

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Dione Henrique Dias**

**EXPLORANDO A VARIABILIDADE GEOTÉCNICA:  
ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE  
TALUDES NO QUADRILÁTERO FERRÍFERO**

Porto Alegre  
Fevereiro de 2024

**DIONE HENRIQUE DIAS**

**EXPLORANDO A VARIABILIDADE GEOTÉCNICA:  
ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE  
TALUDES NO QUADRILÁTERO FERRÍFERO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: Prof. Dr. Cesar Alberto Ruver  
Coorientador : Prof. Dr. Felipe Gobbi Silveira**

Porto Alegre  
Fevereiro de 2024

**DIONE HENRIQUE DIAS**

**EXPLORANDO A VARIABILIDADE GEOTÉCNICA:  
ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE ESTABILIDADE DE  
TALUDES NO QUADRILÁTERO FERRÍFERO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 16 de fevereiro de 2024.

**BANCA EXAMINADORA:**

**Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

**Eng. Felipe Gobbi Silveira (FGS Geotecnia)**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Coorientador

**Profa. Wai Ying Yuk Gehlin (UFRGS)**

Dr. pela Universitat Politècnica de Catalunya

**Eng. Maiki Mafessoli (UFRGS)**

M. Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à minha família pelo apoio incondicional e confiança durante este período, com especial reconhecimento ao meu pai, João Carlos Dias, cuja presença e incentivo foram fundamentais para meu sucesso.

Agradeço aos meus amigos pela companhia, suporte e compreensão nos momentos mais desafiadores da minha jornada acadêmica, sendo um pilar de força e motivação.

Agradeço à Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) pela chance de desenvolver minhas habilidades e conhecimento em um ambiente de excelência acadêmica. A experiência na instituição foi crucial para meu crescimento pessoal e profissional.

Agradeço a César Alberto Ruver, meu orientador, cuja orientação e apoio foram decisivos para o desenvolvimento e conclusão deste trabalho.

Agradeço à FGS Geotecnia pela disponibilização de dados de projetos, acesso aos programas de análise e cálculo, e uso das estruturas da empresa. Estes recursos foram essenciais para a realização do meu Trabalho de Conclusão de Curso.

Agradeço a Felipe Gobbi Silveira, meu coorientador, pela orientação, paciência e sabedoria compartilhadas. Sua contribuição foi decisiva para a qualidade e sucesso deste trabalho.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para a minha formação e para a realização deste trabalho, meu sincero agradecimento.

“A simplicidade é a sofisticação suprema.”

*Leonardo da Vinci*

## RESUMO

Este estudo aborda as análises probabilísticas em geotecnia aplicada a estabilidade de taludes, focando no Quadrilátero Ferrífero em Minas Gerais, Brasil. O trabalho emprega uma metodologia de coleta e análise de dados geotécnicos integrados a um Sistema de Informação Geográfica (GIS) e modelagem probabilística. A variabilidade e incertezas nas propriedades dos solos e rochas são enfatizadas, revelando a complexidade e a necessidade de métodos probabilísticos. A metodologia inclui análise estatística descritiva e modelagem probabilística, usando softwares como PAST 4.0 e Slide 6.0 da Rocscience. A análise dos dados demonstrou variabilidade significativa nas propriedades geotécnicas, destacando a importância de abordagens detalhadas em análises geotécnicas. São apresentados três estudos de caso de taludes de mineração. Os estudos de caso compararam os resultados das análises probabilísticas com padrões e literatura existentes, evidenciando variações nos fatores de segurança e índices de confiabilidade. Os resultados sublinham a superioridade da análise probabilística sobre métodos determinísticos na avaliação das incertezas e variabilidades. Observou-se variação nos Fatores de Segurança (FS) e índices de confiabilidade  $\beta$ , refletindo a diversidade dos cenários geotécnicos analisados. Alguns resultados estão alinhados com as práticas recomendadas, enquanto outros indicam a necessidade de revisões nas soluções de contenção. A pesquisa conclui enfatizando a eficácia da abordagem probabilística na avaliação da estabilidade de taludes, destacando a importância de considerar a variabilidade e incertezas nas propriedades geotécnicas. Este estudo contribui significativamente para a engenharia geotécnica, oferecendo percepções valiosas e ressaltando a necessidade de análises personalizadas para cada cenário de talude.

