,45	34,93	30,93	34,65	31,82	33
13	38,78	36,59	36,34	36,36	36,32	36,46	31,80	30,09	32,56	41,31	37,55	39,40	36,76	36
14	34,93	34,08	33,67	33,51	33,57	33,66	31,33	30,71	32,23	37,74	33,09	37,70	34,42	36
16	33,77	36,40	36,47	36,43	36,73	36,69	32,71	31,74	32,96	41,31	36,94	40,30	37,23	33
17	33,20	34,27	34,54	34,48	35,33	36,00	32,41	30,76	32,59	42,20	36,60	40,35	36,42	33
18	36,00	33,44	33,12	33,15	33,02	33,29	32,03	31,48	32,44	37,57	32,96	38,23	34,99	36
19	32,08	33,58	33,32	33,20	33,50	33,60	31,63	30,92	32,28	37,65	32,43	37,82	34,13	33
21	34,95	32,46	33,26	33,22	33,16	33,16	31,50	30,68	32,10	36,67	31,97	37,28	33,96	36
22	31,90	32,86	33,49	33,43	33,47	33,45	32,22	31,58	32,41	37,03	32,22	38,00	34,60	33
23	30,33	33,76	33,81	33,85	33,73	34,00	31,63	30,94	32,51	38,64	34,22	38,30	35,19	33
25	31,69	35,56	35,32	35,28	34,99	34,78	32,48	31,27	32,44	38,10	34,38	38,46	35,84	33
26	34,17	33,90	34,24	34,21	34,13	34,06	31,04	29,81	31,95	37,48	33,10	37,30	34,21	33
27	36,38	34,02	33,92	33,87	34,10	34,06	30,84	29,66	31,92	37,57	32,54	37,24	33,70	33
29	39,63	36,59	35,88	35,76	35,98	35,71	33,29	33,12	33,17	39,62	35,16	40,07	36,93	39
30	33,26	35,21	34,89	34,82	34,99	34,77	31,80	30,61	32,34	38,19	33,52	37,96	34,67	33
31	34,04	35,28	34,44	34,37	35,24	35,00	32,51	32,16	32,79	38,55	32,44	39,03	34,72	33

## CAPITULO 4

### 4- CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

Os estudos realizados em solos graníticos residuais da região da Covilhã permitiram concluir que se trata de solos classificados essencialmente por SW-SM, SM e mais raramente por SP-SM, SP e SW segundo a classificação Unificada, e essencialmente por A-1-b e pontualmente como A-1-a, A-2-4 e A-2-5 segundo a Classificação ASSHTO. São portanto solos arenosos na maioria com uma granulometria um pouco extensa e com finos siltosos não plásticos. Salienta-se ainda que pela análise macroscópica das partículas arenosas são essencialmente quartzosas e feldspáticas e muito angulosas e rugosas.

A partir de ensaios de corte direto em amostras saturadas, moldadas numa situação a mais solta possível, e com tensões normais na fase de corte iguais às da fase de consolidação, considerando os resultados em termos de tensões residuais, levaram a obter ângulos de atrito considerados estatisticamente válidos entre 30,3 e 42,6° e mais frequentemente entre 32 e 35°.

Na perspectiva de estabelecer equações com o ângulo de atrito como variável dependente e os parâmetros de identificação dos solos como variáveis independentes, fizeram-se estudos estatísticos, entre várias variáveis nomeadamente a partir de uma análise estatística multivariada em componentes principais, verificaram-se as associações de parâmetros que levassem a correlações mais fortes. De tais estudos resultaram várias equações das quais as principais se apresentam de seguida:

$$\varphi = 25,67 + 18,44 \cdot D_{40} - 15,77 \cdot D_{50} + 12,07 \cdot D_{60} - 6,53 \cdot Y1, R=0,73 \quad \text{eq. 4.1;}$$

$$\varphi = 33,10 - 0,08 \cdot W_L - 2,91 \cdot D_{50} + 6,13 \cdot D_{60} + 0,13 \cdot D_{85} + 0,64 \cdot Y1, R=0,72 \quad \text{eq. 4.2;}$$

$$\varphi = 33,13 - 0,08 \cdot W_L - 2,81 \cdot D_{50} + 6,40 \cdot D_{60} + 0,39 \cdot Y1, R=0,72; \quad \text{eq. 4.3;}$$

$$\varphi = 29,12 - 3,21 \cdot D_{50} + 6,87 \cdot D_{60} + 0,08 \cdot D_{85} + 0,39 \cdot Y1, R=0,71; \quad \text{eq. 4.4;}$$

$$\varphi = 29,15 + 4,88 \cdot D_{60} + 0,02 \cdot D_{85} - 0,17 \cdot Y1, R=0,70. \quad \text{Eq. 4.5;}$$

sendo:

$\varphi$ , o ângulo de atrito do solo;

$D_i$ , o diâmetro das partículas do solo obtido nas curvas granulométricas para as várias percentagens de material passado;

$W_L$ , é o limite de liquidez pelo método do cone; e

$$Y1 = D_{25} * D_{60}$$

Salienta-se que os valores obtidos por aquelas equações são muito consistentes com os resultados experimentais, como se apresentou na Tabela 3.6.

Os valores obtidos por aquelas equações são também consistentes com aqueles que se obtêm por algumas equações de Ferreira Gomes (1992) obtidas a partir de solos residuais de arenitos Cretácicos da região de Aveiro, mas salienta-se que são muito superiores aos obtidos por equações daquele mesmo autor quando essas foram obtidas a partir de solos arenosos sedimentares transportados do Quaternário também da região de Aveiro.

Assim, entende-se que este tipo de equações podem ser muito úteis para a comunidade geotécnica, mas a sua aplicabilidade deve ser para solos que tenham semelhanças aos que estão na base do seu estabelecimento, pois como se sabe, o ângulo de atrito residual de um solo arenoso depende da extensão granulométrica, da rugosidade e esfericidade das partículas, da sua mineralogia, de entre outros.

Portanto salienta-se para a importância económica do presente trabalho, pois as equações desde que bem aplicadas, permitem de um modo mais fácil, rápido e nada oneroso, obter o ângulo de atrito de um solo com valores aceitáveis na prática da engenharia.

Em termos futuros espera-se que outros autores venham a determinar equações similares para solos residuais de outras regiões, no sentido de se tentar atingir equações que venham a ser o mais universais possíveis.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aleixo, M. S. (1998). “Comportamento Tensão-Deformação de Solos Residuais no Equipamento Triaxial Cúbico”. Dissertação de mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- Andad (2007). Programa criado no Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- Andrade Pais, L. J. (2002). “Idealized zones on space of tensions of mechanical behaviour for the granitic residual soil from Covilhã”. 9th Congress, Engineering Geology for Developing Countries IAEG 2002, pp. 684-695. Durban. South Africa.
- Andrade Pais, L. J. (2007). “Comportamento Mecânico do Solo Residual Granítico da Covilhã com Efeito de Contaminantes”. Ubi. Covilhã. 514 p.
- ASTM (1973). “Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes (D3282-73)”.
- ASTM (1980). “Recommended Practice for Description Of Soils (Visual-Manual Procedure), (D2488-69)”.
- ASTM (1989a). “Classification of soils for engineering purposes”. 1989 Standards Annual Book D2487-85, Vol. 04.08, pp. 288-297, ASTM, Philadelphia.
- Barata, F. E. (1983). “Propriedades Mecânicas dos Solos: Uma Introdução ao Projeto de Fundações”, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 146 p.
- Blight, G. E. (1997). “Mechanics of residual soils”. A guide to the formation, classification and geotechnical properties of residual soils, with advice for geotechnical design. Rotterdam: A. A. Balkema.
- Bowles, J. E., 1988. “Foundation analysis and design”, 1004 pp.
- Brand, E. W., Phillipson, H. B. (1985). “Review of international practice for the sampling and testing of residual soils”. Hong Kong, Scorpion Press. P.7-21.
- Bras, R. (2000). “Determinação do limite de liquidez em dois tipos de solo, utilizando-se diferentes metodologias”. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.4, n.3, p.460-464.

- B. S. (1990). "Methods of testing soils for civil engineering purposes." British Standards Institution 1377: 1900, London.
- Caputo, H. P. (1983). "Mecânica dos solos e suas aplicações". 3ª Edição. 281 p.
- Casagrande, A. (1948). "Classification and identification of soils". Transactions, Asce, vol. 113, 901 p.
- Castello, R. R. (1998). Notas de aula (apostila) de Geotécnica. Brasil.
- CEN/TC 341 (2004) - "Geotechnical investigation and testing" – Laboratory testing of soil – Part 10: Direct shear tests (ISO/TS 17892-10:2004(E)).
- Correia, A. (1980). "Ensaio para Controlo de Terraplenagens". LNEC, Lisboa. Junta Autónoma de Estradas (JAE), (1998). "Caderno de Encargos: 03-pavimentação". JAE (actual IEP), volume V, Almada.
- Costa Filho, L. M. F., de Campos, T. M. P. (1991). "Anisotropy of a gneissic residual soil". In: IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vina Del Mar, v.1, p.51-61.
- Décourt, L. (1992). "SPT in non classical materials." Proc. US/Brazil Geotechnical Workshop on applicability of Classical Soil Mechanics to Structured Soils, (eds) Lima Nieto, Viotti e Bueno, Universidade Fed. Viçosa, Belo Horizonte, Brasil, pp.64-100.
- Deere, D. U. e Patton, F. D. (1971). "Slope Stability in Residual Soils".
- DNER (1996). "Manual de implantação básica". Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.
- Duncan, J. M. e Chang, C. H. (1970). "Non linear analysis of stress and strain in soils". *Journal Soil Mechanics Found. Div.* V. 96, SM5, ASCE, New York. pp. 1630-1653.
- E 195 (1966). "Classificação por via seca de amostras para ensaios de identificação". Especificação, LNEC, Lisboa.
- E 239 (1970). "Análise granulométrica por peneiração húmida". Especificação, LNEC, Lisboa.
- Excel (2013). Microsoft Office Professional Plus.

- Ferreira, A. M. P. J. (2000). "Caracterização de Portugal Continental". LNEG.
- Ferreira Gomes, L. M. (1992). "Zoneamento geotécnico da área urbana e suburbana de Aveiro". Universidade de Aveiro. 541p.
- Ferreira Gomes, L. M. e Ladeira, F. L. (1989). "Da granulometria das areias ao seu ângulo de atrito". 3ºenc na geotecnia porto, p. 3 - 6.
- Folque, J. (1972). "Amostragem indeformada de solos". Rev. Da sociedade portuguesa de geotecnia. Geotecnia 5. Pp. 53-63.
- Folque, J. (1974). "Mecânica dos Solos - Conceitos Fundamentais". LNEC, Serviços de Geotecnia, Lisboa.
- Folque, J. (1976). "Introdução à Mecânica dos Solos". Volume 1. LNEC, Lisboa.
- Folque, J. (1987). "Introdução à Mecânica dos Solos". Volume 2. LNEC, Lisboa.
- Guedes de Melo e Maranha das Neves (1975). "Mecânica dos Solos - Equilíbrios Limite e Estados Críticos". LNEC, Lisboa. 189 p.
- Krumbein, W. C. C. e Graybill, F. A. (1965) - "Na introduction to statistical models in geology". Mcgraw-Hill Book Company. New York. 475 p.
- Ladeira, F. L. e Ferreira Gomes L. M. (1989). "Estudos geotécnicos sobre as areias de Aveiro". 3º Encontro Nacional da Geotecnia do Porto, p. 5 - 10.
- Ladeira, F. L. (1974) - "Windsor test - A new method of measuring rock or soil strength". Care'88 - Conference on applied rock engineering. The institution of mining and metallurgy - London, p. 127 - 131.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1979). "Stress path method: second edition". Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 105, nº gt6, p.727-738.
- Lambe, T. W.; Whitman, R.V. (1979). "Soil Mechanics, SI Version". John Wiley & Sons, New York, pp.553.
- Lemos, L. (1987). "Resistência ao corte dos solos, o modelo de Mohr-Coulomb para solos". Universidade de Coimbra.