**Palavras-chave:** Estabilidade de Taludes; Análise Probabilística; Variabilidade Geotécnica; Modelagem de Dados; Incertezas Geotécnicas.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Exemplo de histograma e distribuição acumulada simétrico .....	23
Figura 2-2: Exemplo de histograma e distribuição acumulada assimétrica positiva .....	23
Figura 2-3: Categorização das distribuições de frequências com respeito à curtose.....	27
Figura 2-4: Função distribuição cumulativa CDF e função densidade de probabilidade FDP, de uma variável aleatória contínua .....	28
Figura 2-5: Percentual das áreas sob a curva da função de densidade, para diferentes intervalos de desvio padrão.....	29
Figura 2-6: Exemplos de Distribuição Normal e Log-Normal.....	30
Figura 2-7: Variação de uma densidade de probabilidade normal, para vários valores de $\mu$ e $\sigma$ .....	31
Figura 2-8: Variação de uma densidade de probabilidade log-normal, para vários valores de $\mu$ e $\sigma$ .....	33
Figura 2-9: Comparação entre curva normal e distribuição t.....	34
Figura 2-10: Gráfico de Probabilidade Normal do ângulo de atrito de solo residual de quartzito.....	38
Figura 2-11: Variabilidade inerente dos solos (Phoon e Kulhawy, 1999).....	42
Figura 2-12: Forças atuantes em uma fatia genérica .....	50
Figura 2-13: FS e probabilidade de ruptura (Adaptado de Lacasse, 2016) ..	51
Figura 2-14: Método das fatias (Craig, 1974) .....	52
Figura 2-15: Forças atuantes em uma fatia pelo Método de Morgenstern e Price (1965).....	53
Figura 2-16: Conceito de análise probabilística.....	55
Figura 2-17: a) Nuvem de pontos gerada pela distribuição puramente aleatória de pontos. b) Amostragem estratificada (Hurtado e Barbat, 1998) .....	56
Figura 2-18: Variação de $P_f$ com $\beta$ .....	59
Figura 2-19: Distribuição de probabilidade do Fator de Segurança para FS iguais.....	60
Figura 2-20: Probabilidades de ruptura admissíveis, Baecher (1982b).....	61
Figura 2-21: Probabilidades de ruptura, US Army Corps of Engineers (1995). .....	62
Figura 2-22: Distribuição das unidades morfotectônicas do Quadrilátero Ferrífero.....	69
Figura 2-23: Coluna Estratigráfica do Quadrilátero Ferrífero (Endo et al. 2019b).....	70
Figura 3-1: Mapa de localização dos projetos FGS Geotecnia.....	74
Figura 3-2: Perfil de alteração, Deere e Patton (1971) .....	77
Figura 3-3: Análise descritiva e inferencial integrada para modelagem probabilística de uma variável aleatória.....	80
Figura 4-1: Seção tipo 01 – Cava e Pilha e Estéril. ....	84
Figura 4-2: Seção tipo 02 – Solo Grampeado em Talude de Cava. ....	85
Figura 4-3: Seção tipo 03 – Cortina Atirantada em Talude de Acesso de Mina. ....	86
Figura 4-4: Modelo Geomecânico Seção 01.....	88
Figura 4-5: Modelo Geomecânico Seção 02.....	89
Figura 4-6: Modelo Geomecânico Seção 03.....	90

Figura 5-1: Mapa de Localização dos Dados de Filito .....	92
Figura 5-2: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Solo Residual Filito.....	94
Figura 5-3: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Solo Residual Filito .....	95
Figura 5-4: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Solo Residual Filito ..	96
Figura 5-5: Análise de Estabilidade Probabilística Global - Seção tipo 01 – Retroanálise Dados Coletados.....	101
Figura 5-6: Análise de Estabilidade Probabilística Global - Seção tipo 01 – Retroanálise Dados de Referência.....	102
Figura 5-7: Análise de Sensibilidade dos Dados Coletados, NA1 .....	103
Figura 5-8: Análise de Sensibilidade dos Dados de Referência NA1 .....	103
Figura 5-9: Análise de Estabilidade Probabilística Global - Seção Tipo 01 – Dados coletados e NA observado.....	104
Figura 5-10: Análise de Estabilidade Probabilística Global – Seção tipo 01 - Dados de Referências e NA observado.....	105
Figura 5-11: Análise de Estabilidade Probabilística Global - Seção Tipo 02 – Dados Coletados.....	106
Figura 5-12: Análise de Estabilidade Probabilística Global – Seção Tipo 02 - Dados de Referências.....	107
Figura 5-13: Análise de Estabilidade Probabilística. do Solo Grampeado - Seção Tipo 02 – Dados Coletados.....	108
Figura 5-14: Análise de Estabilidade Probabilística do Solo Grampeado - Seção Tipo 02 – Dados de Referência.....	108
Figura 5-15: Análise de Sensibilidade dos Dados Coletados – Seção tipo 02 .....	109
Figura 5-16: Análise de Sensibilidade dos Dados de Referência – Seção tipo 02 .....	110
Figura 5-17: Análise de Estabilidade Probabilística do Cortina Atirantada- Seção Tipo 03 – Dados de Referência Ru=0,1.....	111
Figura 5-18: Análise de Estabilidade Probabilística do Cortina Atirantada- Seção Tipo 03 – Dados de Coletados – Ru=0,1.....	111
Figura 5-19: Análise de Estabilidade Probabilística do Cortina Atirantada- Seção Tipo 03 – Dados de Coletados – Ru=0,2.....	112
Figura 5-20: Análise de Sensibilidade dos Dados Coletados – Seção tipo 03 .....	113
Figura 5-21: Análise de Sensibilidade dos Dados de Referência – Seção tipo 03 .....	113
Figura 5-22: Probabilidades de ruptura, US Army Corps of Engineers (1995). .....	115
Figura 6-1: Mapa de Localização Projetos.....	131
Figura 6-2: Mapa de Localização Aterros.....	131
Figura 6-3: Mapa de Localização Solos Coluvionares.....	132
Figura 6-4: Mapa de Localização Cangas .....	132
Figura 6-5: Mapa de Localização Filitos .....	133
Figura 6-6: Mapa de Localização Itabiritos .....	133
Figura 6-7: Mapa de Localização Hematitas.....	134
Figura 6-8: Mapa de Localização Quartzitos .....	134
Figura 6-9: Mapa de Localização Xistos.....	135
Figura 6-10: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) - Aterro .....	136