- Lemos, L. J. L.; Andrade Pais, L. J. (2000). "Mechanical behaviour of a granitic residual soil of Covilhã Region." *Geotecnia*, Vol. 90, pp.51-75.
- Maccarini, M. (1980). "Ensaio Triaxiais e de Cisalhamento Direto no Solo Residual Granítico Jovem do Campo Experimental da PUC/RJ", Rio de Janeiro.
- Marques, S. H. M. (2001). "Estudo Geomecânico de Solos Residuais Graníticos". FEUP, Porto. 205 p.
- Matos Fernandes, M. (1994). "Mecânica dos solos", volume 1. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Matos Fernandes, M. (2006). "Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais". Volume 1. 1ª Edição. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 449 p.
- Matos Fernandes, M. (2011). "Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais". Volume 1. 2ª Edição. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Mello, V. F. B. (1967). Tese para Concurso à Cátedra FAU-USP. Brasil.
- Mello, V. F. B. (1971) - "The standard penetration test", proc. 4<sup>th</sup> panam. Conf. On soil mec. And found. Eng.
- Meyerhof, G. G. (1956). "The penetration test and bearing capacity of cohesionless soils", journal ASCE-sm-1.
- Meyerhof, G. G. (1974). "Ultimate bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11.
- McCuen, R. H. (1998). "Hydrologic analysis and design". Prentice Hall PTR, 814 páginas.
- NP (1965b). "Solos. Determinação do teor de água". Norma Portuguesa NP 84 (1965), Port. Nº21 472 de 16/8/1965, Lisboa.
- NP143 (1969). "Determinação dos limites de consistência". Norma Portuguesa NP 143 (1969), Port. Nº16 586 de 14/8/1958, Port. Nº24 163 de 5/7/1969, LNEC, Lisboa.
- Ortigão, J. A. R. (1995). "Soil mechanics in the light of critical state theories". An Introduction. Rotterdam. A. A. Balkema.

- Ortigão, J. A. R. (2007). “Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos”. 3ª Edição. 391 p.
- Peck, R.B; Hanson, W.E. e Thorburn, J.H. (1953). “Foundation Engineering”. New York, Willey, 250 p.
- Pinto, C. S. (2002). “Curso básico de mecânica dos solos”. 2ª Edição. Editora oficial de textos. São Paulo.
- Pires, P. J. M. (2011). “Classificação dos Solos do Ponto de Vista da Engenharia”.
- Pires da Rocha, F. X. (1966). Escola de Geologia UFRGS, Porto Alegre.
- Press F. e Siever R. (1974). “A Study Guide to Earth”. 188 p.
- Reis, R. M. (2004). “Comportamento Tensão-Deformação de dois Horizontes de um Solo Residual de Gnaiss”. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. 198 p.
- Robertson, P. K.; Campanella, R. G. (1983). “Interpretation of cone penetration tests. Part I: sand”. Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, n.º 4.
- Sanglerat, G., (1965). “Le penetrometre et la reconnaissance des sols; interpretation des diagrammes de penetration theorie et pratique”. Dunod (Paris).
- Sanglerat, G., (1967). “El penetrometro y el reconocimiento de los suelos”. Min. De obras Públicas, Madrid, 337 p.
- Santos, E. F. (2006). “Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais”. São Carlos.
- Santos, J. A. (2011). “Projeto geotécnico i”. Ensaio laboratoriais correntes. IST, Lisboa.
- SCE, 1989. “Carta Topográfica nº 235 (Covilhã)”. Escala 1/25000, (EDS) Serviços Cartográficos do Exército.
- Schmertmann, J. H. (1975). “Measurement of Insitu Shear Strength”, ASCE, Proceedings of a Conference on Insitu Measurement of Soil Properties.

- Schmertmann, J. H.; Hartman, J. P.; Brown, P. R. (1977). "Improved strain influence factor diagrams". Journal of the Geotechnical Engineering Division-ASCE, Reston.
- Serviços Geológicos de Portugal (SGP), (1992). Carta Geológica de Portugal (1:500 000), 5ª Edição.
- Soares, A. (2002). "Principais Sistemas de Classificação de Solos".
- Taylor, D. W. (1948). "Fundamentals of soil mechanics". Nova York: John Wiley.
- Terzaghi, K. e Peck, R. B. (1963). "Mecânica de suelos en la ingeniería práctica".
- Terzaghi, K. e Peck, R. B. (1996). "Soil mechanics in engineering practice". 3ª Edição. New York. John Wiley & Sons.
- Townsend, F. C. (1985). "Geotechnical characteristics of residual soils". Journal of Geotechnical Engineering, vol.111, Nº1, Janeiro 1985, p. 77-94.
- Trofimenkov, J. G. (1974). "Penetration Test in URSS - State-of-the-Art-Report". European Symposium on Penetration Testing. Estocolmo.
- Tschebotarioff, G. P. (1978). "Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra". McGraw-hill, 530 p.
- UBFA (2014). Escola Politécnica - DCTM. Geotecnia. Laboratório de Geotecnia. Brasil.
- Vaughan, P. R. (1997). "Engineering behaviour of weak rocks: some answers and some questions. Geotechnical engineering of hard soils-soft rocks". Proc. Of an International Symposium, Athens, 1993. Rotterdam. A. A. Balkema. Vol.3, p.1741-1765.
- Vargas, M. (1971). "Geotécnica dos solos residuais". Revista Latino-americana de Geotecnia, nº1, p. 20-41.
- Vargas, M. (1978). "Introdução à mecânica dos solos". Editora McGraw-Hill, São Paulo.
- Velloso, P. P. C. (1981). "Fundações, Aspectos Geotécnicos". Vol i/3, 3ª ed. P.u.c. Rio de Janeiro.

Viana da Fonseca, A. J. P. (1996). "Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para o dimensionamento de fundações diretas". Porto, FEUP.

Wesley, L. D. (1990). "Influence of structure and composition on residual soils". Journal geotechnical engineering. Vol.1, p.77-84.

Zeevaert, L. (1971). "Foundation engineering for difficult subsoil conditions" - Van Nostrand Reinhold Comp.



# **ANEXOS**

## Anexo I - Localização detalhada da amostragem.

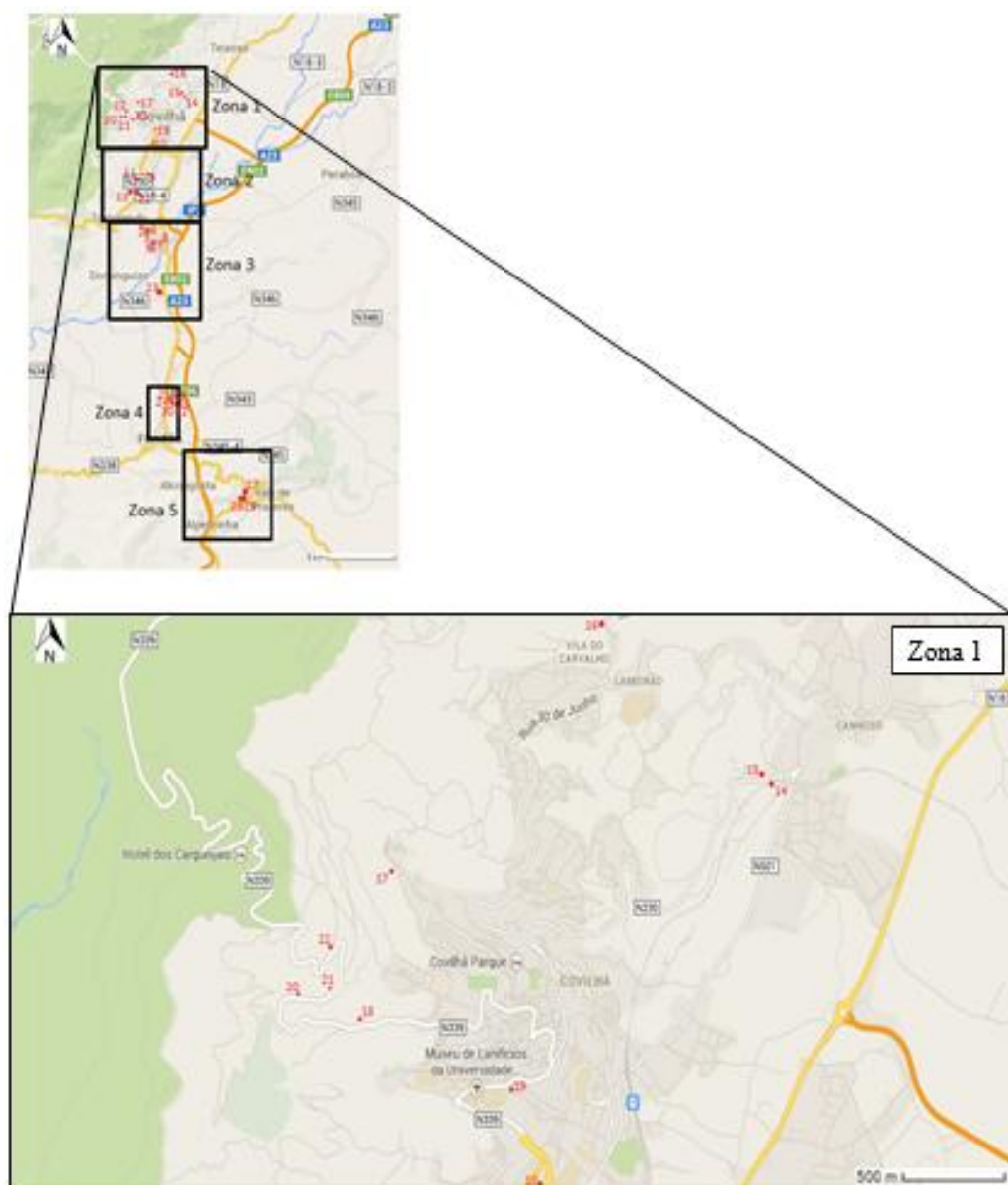


Figura I.1 - Localização detalhada da amostragem na zona 1.

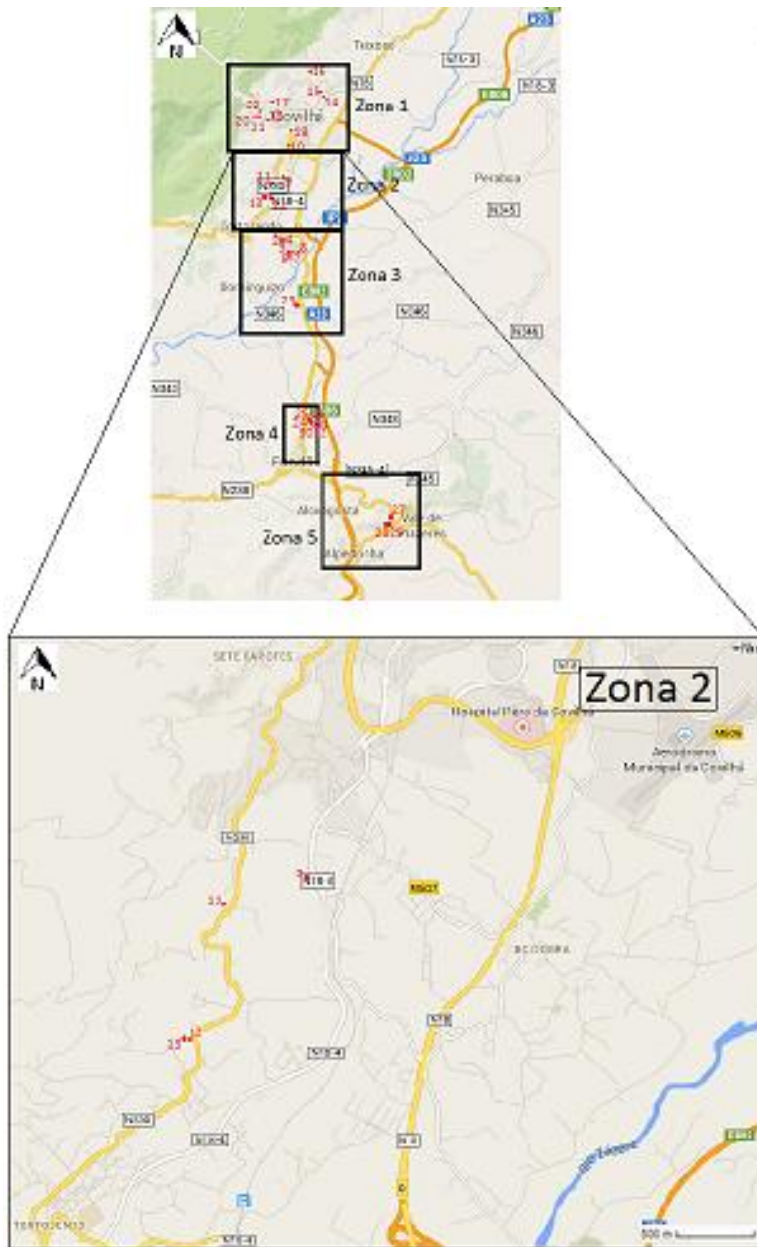


Figura I.2 - Localização detalhada da amostragem na zona 2.

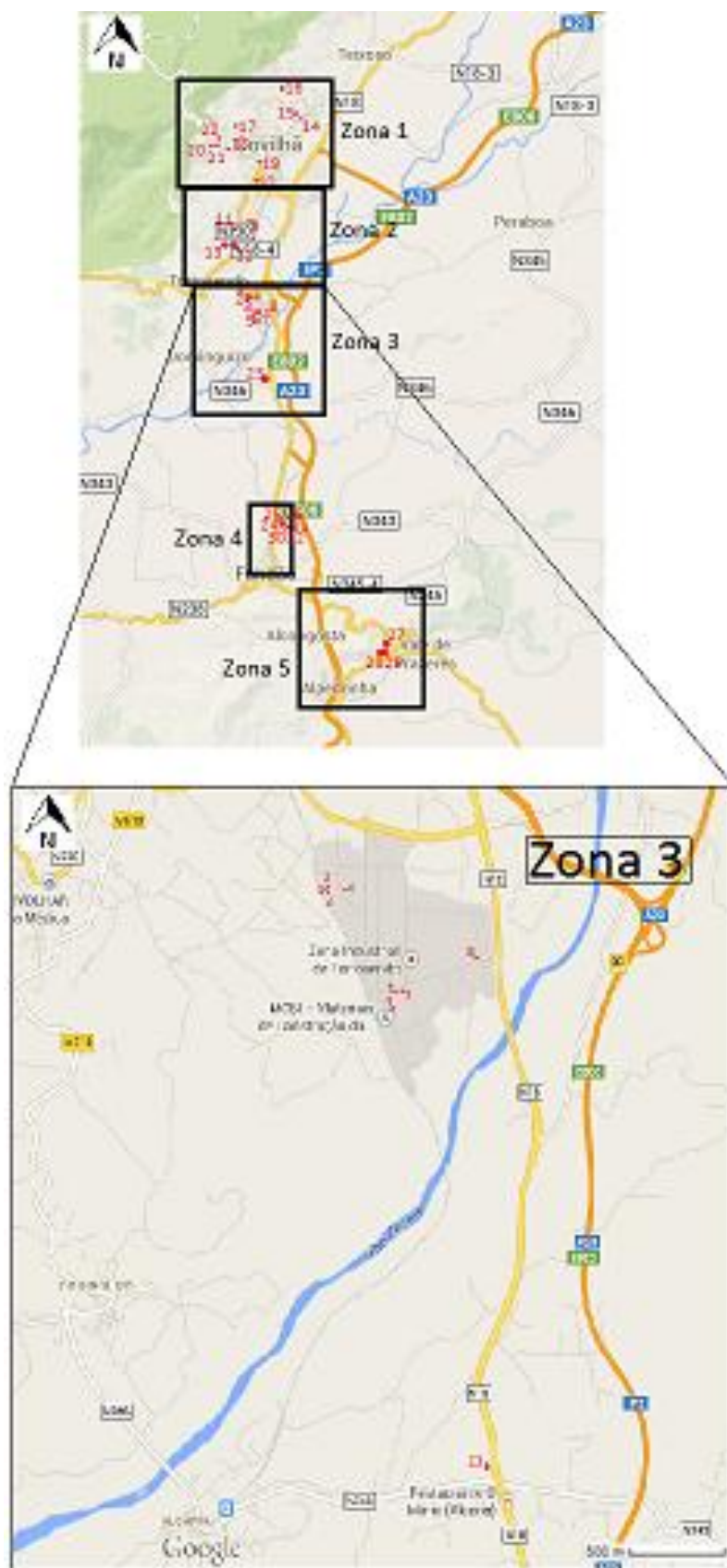


Figura I.3 - Localização detalhada da amostragem na zona 3.

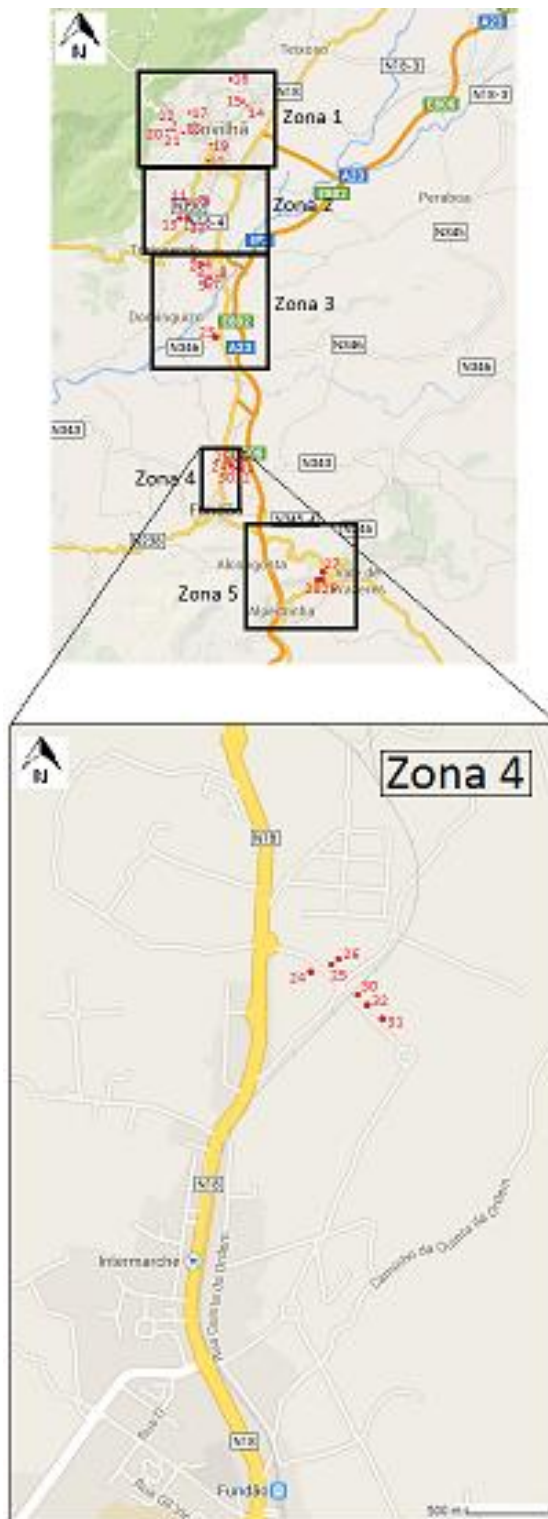


Figura I.4 - Localização detalhada da amostragem na zona 4.