Figura 6-11: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Aterro .....	137
Figura 6-12: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Aterro .....	138
Figura 6-13: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Solo Residual	
Filito.....	139
Figura 6-14: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Solo Residual	
Filito.....	140
Figura 6-15: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Solo Residual Filito	
.....	141
Figura 6-16: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Saprólito Filito	
.....	142
Figura 6-17: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Saprólito Filito	
.....	143
Figura 6-18: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Saprólito Filito .....	144
Figura 6-19: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Rocha Filito	145
Figura 6-20: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Rocha Filito ..	146
Figura 6-21: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Rocha Filito .....	147
Figura 6-22: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Solo Residual	
Itabirito.....	148
Figura 6-23: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa)- Solo Residual	
Itabirito.....	149
Figura 6-24: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) – Solo Residual Itabirito	
.....	150
Figura 6-25: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Saprólito Itabirito	
.....	151
Figura 6-26: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Saprólito Itabirito	
.....	152
Figura 6-27: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Saprólito Itabirito .	153
Figura 6-28: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Rocha Itabirito	
.....	154
Figura 6-29: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Rocha Itabirito	
.....	155
Figura 6-30: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Rocha Itabirito.....	156
Figura 6-31: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Solo Residual	
Hematita.....	157
Figura 6-32: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Solo Residual	
Hematita.....	158
Figura 6-33: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) – Solo Residual	
Hematita.....	159
Figura 6-34: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Saprólito Hematita	
.....	161
Figura 6-35: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Saprólito Hematita	
.....	162
Figura 6-36: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Rocha Hematita	
.....	163
Figura 6-37: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Rocha Hematita	
.....	164
Figura 6-38: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Rocha Hematita ..	165
Figura 6-39: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Solo Residual	
Xisto .....	166

Figura 6-40: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Solo Residual Xisto .....	167
Figura 6-41: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) – Solo Residual Xisto .....	168
Figura 6-42: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Saprólito Xisto .....	169
Figura 6-43: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Saprólito Xisto .....	170
Figura 6-44: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Saprólito Xisto .....	171
Figura 6-45: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Rocha Xisto .....	172
Figura 6-46: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Rocha Xisto .....	173
Figura 6-47: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Rocha Xisto .....	174
Figura 6-48: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Solo Residual Quartzito .....	175
Figura 6-49: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Solo Residual Quartzito .....	176
Figura 6-50: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) – Solo Residual Quartzito .....	177
Figura 6-51: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Saprólito Quartzito .....	178
Figura 6-52: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Saprólito Quartzito .....	179
Figura 6-53: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Saprólito Quartzito .....	180
Figura 6-54: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Rocha Quartzito .....	181
Figura 6-55: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Rocha Quartzito .....	182
Figura 6-56: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Rocha Quartzito .....	183
Figura 6-57: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Colúvio .....	184
Figura 6-58: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Colúvio .....	185
Figura 6-59: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Colúvio .....	186
Figura 6-60: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Laterita .....	187
Figura 6-61: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Laterita .....	188
Figura 6-62: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Laterita .....	189

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Compilação de valores de Coeficiente de Variação CV(%).....	46
Tabela 2-2: Variabilidade das propriedades dos solos (Kulhawy e Phoon, 2008 apud Phoon, 2015, p.3).....	47
Tabela 2-3: Distribuições de probabilidade típicas de parâmetros geotécnicos .....	49
Tabela 2-4: Valores típicos de $\beta$ e Pr (Dell'Avanzi e Sayao, 1998).....	63
Tabela 2-5: Nível de segurança contra a perda de vidas humanas (ABNT, 2009).....	64
Tabela 2-6: Nível de segurança contra danos materiais e ambientais (ABNT, 2009).....	65
Tabela 2-7: Matriz de fatores de segurança prescritos para estabilidade de taludes (ABNT, 2009).....	65
Tabela 2-8: Fatores de segurança em cavas conforme a consequência da ruptura (adaptado de PRIEST e BROWN, 1983).....	66
Tabela 2-9: Fatores de segurança mínimos em função da escala do talude e consequência de falha (adaptado de WESSELOO e READ, 2009).....	66
Tabela 5-1: Resumo estatístico para os dados de parâmetros geotécnicos. .	97
Tabela 5-2: Resumo dos Resultados de FS, $\beta$ e Pr.....	114
Tabela 5-3: Comparação entre Valores típicos de $\beta$ e Pr (Dell'Avanzi e Sayao, 1998).....	116
Tabela 6-1: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> ) – Saprólito Hematita.....	160
Tabela 6-2: Parâmetros Geotécnicos de Referência.....	190
Tabela 6-3: Parâmetros Geotécnicos Probabilísticos para as Análises de Estabilidade de Referência.....	192

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $\phi'$  – Ângulo de atrito
- $c'$  – Intercepto coesivo
- $u$  – Poropressão
- $\gamma$  – Peso específico
- $\gamma_d$  – Peso específico aparente seco
- $\gamma_s$  – Peso específico saturado
- $s_u$  – Resistência não-drenada
- $\bar{x}$  – Média aritmética amostral
- $s^2$  – Variância amostral
- $s$  – Desvio padrão amostral
- $\mu$  – Média populacional
- $\sigma$  – Desvio padrão população
- $\alpha$  – Nível de significância.
- $\xi$  – Propriedade do solo in situ
- $\delta$  – Escala de flutuação da propriedade do solo
- $d$  – Densidade
- $e$  – Índice de Vazios
- $\beta$  – Índice de confiabilidade
- $\Phi$  – Denota a distribuição gaussiana padrão

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>16</b>
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO .....	17
1.2	OBJETIVOS.....	18
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO .....	19
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>21</b>
2.1	FUNDAMENTOS DE ESTATÍSTICA E PROBABILIDADE .....	21
<b>2.1.1</b>	<b>Variáveis aleatórias</b> .....	<b>21</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Histograma e Diagramas de frequência</b> .....	<b>22</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Sumário Estatístico</b> .....	<b>24</b>
2.1.3.1	Medidas de tendência central.....	24
2.1.3.2	Medidas de dispersão.....	25
2.1.3.3	Medidas de Forma.....	26
<b>2.1.4</b>	<b>Distribuição de probabilidade e Função Densidade de Probabilidade</b> ..	<b>27</b>
<b>2.1.5</b>	<b>Intervalo de confiança</b> .....	<b>33</b>
<b>2.1.6</b>	<b>Testes de Normalidade</b> .....	<b>35</b>
2.1.6.1	Teste de Shapiro-Wilk (KS) .....	35
2.1.6.2	Teste de Kolmogorov-Smirnov (K-S)/ Lilliefors (L).....	36
2.1.6.3	Teste de Anderson-Darling (A-D) .....	37
2.1.6.4	Gráfico de Probabilidade Normal.....	37
2.2	INCERTEZAS E VARIABILIDADES GEOTÉCNICAS .....	39
<b>2.2.1</b>	<b>Fontes de incerteza</b> .....	<b>40</b>
2.2.1.1	Variabilidade Espacial do Solo .....	41
2.2.1.2	Erros aleatórios e de medição.....	42
2.2.1.3	Limitação de Modelos de transformação .....	43
2.2.1.4	Erros Sistemáticos.....	44
<b>2.2.2</b>	<b>Variabilidade de parâmetros geotécnicos</b> .....	<b>44</b>