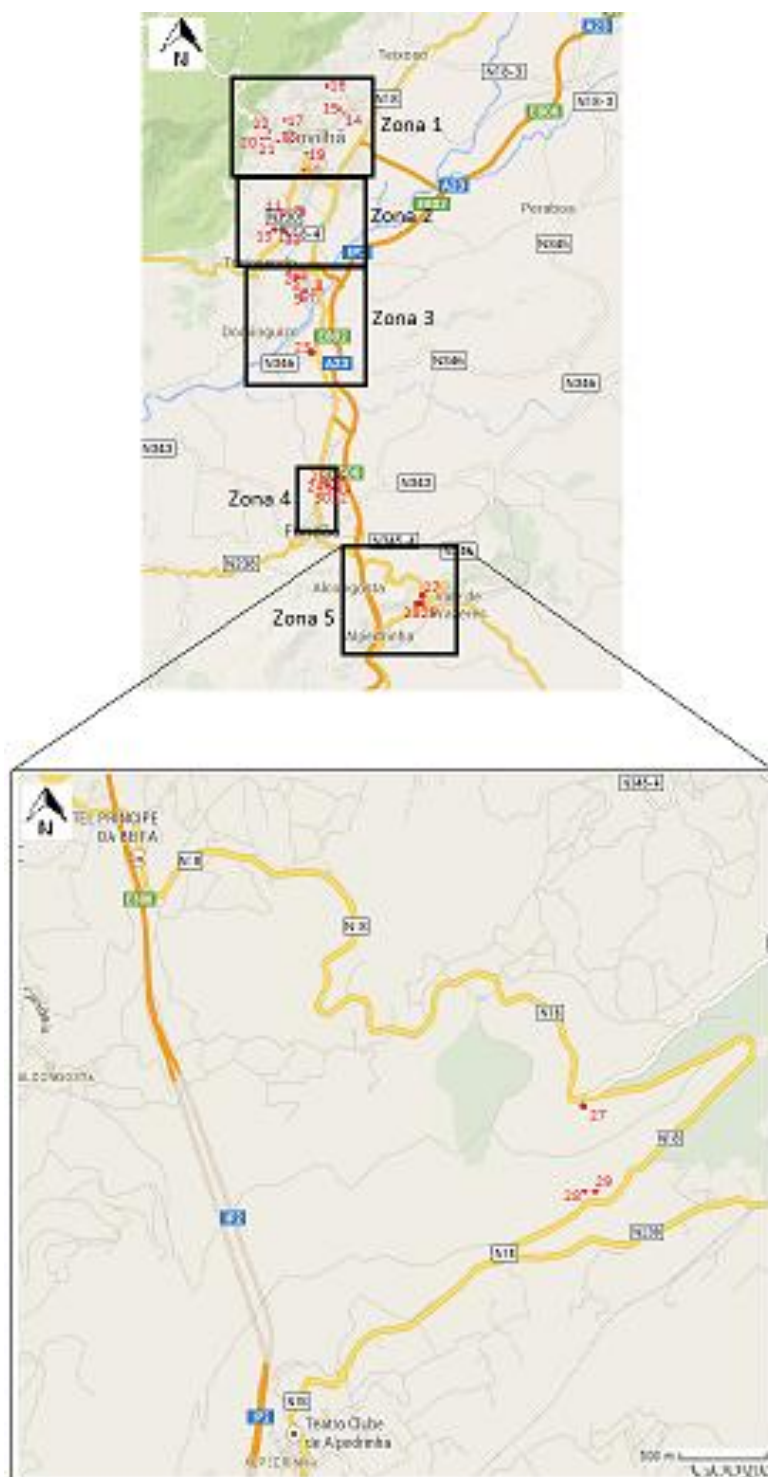


































Figura I.5 - Localização detalhada da amostragem na zona 5.









## Anexo II - Elementos detalhados da amostragem

Tabela II.1 - Elementos detalhados da amostragem.

Amostra	Extração (foto)	Granulometria (foto)	Cor	Granulometria	Extração
1			Cinzento	Média	Barreira residual granítica
2			Castanho amarelado	Média	Talude vertical de rochas graníticas
3			Amarelo	Média a Grossa	Talude vertical de rochas graníticas
4			Castanho claro	Grossos	Rocha granítica
5			Castanho amarelado	Muito fina	Rocha granítica
6			Castanho avermelhado	Fina	Talude vertical de rochas xistentas onde ocorrem filões de granito fino
7			Castanho avermelhado	Fina	Talude vertical de rochas xistentas onde ocorrem filões de granito fino

8			Castanho amarelado	Média	Talude arenoso
9			Cinzento	Média fina	Talude vertical granítico
10			Cinzento claro	Média grossa	Barreira granítica
11			Castanho amarelado	Média fina	Barreira arenosa
12			Amarelo	Fina	Talude vertical de solo residual granítico
13			Castanho acinzentado	Média	Talude vertical arenoso
14			Castanho	Média fina	Talude vertical arenoso
15			Cinzento claro	Grossa	Barreira granítica

16			Castanho	Média	Barreira granítica
17			Castanho amarelado	Média grossa	Ronha granítica
18			Cinzento claro	Média	Barreira residual em solos graníticos da serra
19			Cinzento claro	Grossa	Talude vertical grosseiro
20			Castanho alaranjado	Média fina	Rocha granítica
21			Cinzento claro	Média	Barreira granítica
22			Cinzento claro	Média fina	Rocha granítica
23			Avermelhado	Fina	Barreira de solo residual areno-siltoso
24			Castanho	Média fina	Barreira de solo areno-siltoso criado numa falha de argila

25			Castanho	Média fina	Barreira de solo arenoso
26			Castanho amarelado	Média	Barreira de solo arenoso
27			Castanho esbranquiçado	Média	Rocha granítica
28			Castanho acinzentado	Média grossa	Talude vertical arenoso
29			Cinzento-escuro (muita biotite)	Média grossa	Talude vertical arenoso
30			Amarelo	Média fina	Barreira de solo arenoso numa falha de argila
31			Castanho claro	Média grossa	Barreira de solo arenoso
32			Cinzento esbranquiçado	Grossa	Barreira de solo arenoso

## Anexo III - Classificações de Solos usadas no presente trabalho.

Tabela III.1 - Classificação de solos segundo a U.S.C.S. (ASTM, 1990).

Critérios para Estabelecer Símbolos de Grupos e Nomes de Grupos Usando Ensaio de Laboratório <sup>A</sup>				Classificação do Solo		
				Grupo	Nome do Grupo <sup>B</sup>	
Solos de granulometria grossa mais de 50 % do solo retido na peneira nº 200	Pedregulhos mais que 50% da fração grossa retida na peneira nº 4	Pedregulhos limpos	$Cu \geq 4$ e $1 \leq Cc \leq 3$ <sup>E</sup>	GW	Pedregulho bem graduado <sup>F</sup>	
		Menos que 5 % de finos <sup>C</sup>	$Cu < 4$ e/ou $1 > Cc > 3$ <sup>E</sup>	GP	Pedregulho mal graduado <sup>F</sup>	
		Pedregulhos com finos	Finos classificam-se como ML ou MH	GM	Pedregulho siltoso <sup>F, G, H</sup>	
		Mais que 12 % de finos <sup>C</sup>	Finos classificam-se como CL ou CH	GC	Pedregulho argiloso <sup>F, G, H</sup>	
Solos de granulometria fina 50 % do solo ou mais passa na peneira nº 200	Areias	Areias limpas	$Cu \geq 6$ e $1 \leq Cc \leq 3$ <sup>E</sup>	SW	Areia bem graduada	
	50 % ou mais da fração grossa passa na peneira nº 4	Menos de 5 % de finos <sup>D</sup>	$Cu < 6$ e/ou $1 > Cc > 3$ <sup>E</sup>	SP	Areia mal graduada	
		Areias com finos	Finos classificam-se como ML ou MH	SM	Areia siltosa <sup>G, H, I</sup>	
		Mais de 12 % de finos <sup>D</sup>	Finos classificam-se como CL ou CH	SC	Areia argilosa <sup>G, H, I</sup>	
Solos altamente orgânicos	Siltos e argilas	Inorgânicos	$IP > 7$ e sobre ou acima da linha "A"	CL	Argila pouco plástica <sup>K, L, M</sup>	
	Limite de liquidez menor que 50	Orgânicos	$IP < 4$ e abaixo da linha "A"	ML	Silte	
			$\frac{LL - \text{seco em estufa}}{LL - \text{não seco em estufa}} < 0,75$	OL	Argila orgânica <sup>K, L, M</sup> Silte orgânico <sup>K, L, M, O</sup>	
	Limite de liquidez maior ou igual a 50	Inorgânicos	$IP$ sobre ou acima da linha "A"	CH	Argila muito plástica <sup>K, L, M</sup>	
	Orgânicos	$IP$ abaixo da linha "A"	MH	Silte elástico <sup>K, L, M</sup>		
		$\frac{LL - \text{seco em estufa}}{LL - \text{não seco em estufa}} < 0,75$	OH	Argila orgânica <sup>K, L, M, P</sup> Silte orgânico <sup>K, L, M, Q</sup>		
Solos altamente orgânicos				Principalmente matéria orgânica, escura na cor e com odor orgânico	PT	Turfa

Tabela III.2 - Classificação dos solos segundo a HRB (1973).

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES (35% OU MENOS PASSANDO NA PENEIRA Nº. 200)							MATERIAIS SILTO-ARGILOSOS (MAIS DE 35% PASSANDO NA PENEIRA Nº. 200)			
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
Classificação em Grupos	A - 1 - a	A - 1 - b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				A - 7 - 5 A - 7 - 6
Granulometria: % passando na peneira: Nº. 10 (2,0 mm.) Nº. 40 (0,42 mm.) Nº. 200 (0,074mm.)	50 máx.		51 mín.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Característica da fração passando na peneira no. 40: Limite de Liquidez (%) Índice de Plasticidade (%)			NP	40 máx. 10máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.
Índice de Grupo (IG)	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedra, pedregulho fino e areia		Areia fina	Pedregulhos ou areia siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

\* O IP do grupo A - 7 - 5 é igual ou menor do que o LL menos 30, se maior será A - 7 - 6.

Tabela III.3 - Características dos solos segundo a HRB (1973).

Classificação geral	Grupo	Subgrupo	Característica
Materiais granulares (35% ou menos passa pela malha II° 200)	A-1		Mistura de pedregulhos, areias e siltes com pouca ou nenhuma plasticidade. Boa graduação. Inclui-se também no grupo dos solos grossos sem finos.
		A-1-a	Materiais formados por pedregulhos e, em geral, partículas grossas com ou sem siltes
		A-1-b	Material formado por areias grossas com ou sem siltes
	A-3		Areias finas e uniformes, sem quantidades importantes de siltes ou argilas. Tipo de areias de praia e areias de dunas.
	A-2		Inclui todos os materiais granulares que não estiverem classificados em A-1 nem em A-3
	A-2-4 A-2-5		Correspondem a solos tipo pedregulhos e areias grossas, com conteúdo de finos cujos índices de plasticidade são maiores que os dos indicados em A-1. A fração sob a malha N°40 tem as características de A-4 e A-5, respectivamente.
		A-2-6 A-2-7	Características similares aos A-2 e A-2-5. A fração sob a malha N°40 tem características similares às de A-6 e A-7 respectivamente.
Siltes argilosos (Mais do 35% passa pela malha II° 200)	A-4		O material corresponde a um silte de moderada ou nenhuma plasticidade. Na presença de água perde grande parte da sua estabilidade e é propenso à erosão.
	A-5		Solo parecido com o A-4, com a exceção de ter um caráter micáceo e limite líquido muito alto. É altamente elástico e em presença da água, perde sua estabilidade e é muito propenso à erosão.
	A-6		O material é uma argila plástica que pode conter algumas quantidades de pedregulhos e areia. Tem uma resistência alta no estado seco que diminui significativamente ao absorver água
	A-7		É similar ao A-6, exceto pelo seu alto limite de liquidez, o que faz com que seja elástico e propenso a consideráveis mudanças volumétricas.
	A-7-5		Inclui os materiais com moderado índice de plasticidade em relação com o limite de liquidez. Podem ser elásticos e expansivos.
	A-7-6		Inclui os materiais com alto índice de plasticidade em relação com o limite de liquidez e que estão ligados a grandes movimentos de contração e expansão.

Tabela III.4 - Comportamento esperados dos solos, SUCS (Soares, 2002).

GRUPO	COMPACTAÇÃO	COMPRESSIBILIDADE E EXPANSÃO	DRENAGEM E PERMEABILIDADE	QUALIDADE COMO ATERRAMENTO	QUALIDADE COMO SUBLEITO	QUALIDADE COMO BASE	QUALIDADE COMO FUNDAÇÃO	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) w <sub>at</sub> (%)	ISC (%)
GW	Boa	Quase nenhuma	Boa drenagem Permeável	Muito estável	Excelente	Boa	Excelente	$\gamma_{sat} > 20,0$ w <sub>at</sub> < 10	>50
GP	Boa	Quase nenhuma	Boa drenagem Permeável	Razoavelmente estável	Excelente boa	Regular a ruim	Excelente	$\gamma_{sat} > 18,4$ w <sub>at</sub> < 12	25 - 60
GM	Boa	Pequena	Drenagem ruim semi-Permeável	Razoavelmente estável	Excelente boa	Ruim a regular	Excelente a boa	$\gamma_{sat} > 19,2$ w <sub>at</sub> < 12	> 20
GC	Boa a regular	Pequena	Drenagem ruim semi-Permeável	Razoavelmente estável	Boa	Bom a regular	Excelente	$\gamma_{sat} > 20,8$ w <sub>at</sub> < 10	> 40
SW	Boa	Quase nenhuma	Boa drenagem Permeável	Muito estável	Boa	Regular a ruim	Excelente	$\gamma_{sat} > 19,2$ w <sub>at</sub> < 12	20 - 60
SP	Boa	Quase nenhuma	Boa drenagem Permeável	Razoavelmente estável se denso	Boa a regular	Ruim	Boa	$\gamma_{sat} > 16,0$ w <sub>at</sub> < 20	10 - 30
SM	Boa	Pequena	Drenagem ruim Impemeável	Razoavelmente estável se denso	Boa a regular	Ruim	Regular a Boa	$\gamma_{sat} > 16,8$ w <sub>at</sub> < 16	8 - 30
SC	Boa a regular	Pequena a média	Drenagem ruim Impemeável	Razoavelmente estável	Boa a regular	Regular a ruim	Excelente	$\gamma_{sat} > 20$ w <sub>at</sub> < 10	20 - 60
ML	Boa a ruim	Pequena a média	Drenagem ruim Impemeável	Estabilidade regular	Regular a ruim	Não adequado	Regular a ruim	$\gamma_{sat} > 16$ w <sub>at</sub> < 16	6 - 25
CL	Boa a regular	Média	Sem drenagem Impemeável	Boa estabilidade	Regular a ruim	Não adequado	Boa a ruim	$\gamma_{sat} > 16$ w <sub>at</sub> < 16	4 - 15
OL	Regular a ruim	Média a alta	Drenagem ruim Impemeável	Não deve ser usado	Ruim, não adequado	Não adequado	Regular a ruim	$\gamma_{sat} > 14,4$ w <sub>at</sub> < 25	3 - 8
MH	Regular a ruim	Alta	Drenagem ruim Impemeável	Estabilidade regular a ruim	Ruim	Não adequado	Ruim	$\gamma_{sat} > 16$ w <sub>at</sub> < 20	< 7
CH	Regular a ruim	Muito alta	Sem drenagem Impemeável	Estabilidade regular	Ruim a muito ruim	Não adequada	Regular a ruim	$\gamma_{sat} > 14,4$ w <sub>at</sub> < 25	< 6
OH	Regular a ruim	Alta	Sem drenagem Impemeável	Não deve ser usado	Muito Ruim	Não adequado	Muito ruim	$\gamma_{sat} > 16$ w <sub>at</sub> < 20	< 4
Pt	Não adequada	Muito alta	Drenagem regular a ruim	Não deve ser usado	Não adequado	Não adequado	Extremamente ruim	Impraticável	Impraticável

## Anexo IV - Exemplo de resultados de um ensaio típico de corte direto simples

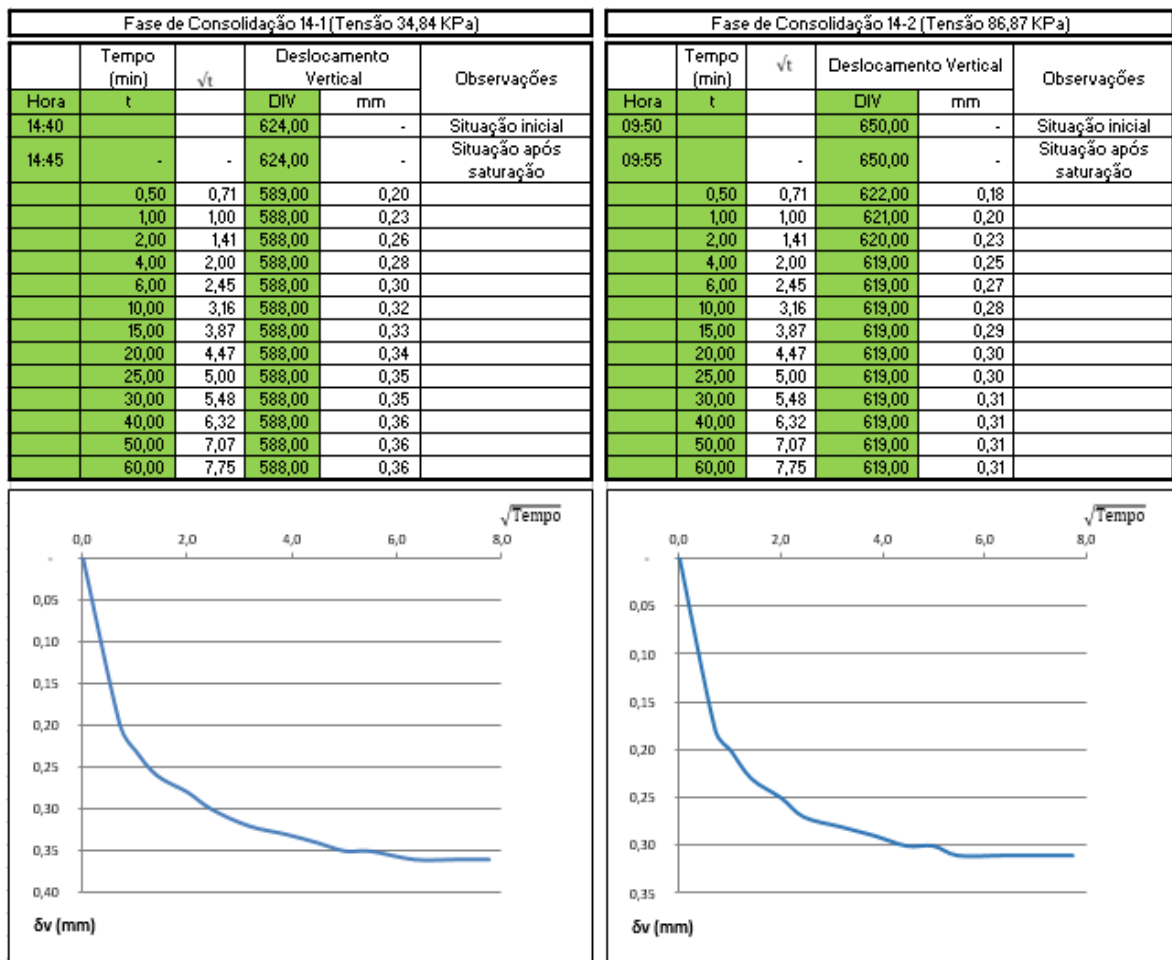


Figura IV.1 - Fase de consolidação (valores para as duas tensões mais baixas).

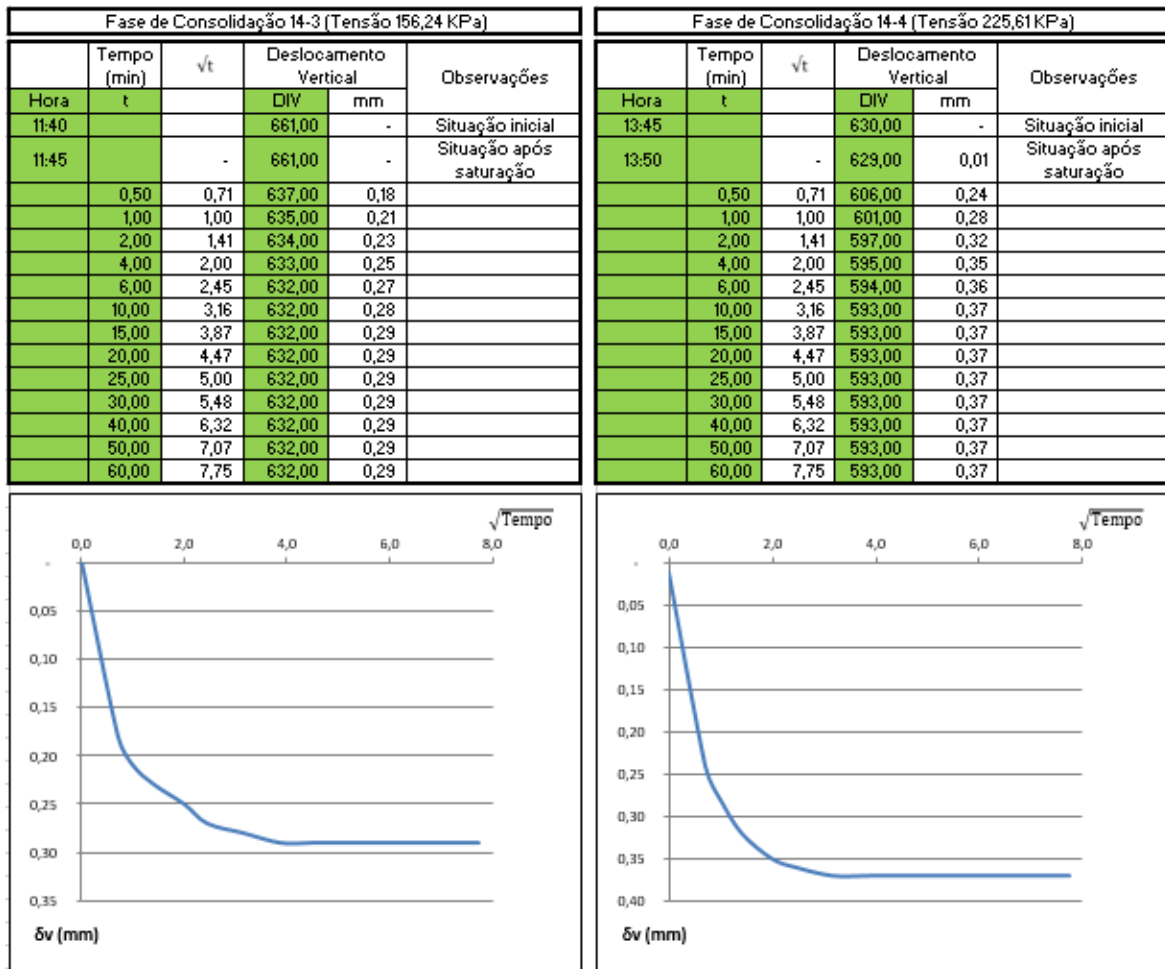


Figura IV.2 - Fase de consolidação (valores para as duas tensões mais altas).