<b>2.2.3</b>	<b>Função Densidade de Probabilidade de Dados Geotécnicos.....</b>	<b>48</b>
2.3	ANALISES DE ESTABILIDADE DE TALUDES .....	49
<b>2.3.1</b>	<b>Métodos determinísticos.....</b>	<b>51</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Métodos probabilísticos.....</b>	<b>53</b>
2.3.2.1	Índice de Confiabilidade e Probabilidade de ruptura .....	56
2.4	FATOR DE SEGURANÇA ADMISSÍVEL.....	63
2.5	CONTEXTUALIZAÇÃO GEOLÓGICA.....	67
<b>2.5.1</b>	<b>Estratigrafia do Quadrilátero Ferrífero.....</b>	<b>67</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>73</b>
3.1	COLETA DE DADOS.....	73
3.2	CRITÉRIOS DE SELEÇÃO E FILTRAGEM DOS DADOS .....	77
3.3	ANÁLISE EXPLORATÓRIA DOS DADOS .....	78
3.4	MODELOS PROBABILISMOS .....	79
3.5	SEÇÕES DE CÁLCULO E PARÂMETROS PROBABILÍSTICOS COMPARATIVOS .....	81
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DE ESTABILIDADE PROBABILÍSTICA DE TALUDES .....</b>	<b>83</b>
4.1	ESTUDOS DE CASOS.....	83
4.2	MODELO GEOLÓGICO E GEOMECÂNICO.....	87
4.3	METODOLOGIA DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE PROBABILÍSTICA .....	90
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>92</b>
5.1	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS ESTATÍSTICOS DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	92
5.2	ANÁLISE COMPARATIVA DOS FATORES DE SEGURANÇA, PROBABILIDADE DE RUPTURA E ÍNDICE DE CONFIABILIDADE .....	100
<b>5.2.1</b>	<b>Seção Tipo 01 – Talude de cava Mina de Ferro e Pilha de Estéril (PDE) 100</b>	
<b>5.2.2</b>	<b>Seção Tipo 02 – Talude de cava Mina de Ferro e Contenção de Solo Grampeado .....</b>	<b>105</b>

<b>5.2.3</b>	<b>Seção Tipo 03 – Talude de Acesso de Mina e Contenção de Cortina Atirantada.....</b>	<b>110</b>
<b>5.2.4</b>	<b>Resumo dos resultados obtidos e comparação com resultados típicos.</b>	<b>114</b>
<b>6</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>118</b>
6.1	PRINCIPAIS CONCLUSÕES DO ESTUDO .....	118
6.2	SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS .....	120
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>121</b>
	<b>APENDICE A – MAPAS DE LOCALIZAÇÃO DOS DADOS GEOTÉCNICOS .....</b>	<b>131</b>
	<b>APENDICE B – SUMÁRIOS ESTATÍSTICOS.....</b>	<b>136</b>
	<b>APENDICE C – PARÂMENTROS GEOTÉCNICOS DE REFERÊNCIA ....</b>	<b>190</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A engenharia geotécnica, um ramo fundamental da engenharia civil, desempenha um papel importante na construção e manutenção de infraestruturas confiáveis e seguras. Este campo aborda as propriedades dos solos, saprólitos e rochas alterada e fraturadas, elementos vitais para a estabilidade e segurança de diversas estruturas. Contudo, enfrenta desafios significativos decorrentes da variabilidade e incerteza inerentes às propriedades dos materiais geotécnicos, conforme apontado por Uzielli et al. (2006). Essas incertezas, resultantes de limitações nos ensaios de campo e laboratório, afetam profundamente a precisão das análises geotécnicas e a confiabilidade das estruturas projetadas.

A complexidade e a heterogeneidade dos solos e rochas, resultantes de processos físico-químicos de intemperismo, impõem variabilidades naturais essenciais para o entendimento e controle do comportamento das formações geológicas. Fatores como tensões externas, alterações químicas e intervenções humanas amplificam essa variabilidade, tornando desafiadora a determinação exata das propriedades do solo, como destacado por Duncan (2014) e Campello (2020).

A estabilidade de taludes é particularmente suscetível a incertezas devido a anomalias geológicas e variabilidade espacial dos parâmetros geotécnicos. Essas incertezas, enfatizadas por El-Ramly et al. (2003), impactam diretamente na segurança e confiabilidade de taludes e estruturas de contenção. Métodos tradicionais, como os de equilíbrio limite, frequentemente não capturam adequadamente essas incertezas, enquanto análises probabilísticas fornecem uma avaliação mais detalhada e abrangente.

A heterogeneidade dos solos, descrita por Maia e Assis (2004), e a variabilidade inerente destacada por Phoon e Kulhawy (1999), são cruciais na análise geotécnica. A aplicação de métodos probabilísticos e a utilização de distribuições estatísticas, como normal e log-normal, enfatizadas por Lumb (1966), Fenton (1999) e Baecher e Christian (2003), são fundamentais para modelar essas incertezas.

Ang e Tang (1975) ressaltam a importância de entender a complexidade estrutural dos materiais geológicos para enfrentar essa variabilidade. A variabilidade espacial dos parâmetros geotécnicos e a escassez de dados representativos, como observado por El-Ramly et al. (2003), representam desafios adicionais. As análises probabilísticas emergem como uma resposta importante para lidar com essas

incertezas, fornecendo um quadro mais preciso e confiável para a tomada de decisões em projetos de engenharia geotécnica.