Tabela IV.1 - Fase de corte (tensão de 34,38kPa)

Fase de Corte 14-1 (Tensão 34,84 KPa)								
Tempo (min)	Leitura no defletômetro vertical	Deslocamento horizontal (mm)	Deslocamento vertical (mm)	Área corrigida (cm <sup>2</sup> )	Leitura no anel (DIV)	Força de Corte (kN)	Tensão de corte (1) (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão de corte (2) (kN/m <sup>2</sup> )
0,000	588	0,000	0,000	28,274	0	0,000	0	0
0,333	560	0,167	-0,280	28,174	5	0,004	1,438	1,444
0,667	559	0,334	-0,290	28,074	9	0,007	2,589	2,608
1,000	558	0,500	-0,300	27,974	14	0,011	4,028	4,071
1,333	557	0,667	-0,310	27,874	18	0,015	5,178	5,253
1,667	556	0,834	-0,320	27,774	21	0,017	6,041	6,150
2,000	555	1,000	-0,330	27,674	25	0,020	7,192	7,348
2,333	551	1,167	-0,370	27,574	29	0,024	8,343	8,555
2,667	544	1,334	-0,440	27,474	35	0,028	10,069	10,362
3,000	539	1,500	-0,490	27,374	41	0,033	11,795	12,183
3,333	535	1,667	-0,530	27,275	47	0,038	13,521	14,017
3,667	530	1,834	-0,580	27,174	54	0,044	15,535	16,164
4,000	528	2,000	-0,600	27,075	60	0,049	17,261	18,026
4,333	525	2,167	-0,630	26,975	65	0,053	18,699	19,600
4,667	522	2,333	-0,660	26,875	69	0,056	19,850	20,884
5,000	520	2,500	-0,680	26,775	74	0,060	21,288	22,481
5,333	519	2,667	-0,690	26,675	78	0,063	22,439	23,785
5,667	517	2,833	-0,710	26,575	83	0,068	23,878	25,404
6,000	516	3,000	-0,720	26,475	87	0,071	25,028	26,729
6,333	515	3,167	-0,730	26,375	90	0,073	25,891	27,756
6,667	514	3,333	-0,740	26,275	94	0,076	27,042	29,099
7,000	513	3,500	-0,750	26,176	99	0,081	28,480	30,764
7,333	512	3,667	-0,760	26,076	103	0,084	29,631	32,130
7,667	511	3,833	-0,770	25,976	107	0,087	30,782	33,506
8,000	510	4,000	-0,780	25,876	111	0,090	31,933	34,892
8,333	508	4,167	-0,800	25,776	116	0,094	33,371	36,605
8,667	507	4,333	-0,810	25,677	122	0,099	35,097	38,648
9,000	505	4,500	-0,830	25,577	126	0,102	36,248	40,071
9,333	504	4,667	-0,840	25,477	130	0,106	37,399	41,505
9,667	503	4,833	-0,850	25,378	135	0,110	38,837	43,270
10,000	502	5,000	-0,860	25,278	138	0,112	39,700	44,406
10,333	500	5,167	-0,880	25,178	140	0,114	40,275	45,228
10,667	499	5,333	-0,890	25,079	144	0,117	41,426	46,705
11,000	499	5,500	-0,890	24,979	147	0,120	42,289	47,868
11,333	499	5,667	-0,890	24,879	151	0,123	43,440	49,367
11,667	499	5,833	-0,890	24,780	153	0,124	44,015	50,222
12,000	499	6,000	-0,890	24,680	155	0,126	44,591	51,084
12,333	499	6,167	-0,890	24,581	157	0,128	45,166	51,952
12,667	499	6,333	-0,890	24,481	159	0,129	45,741	52,828
13,000	499	6,500	-0,890	24,382	162	0,132	46,604	54,044
13,333	498	6,667	-0,900	24,283	164	0,133	47,180	54,935
13,667	498	6,833	-0,900	24,183	167	0,136	48,043	56,170
14,000	499	7,000	-0,890	24,084	169	0,137	48,618	57,077
14,333	499	7,167	-0,890	23,985	172	0,140	49,481	58,331
14,666	499	7,333	-0,890	23,886	174	0,142	50,057	59,254
15,000	499	7,500	-0,890	23,786	176	0,143	50,632	60,186
						τ <sub>máx</sub> =	48,618	60,186

Tabela IV.2 - Fase de corte (tensão de 86,87kPa).

Fase de Corte 14-2 (Tensão 86,87 KPa)								
Tempo (min)	Leitura no defletómetro vertical	Deslocamento horizontal (mm)	Deslocamento vertical (mm)	Área corrigida (cm <sup>2</sup> )	Leitura no anel (DIV)	Força de Corte (kN)	Tensão de corte (1) (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão de corte (2) (kN/m <sup>2</sup> )
0,000	618	0,000	0,000	28,274	0	0,000	0,000	0
0,333	576	0,167	-0,420	28,174	8	0,007	2,301	2,310
0,667	574	0,334	-0,440	28,074	17	0,014	4,891	4,926
1,000	573	0,500	-0,450	27,974	26	0,021	7,480	7,560
1,333	572	0,667	-0,460	27,874	34	0,028	9,781	9,922
1,667	571	0,834	-0,470	27,774	40	0,033	11,507	11,715
2,000	570	1,000	-0,480	27,674	48	0,039	13,809	14,108
2,333	568	1,167	-0,500	27,574	55	0,045	15,823	16,224
2,667	563	1,334	-0,550	27,474	62	0,050	17,836	18,356
3,000	556	1,500	-0,620	27,374	69	0,056	19,850	20,503
3,333	551	1,667	-0,670	27,274	77	0,063	22,152	22,964
3,667	546	1,834	-0,720	27,174	84	0,068	24,166	25,144
4,000	541	2,000	-0,770	27,074	91	0,074	26,179	27,339
4,333	537	2,167	-0,810	26,974	98	0,080	28,193	29,551
4,667	534	2,333	-0,840	26,874	106	0,086	30,495	32,083
5,000	531	2,500	-0,870	26,774	113	0,092	32,508	34,329
5,333	528	2,667	-0,900	26,675	120	0,098	34,522	36,592
5,667	526	2,833	-0,920	26,575	131	0,107	37,687	40,097
6,000	524	3,000	-0,940	26,475	143	0,116	41,139	43,935
6,333	523	3,167	-0,950	26,375	154	0,125	44,303	47,494
6,667	521	3,333	-0,970	26,275	168	0,137	48,331	52,008
7,000	520	3,500	-0,980	26,175	182	0,148	52,359	56,557
7,333	519	3,667	-0,990	26,075	190	0,155	54,660	59,269
7,667	517	3,833	-1,010	25,976	198	0,161	56,962	62,002
8,000	516	4,000	-1,020	25,876	206	0,168	59,263	64,756
8,333	514	4,167	-1,040	25,776	213	0,173	61,277	67,215
8,667	513	4,333	-1,050	25,676	219	0,178	63,003	69,377
9,000	512	4,500	-1,060	25,577	226	0,184	65,017	71,874
9,333	511	4,667	-1,070	25,477	231	0,188	66,455	73,751
9,667	510	4,833	-1,080	25,377	237	0,193	68,181	75,964
10,000	509	5,000	-1,090	25,278	244	0,198	70,195	78,516
10,333	509	5,167	-1,090	25,178	250	0,203	71,921	80,765
10,667	508	5,333	-1,100	25,078	255	0,207	73,360	82,708
11,000	507	5,500	-1,110	24,979	262	0,213	75,373	85,317
11,333	507	5,667	-1,110	24,879	268	0,218	77,100	87,620
11,667	507	5,833	-1,110	24,780	271	0,220	77,963	88,957
12,000	506	6,000	-1,120	24,680	275	0,224	79,113	90,634
12,333	507	6,167	-1,110	24,581	279	0,227	80,264	92,324
12,667	507	6,333	-1,110	24,481	283	0,230	81,415	94,029
13,000	507	6,500	-1,110	24,382	287	0,233	82,566	95,746
13,333	507	6,667	-1,110	24,282	289	0,235	83,141	96,808
13,667	507	6,833	-1,110	24,183	291	0,237	83,716	97,879
14,000	507	7,000	-1,110	24,084	294	0,239	84,579	99,296
14,333	506	7,167	-1,120	23,984	297	0,242	85,442	100,724
14,666	506	7,333	-1,120	23,885	300	0,244	86,305	102,164
15,000	506	7,500	-1,120	23,786	302	0,246	86,881	103,275
						t <sub>máx</sub> =	84,579	99,296

Tabela IV.3 - Fase de corte (tensão de 156,24kPa).

Fase de Corte 14-3 (Tensão 156,24 KPa)								
Tempo (min)	Leitura no defletómetro vertical	Deslocamento horizontal (mm)	Deslocamento vertical (mm)	Área corrigida (cm <sup>2</sup> )	Leitura no anel (DIV)	Força de Corte (kN)	Tensão de corte (1) (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão de corte (2) (kN/m <sup>2</sup> )
0,000	632	0,000	0,000	28,274	0	0,000	0,000	0
0,333	552	0,167	-0,800	28,174	18	0,015	5,178	5,197
0,667	547	0,334	-0,850	28,074	30	0,024	8,630	8,692
1,000	545	0,500	-0,870	27,974	41	0,033	11,795	11,921
1,333	544	0,667	-0,880	27,874	54	0,044	15,535	15,758
1,667	541	0,834	-0,910	27,774	69	0,056	19,850	20,207
2,000	536	1,000	-0,960	27,674	88	0,072	25,316	25,865
2,333	530	1,167	-1,020	27,574	107	0,087	30,782	31,563
2,667	525	1,334	-1,070	27,474	125	0,102	35,960	37,007
3,000	521	1,500	-1,110	27,374	142	0,116	40,851	42,194
3,333	517	1,667	-1,150	27,275	161	0,131	46,317	48,014
3,667	514	1,834	-1,180	27,174	178	0,145	51,207	53,280
4,000	511	2,000	-1,210	27,075	193	0,157	55,523	57,983
4,333	508	2,167	-1,240	26,975	207	0,168	59,550	62,419
4,667	505	2,333	-1,270	26,875	219	0,178	63,002	66,283
5,000	501	2,500	-1,310	26,775	232	0,189	66,742	70,480
5,333	498	2,667	-1,340	26,675	244	0,198	70,194	74,403
5,667	496	2,833	-1,360	26,575	255	0,207	73,359	78,050
6,000	493	3,000	-1,390	26,475	269	0,219	77,386	82,645
6,333	490	3,167	-1,420	26,375	282	0,229	81,126	86,968
6,667	488	3,333	-1,440	26,275	293	0,238	84,291	90,703
7,000	486	3,500	-1,460	26,176	303	0,246	87,167	94,157
7,333	484	3,667	-1,480	26,076	314	0,255	90,332	97,948
7,667	482	3,833	-1,500	25,976	323	0,263	92,921	101,143
8,000	480	4,000	-1,520	25,876	335	0,272	96,373	105,305
8,333	479	4,167	-1,530	25,776	344	0,280	98,962	108,553
8,667	478	4,333	-1,540	25,677	357	0,290	102,702	113,093
9,000	477	4,500	-1,550	25,577	366	0,298	105,291	116,396
9,333	476	4,667	-1,560	25,477	377	0,307	108,456	120,363
9,667	474	4,833	-1,580	25,378	385	0,313	110,757	123,400
10,000	473	5,000	-1,590	25,278	395	0,321	113,634	127,105
10,333	471	5,167	-1,610	25,178	404	0,329	116,223	130,515
10,667	470	5,333	-1,620	25,079	416	0,338	119,675	134,926
11,000	468	5,500	-1,640	24,979	427	0,347	122,840	139,046
11,333	466	5,667	-1,660	24,879	437	0,355	125,717	142,871
11,667	465	5,833	-1,670	24,780	445	0,362	128,018	146,071
12,000	464	6,000	-1,680	24,680	454	0,369	130,607	149,626
12,333	463	6,167	-1,690	24,581	462	0,376	132,909	152,879
12,667	463	6,333	-1,690	24,481	470	0,382	135,210	156,158
13,000	462	6,500	-1,700	24,382	477	0,388	137,224	159,130
13,333	461	6,667	-1,710	24,283	484	0,394	139,238	162,127
13,667	460	6,833	-1,720	24,183	492	0,400	141,539	165,483
14,000	460	7,000	-1,720	24,084	496	0,403	142,690	167,517
14,333	459	7,167	-1,730	23,985	500	0,407	143,841	169,567
14,666	458	7,333	-1,740	23,886	503	0,409	144,704	171,292
15,000	458	7,500	-1,740	23,786	507	0,412	145,854	173,376
						τ <sub>máx</sub> =	142,690	173,376