## 1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Este estudo foca na estabilidade de taludes no Quadrilátero Ferrífero, uma região de Minas Gerais, Brasil, com notável complexidade geológica. A implementação de um banco de dados geotécnicos, integrado a um Sistema de Informação Geográfica (GIS), é fundamental para a análise e interpretação de dados espaciais e geológicos. Essa abordagem permite uma compreensão profunda das variáveis geotécnicas e suas implicações na estabilidade dos taludes. A diversidade geológica do Quadrilátero Ferrífero, com suas formações rochosas variadas e histórico de eventos geológicos, oferece um cenário único para investigar a variabilidade dos parâmetros geotécnicos e suas influências na engenharia de taludes.

Neste contexto, o estudo analisa dados geotécnicos oriundos da região do Quadrilátero Ferrífero. A complexa história geológica da área a torna ideal para estudos de estabilidade de taludes. A análise estatística dos dados coletados é essencial, permitindo uma melhor compreensão da geologia local e de como esta afeta a variabilidade e incerteza das propriedades geotécnicas.

A metodologia deste estudo incluiu a coleta e organização de dados geotécnicos relevantes em um GIS, para análise espacial. Os dados coletados abrangem diversas regiões, focando na complexidade geotécnica de áreas como taludes em áreas de mineração, de estradas, minerodutos e construções urbanas. Para lidar com incertezas, a coleta e análise desses dados são fundamentais. A base de dados criada no GIS contém informações detalhadas sobre características geológicas e geotécnicas, incluindo parâmetros como ângulo de atrito, intercepto coesivo e peso específico. A confidencialidade e o anonimato dos dados foram garantidos, capturando a diversidade geotécnica de várias regiões, especialmente em Minas Gerais.

Será apresentada uma revisão detalhada da literatura, abordando a variabilidade das propriedades geotécnicas, análises de confiabilidade e métodos probabilísticos na geotecnia. Referências-chave incluem trabalhos de El-Ramly et al. (2003), Uzielli et al. (2006) e Baecher e Christian (2003), que discutem a importância

da variabilidade e incerteza nas propriedades de solo e rocha, e a aplicação de métodos probabilísticos na análise de estabilidade de taludes.

A metodologia adotada envolveu também a análise estatística descritiva e modelagem probabilística dos dados. Ferramentas como o software Slide 6.0 da Rocscience foram utilizadas para avaliar as probabilidades de falhas e índices de confiabilidade.

## 1.2 OBJETIVOS

Este estudo visa melhorar a compreensão das variabilidades e incertezas nas propriedades de solos e rochas, com ênfase na estabilidade de taludes. O foco é criar modelos probabilísticos, baseados em dados geotécnicos, para prever de forma mais precisa a estabilidade de taludes e estruturas de contenção. Combinando técnicas analíticas avançadas com práticas geotécnicas, o estudo tem como objetivo contribuir para a tomada de decisões em projetos de engenharia, aumentando a segurança das estruturas.

Os dados para a análise vêm de várias regiões, com destaque para o Quadrilátero Ferrífero em Minas Gerais, Brasil, por sua importância geológica e mineralógica. O projeto busca entender melhor as propriedades do solo e das rochas através de modelos estatísticos e probabilísticos, utilizando medidas como média, desvio padrão e coeficiente de variação. Estes modelos ajudarão a avaliar a confiabilidade e a probabilidade de falha dos taludes, oferecendo uma visão mais completa de sua segurança e estabilidade. Comparar os dados coletados com parâmetros de referência será fundamental para validar os modelos.

Os modelos serão testados em três estudos de caso, incluindo análises de estabilidade de taludes em cavas de mineração e estruturas de contenção, para comparar os resultados obtidos com diretrizes existentes. Isso visa melhorar as práticas de engenharia geotécnica, integrando incertezas no processo decisório e aprimorando a segurança das estruturas.

Por fim, o estudo pretende fornecer *insights* valiosos para a comunidade de engenharia geotécnica, ressaltando a importância das abordagens probabilísticas e a necessidade de um entendimento aprofundado das variabilidades e incertezas associadas às propriedades dos solos e rochas.