Tabela IV.4 - Fase de corte (tensão de 225,61kPa).

Fase de Corte 14-4 (Tensão 225,61 KPa)								
Tempo (min)	Leitura no defletómetro vertical	Deslocamento horizontal (mm)	Deslocamento vertical (mm)	Área corrigida (cm <sup>2</sup> )	Leitura no anel (DIV)	Força de Corte (kN)	Tensão de corte (1) (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão de corte (2) (kN/m <sup>2</sup> )
0,000	593	0,000	0,000	28,274	0	0,000	0,000	0
0,333	482	0,167	-1,110	28,174	29	0,024	8,343	8,372
0,667	471	0,334	-1,220	28,074	42	0,034	12,083	12,169
1,000	467	0,500	-1,260	27,974	64	0,052	18,412	18,609
1,333	466	0,667	-1,270	27,874	80	0,065	23,015	23,345
1,667	463	0,834	-1,300	27,774	101	0,082	29,056	29,579
2,000	459	1,000	-1,340	27,674	119	0,097	34,234	34,976
2,333	453	1,167	-1,400	27,574	137	0,111	39,412	40,413
2,667	448	1,334	-1,450	27,474	162	0,132	46,604	47,961
3,000	444	1,500	-1,490	27,374	186	0,151	53,509	55,268
3,333	440	1,667	-1,530	27,275	210	0,171	60,413	62,628
3,667	437	1,834	-1,560	27,174	231	0,188	66,454	69,144
4,000	434	2,000	-1,590	27,075	249	0,203	71,633	74,807
4,333	431	2,167	-1,620	26,975	267	0,217	76,811	80,512
4,667	429	2,333	-1,640	26,875	283	0,230	81,414	85,654
5,000	425	2,500	-1,680	26,775	299	0,243	86,017	90,834
5,333	422	2,667	-1,710	26,675	317	0,258	91,195	96,663
5,667	420	2,833	-1,730	26,575	333	0,271	95,798	101,924
6,000	418	3,000	-1,750	26,475	350	0,285	100,688	107,531
6,333	416	3,167	-1,770	26,375	370	0,301	106,442	114,106
6,667	414	3,333	-1,790	26,275	383	0,312	110,182	118,564
7,000	412	3,500	-1,810	26,176	398	0,324	114,497	123,678
7,333	410	3,667	-1,830	26,076	415	0,338	119,388	129,454
7,667	409	3,833	-1,840	25,976	432	0,351	124,278	135,275
8,000	407	4,000	-1,860	25,876	445	0,362	128,018	139,883
8,333	405	4,167	-1,880	25,776	456	0,371	131,183	143,896
8,667	404	4,333	-1,890	25,677	469	0,381	134,923	148,573
9,000	403	4,500	-1,900	25,577	477	0,388	137,224	151,696
9,333	401	4,667	-1,920	25,477	490	0,399	140,964	156,440
9,667	400	4,833	-1,930	25,378	503	0,409	144,704	161,222
10,000	398	5,000	-1,950	25,278	518	0,421	149,019	166,684
10,333	396	5,167	-1,970	25,178	530	0,431	152,471	171,220
10,667	395	5,333	-1,980	25,079	539	0,438	155,060	174,820
11,000	393	5,500	-2,000	24,979	551	0,448	158,512	179,424
11,333	392	5,667	-2,010	24,879	562	0,457	161,677	183,738
11,667	391	5,833	-2,020	24,780	573	0,466	164,841	188,087
12,000	390	6,000	-2,030	24,680	582	0,473	167,431	191,812
12,333	389	6,167	-2,040	24,581	591	0,481	170,020	195,566
12,667	388	6,333	-2,050	24,481	600	0,488	172,609	199,351
13,000	388	6,500	-2,050	24,382	605	0,492	174,047	201,832
13,333	387	6,667	-2,060	24,283	611	0,497	175,773	204,668
13,667	386	6,833	-2,070	24,183	614	0,499	176,636	206,518
14,000	385	7,000	-2,080	24,084	619	0,503	178,075	209,058
14,333	385	7,167	-2,080	23,985	622	0,506	178,938	210,941
14,666	385	7,333	-2,080	23,886	625	0,508	179,801	212,838
15,000	384	7,500	-2,090	23,786	628	0,511	180,664	214,754
						tmáx=	178,075	209,058

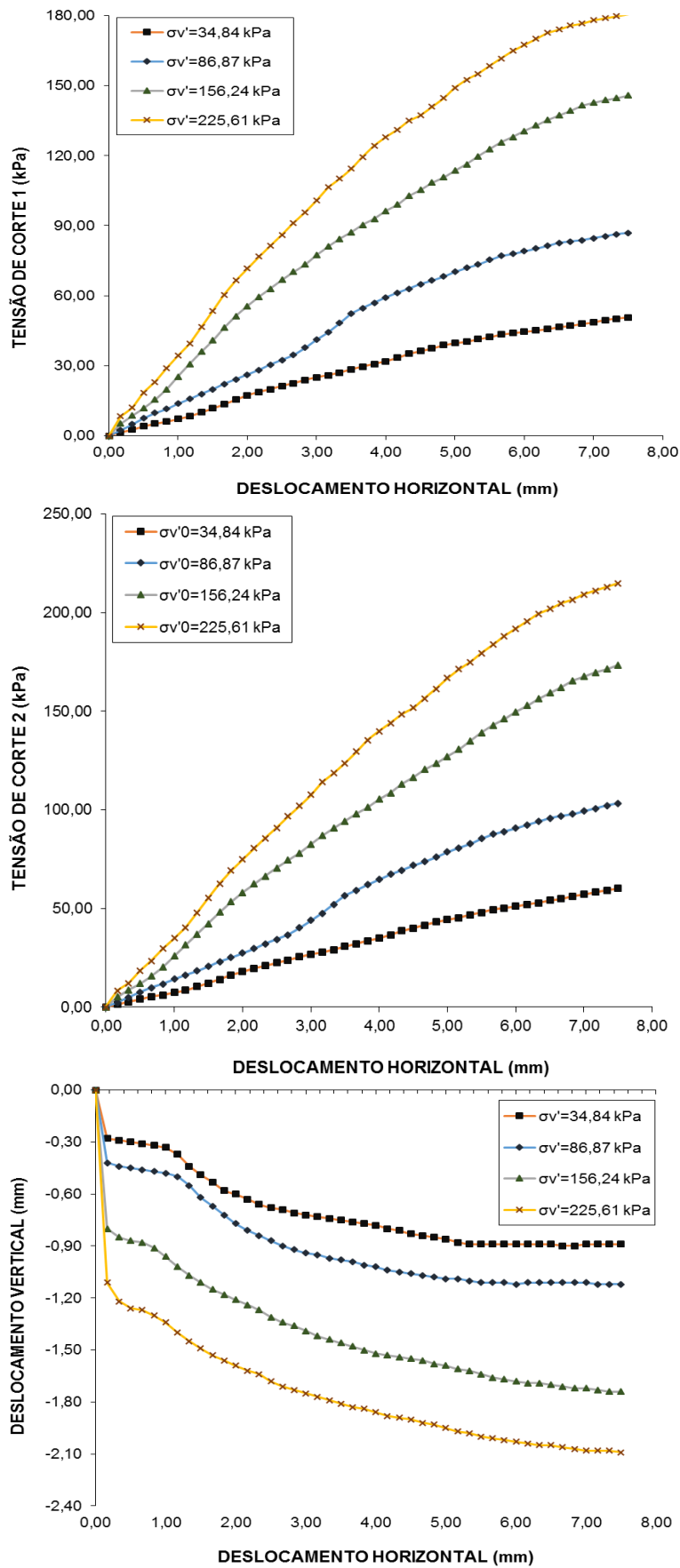
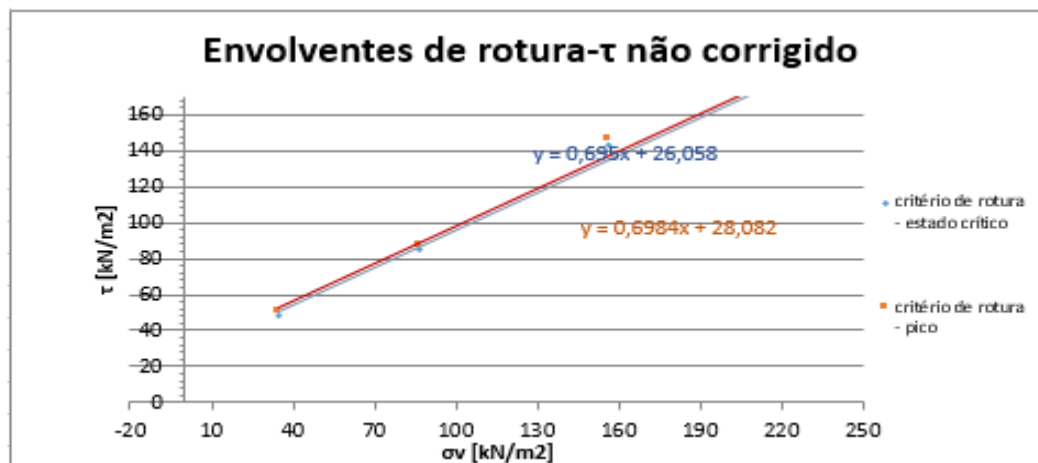


Figura IV.3 - Fase de corte: Gráficos tensões vs deslocamentos.