### 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é estruturado em seis capítulos distintos. O Capítulo 1 introduz o tema, destacando sua relevância e estabelecendo os objetivos do estudo. O Capítulo 2 oferece uma revisão bibliográfica detalhada, cobrindo os conceitos-chave de estatística e probabilidade, as incertezas e variabilidades na geotecnia, as análises de estabilidade de taludes, e a contextualização geológica do Quadrilátero Ferrífero. O Capítulo 3 descreve os materiais e métodos empregados na coleta de dados, incluindo os critérios de seleção e filtragem para a análise exploratória dos dados e para a modelagem probabilística. O Capítulo 4 detalha os estudos de caso utilizados nas análises de estabilidade probabilística, apresentando os modelos geomecânicos e as metodologias de cálculo adotadas. O Capítulo 5 discute os resultados obtidos, com ênfase na comparação entre os dados coletados e de referência, e na comparação com intervalos típicos de índices de confiabilidade e probabilidade de ruptura. Por fim, o Capítulo 6 conclui o trabalho, apresentando as considerações finais, as conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

Além disso, durante o desenvolvimento deste trabalho, foi empregado o ChatGPT da OpenAI, uma ferramenta de inteligência artificial, como um auxílio complementar. A utilização do ChatGPT focou-se principalmente na correção linguística, garantindo a clareza e intercepto coesivo dos textos. Esta assistência incluiu a revisão de gramática e estilo, bem como a tradução de artigos e documentos pertinentes ao tema abordado. O ChatGPT também serviu como uma ferramenta de apoio e esclarecimentos de dúvidas pontuais sobre aspectos técnicos da geotecnia e métodos de pesquisa, enriquecendo assim o processo de elaboração do trabalho.

É importante destacar que o ChatGPT foi utilizado estritamente como um recurso auxiliar e não como autor principal de qualquer seção substancial do trabalho. Todas as informações e textos gerados através do ChatGPT foram cuidadosamente revisados e adaptados conforme necessário para garantir a precisão e relevância acadêmica. A ferramenta provou ser valiosa na otimização do tempo e na melhoria da qualidade do texto, permitindo um foco maior nas análises técnicas e na interpretação dos dados coletados.

Este relato sobre o uso do ChatGPT visa manter a transparência quanto às metodologias adotadas na pesquisa e reforçar a integridade acadêmica do trabalho.

A inteligência artificial, é uma ferramenta emergente no campo acadêmico, e seu uso responsável pode significativamente contribuir para o desenvolvimento de pesquisas científicas e técnicas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, revisa-se os conceitos e teorias essenciais que embasam este estudo, com foco nos métodos tradicionais e probabilísticos de análise de estabilidade de taludes. Esta revisão bibliográfica estabelece uma base teórica sólida e orienta as escolhas metodológicas do trabalho, fornecendo uma compreensão do estado da arte em análise de estabilidade de taludes em cavas de mineração

### 2.1 FUNDAMENTOS DE ESTATÍSTICA E PROBABILIDADE

A probabilidade, que é a ciência da incerteza, fornece um quadro matemático para entender e analisar nossa ignorância sobre eventos naturais (Evans & Rosenthal, 2009). Na geotecnia, onde lidou-se com materiais como solos e rochas, cujas propriedades são influenciadas por uma complexa história geológica, a probabilidade se torna uma ferramenta essencial. Esses materiais demonstram uma heterogeneidade natural e uma variabilidade espacial significativa, tornando o comportamento do solo imprevisível e variável de ponto a ponto.

Neste contexto, a abordagem determinística, que calcula um FS baseado em parâmetros médios do solo, muitas vezes falha em considerar essa variabilidade espacial. Por outro lado, a abordagem probabilística, onde o FS é tratado como uma função de variáveis aleatórias independentes como intercepto coesivo ( $c'$ ), ângulo de atrito efetivo ( $\Phi'$ ), poropressão ( $u$ ), peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ), peso específico saturado ( $\gamma_s$ ), e resistência não drenada ( $S_u$ ), oferece uma forma de minimizar incertezas nas análises de estabilidade de taludes (Ang e Tang, 1975; Baecher e Christian, 2003).

#### 2.1.1 Variáveis aleatórias

Na análise estatística em geotecnia, estudou-se todos os parâmetros geotécnicos que afetam a segurança de taludes. Esses parâmetros são representados por populações, que são conjuntos de valores possíveis com características comuns, como ângulo de atrito, intercepto coesivo, nível de água e densidade do solo. Cada medição individual desses parâmetros é uma unidade de amostragem, e um conjunto delas forma uma amostra. A amostragem aleatória é central para garantir que todas

as unidades de amostragem tenham a mesma chance de serem escolhidas, proporcionando uma representação justa da população.