Tensão Tangencial Não corrigida			
Corpo de prova	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Critério de Rotura	
		$\tau_{cr}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	34,84	48,62	50,63
2	86,87	84,58	86,88
3	156,24	142,69	145,85
4	225,61	178,07	180,66

	Critério de rotura	
	$\tau_{cr}$	$\tau_p$
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	26,058	28,082
$\text{tg } \phi'$ [-]	0,695	0,6984
$\phi'$ [rad]	0,607	0,610
$\phi'$ [°]	34,7993	34,93



Tensão Tangencial Corrigida			
Corpo de prova	$\sigma_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Critério de Rotura	
		$\tau_{cr}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\tau_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	34,84	60,19	60,19
2	86,87	99,30	103,27
3	156,24	173,38	173,38
4	225,61	209,06	214,75

	Critério de rotura	
	$\tau_{cr}$	$\tau_p$
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0,00	0
$\text{tg } \phi'$ [-]	1,011	1,0302
$\phi'$ [rad]	0,791	0,800
$\phi'$ [°]	45,313	45,85

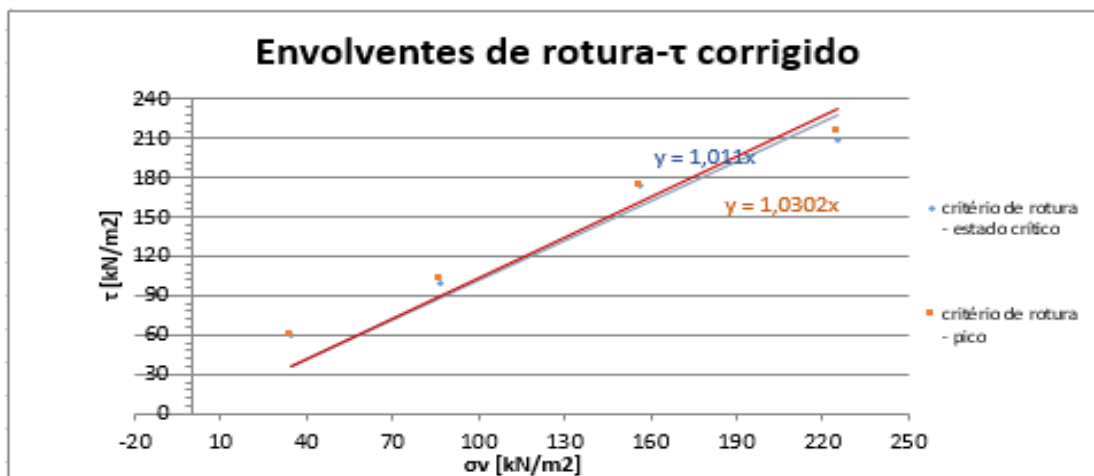


Figura IV.4 - Fase de corte: envolturas de rotura e ângulo de atrito.

## Anexo V - Elementos detalhados para estabelecer as regressões múltiplas.

As regressões múltiplas são efetuadas no Programa Excel (2015), de acordo com a Fig. V.1, indo ao Menu DADOS, Análise de dados, regressão.

The image shows the Excel 2015 interface. The 'Dados' ribbon is active, and the 'Analisar dados' dialog box is open. The dialog box has a list of analysis tools, with 'Regressão' selected. The spreadsheet background shows a table with the following data:

Amostra	$\phi$	$W_t$	$D_{10}$	$D_{15}$	$D_{25}$	$D_{30}$	$D_{40}$	$D_{50}$	$D_{60}$	$D_{65}$	Pf	Cu	Cc	Y1	Y2	Y3	Y4
1	40,080	40,59	0,08	0,10	0,29	0,43	0,80	1,20	1,60	3,60	13,02	21,33	1,51	0,46	10,85	3,62	10,39
3	42,580	37,21	0,12	0,25	0,54	0,78	1,35	2,05	2,80	4,75	7,88	23,33	1,81	1,51	3,84	1,66	1,50
6	32,010	44,76	0,08	0,08	0,08	0,12	0,23	0,43	0,86	1,80	24,97	11,47	0,22	0,06	58,75	13,87	435,21
7	33,400	45,30	0,08	0,10	0,23	0,32	0,50	0,70	0,95	1,82	11,11	12,67	1,44	0,22	15,87	6,10	37,92
8	33,840	39,56	0,08	0,11	0,28	0,38	0,70	1	1,35	4,75	11,25	18	1,43	0,37	11,25	2,37	8,61
9	36,320	35,49	0,08	0,11	0,25	0,36	0,70	1,20	1,60	3,90	11,09	21,33	1,08	0,40	9,24	2,84	9,48
10	36,880	48,43	0,08	0,08	0,18	0,27	0,45	0,80	1,30	3,65	17,92	17,33	0,75	0,23	22,40	4,91	34,09
11	38,130	39,75	0,08	0,10	0,29	0,39	0,62	1	1,50	3,85	12,62	20	1,35	0,43	12,62	3,28	11,50

Figura V.1 - Planilha inicial para fazer regressões múltiplas no Excel.

Para isso foram testadas várias regressões com as variáveis consideradas mais fortes pelo programa ANDAD, para saber qual a equação que vai ter maior índice de correlação entre todas as variáveis presentes na equação e essa sim, será a equação que tanto é desejada encontrar. Depois de abrir a função regressão como referenciado em cima, vão aparecer umas opções como é demonstrado na Fig. V.2. Estas opções vão ser preenchidas assim: no intervalo Y selecionar todos os valores do ângulo de atrito (inclusive o nome) pois é a variável dependente, e no intervalo X todos os outros valores que vão entrar na equação (inclusive o nome de todos). Se não estiver selecionado, selecionar as opções rótulos para dar o nome de cada variável (por isso é que também se introduz os nomes na seleção de dados), selecionar a nível de confiança a 95%, pois depois de alguma pesquisa feita, esta opção vai fornecer valores com ainda maior qualidade, selecionar a opção residuais pois os valores presentes são residuais e selecionar também a opção desenho de probabilidade normal, para

se ter uma ideia de como varia o atrito em percentis (são medidas que dividem a amostra ordenada em 100 partes, cada uma com percentagem de dados aproximadamente igual).

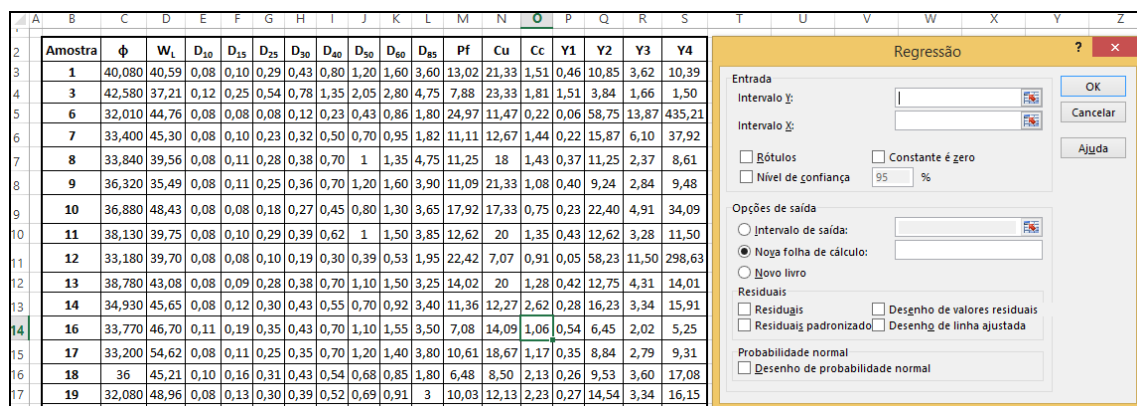


Figura V.2 - Introdução de dados na ferramenta regressão do Excel.

Depois de todos os dados colocados e opções seleccionadas é só carregar em “OK” e será feita a regressão. Numa nova folha de cálculo é apresentado um quadro de sumário de resultados, como o apresentado pela Fig. V.3, onde são apresentados todos os coeficientes correspondentes a cada variável independente e a constante que neste programa se denomina Interceptar.

SUMÁRIO DOS RESULTADOS								
<i>Estadística de regressão</i>								
R múltiplo	0,730213							
Quadrado de R	0,533211							
Quadrado de R ajustado	0,43494							
Erro-padrão	2,289317							
Observações	24							
ANOVA								
	<i>gl</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>F de significância</i>			
Regressão	4	113,7480586	28,43701	5,425903	0,004360268			
Residual	19	99,57850394	5,240974					
Total	23	213,3265625						
	<i>Coefficiente:</i>	<i>Erro-padrão</i>	<i>Stat t</i>	<i>valor P</i>	<i>95% inferior</i>	<i>5% superior</i>	<i>95,0 perior</i>	<i>95,0%</i>
Interceptar	25,67437	3,595715332	7,140269	8,69E-07	18,14845614	33,20029	18,14846	33,20029
D40	18,44495	15,79000379	1,168141	0,257199	-14,60390575	51,49381	-14,6039	51,49381
D50	-15,7724	12,45818456	-1,26602	0,220808	-41,84763828	10,30292	-41,8476	10,30292
D60	12,0724	6,552046773	1,842539	0,081058	-1,641191883	25,78599	-1,64119	25,78599
Y1	-6,5335	7,241333813	-0,90225	0,37822	-21,68978891	8,622783	-21,6898	8,622783

Figura V.3 - Quadro de sumário de resultados da ferramenta regressão.

Com este quadro também é fornecido, como pedido em cima, o desenho de probabilidade normal (Fig. V.4), onde se pode observar a probabilidade de quais serão os valores que a variável dependente (o atrito) irá tomar, isto em percentis.

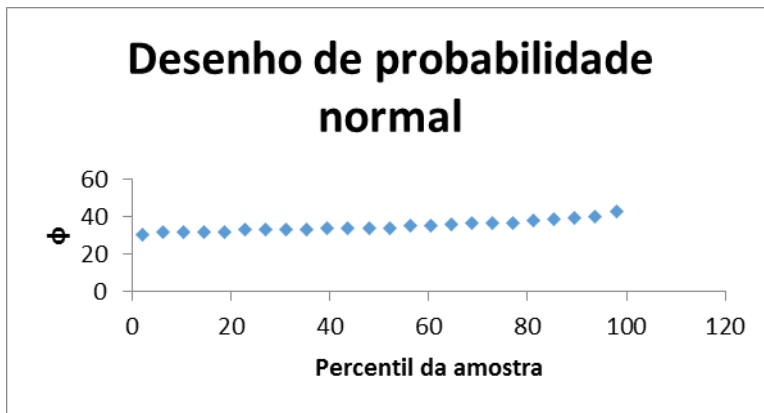


Figura V.4 - Desenho de probabilidade normal da variável dependente.

Através dos coeficientes retirados do sumário de resultados, podemos criar a respetiva equação, que irá tomar a forma de:

$$\varphi = 25,67 + 18,44 \cdot D_{40} - 15,77 \cdot D_{50} + 12,07 \cdot D_{60} - 6,53 \cdot Y_1, R=0,73$$