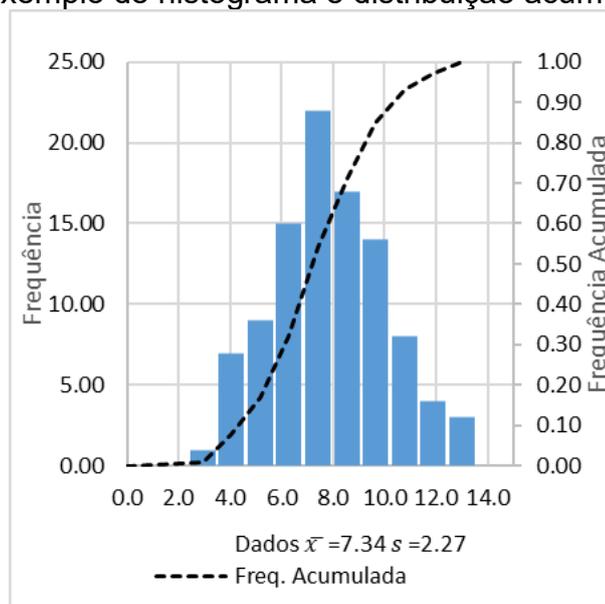
Na geotecnia, trata-se parâmetros como intercepto coesivo, ângulo de atrito e poropressão como variáveis aleatórias definidas em um espaço amostral e associadas a probabilidades específicas. Isso significa que, embora não se possa prever com precisão o valor exato de um parâmetro geotécnico, podemos estimar uma faixa de valores possíveis com suas respectivas probabilidades. Os principais parâmetros estatísticos para compreender a variabilidade do solo incluem média, desvio padrão e coeficiente de variação, e considerá-los adequadamente pode reduzir significativamente a incerteza nos modelos geotécnicos. Para determinar esses parâmetros, é necessário coletar uma adequada quantidade de dados experimentais sobre as propriedades do solo, tanto no campo quanto em ensaios de laboratório.

### **2.1.2 Histograma e Diagramas de frequência**

Histogramas são ferramentas gráficas fundamentais para representar dados dispersos, com aplicação particularmente relevante nos campos da geotecnia e hidrologia, como enfatizado por Baecher e Christian (2003). Eles visualizam a quantidade de medições em intervalos de valores específicos por meio de barras verticais. A altura de cada barra representa o número de valores em um intervalo, e a soma das alturas reflete o total de medições. Na análise estatística, a escolha dos intervalos do histograma requer equilíbrio, evitando a criação de muitos intervalos que possam tornar o padrão irregular ou poucos que possam obscurecer a visão geral.

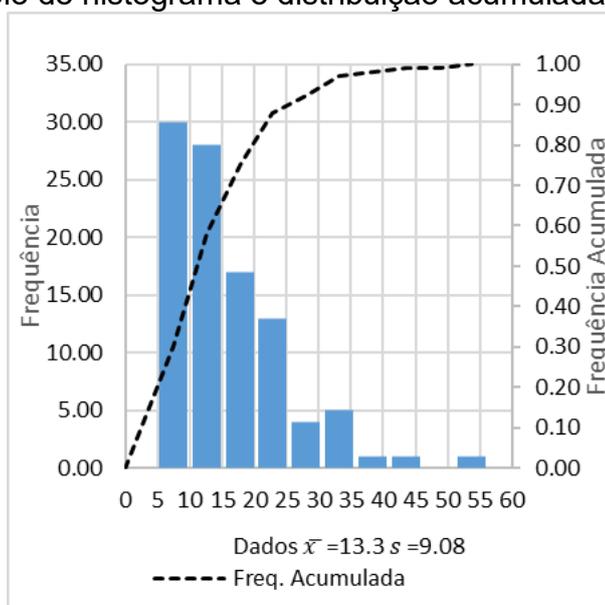
Existem dois tipos principais de histogramas:

**Histogramas Simétricos:** Esses histogramas apresentam um pico central em torno do qual os dados se distribuem simetricamente, criando uma forma semelhante a um sino. Valores que se afastam significativamente do pico são raros, e a maioria dos dados se concentra em um intervalo específico, Figura 2-1.

**Figura 2-1:** Exemplo de histograma e distribuição acumulada simétrico

(Fonte: Elaborado pelo autor)

**Histogramas Assimétricos:** Esses histogramas também possuem uma tendência central, mas diferem dos simétricos por apresentarem uma cauda longa em um dos lados. A distribuição não é simétrica em relação a um pico, mas inclinada com uma cauda estendida, Figura 2-2.

**Figura 2-2:** Exemplo de histograma e distribuição acumulada assimétrica positiva

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Na geotecnia e hidrologia, os histogramas desempenham um papel fundamental na compreensão da variação e dispersão dos dados. Histogramas

unimodais são comuns, indicando uma única tendência central, enquanto histogramas multimodais podem sugerir uma mistura heterogênea de dados de diferentes tipos de solo, regimes hidráulicos, procedimentos de construção ou locais. Eles também revelam se a variação é simétrica ou assimétrica, auxiliando os engenheiros na compreensão de se as variações em relação à tendência central são mais frequentes em um dos lados.

A análise de histogramas e distribuições cumulativas desempenha, portanto, um papel fundamental na compreensão da variabilidade e incerteza nos dados geotécnicos e hidrológicos. Isso fornece uma base sólida para decisões mais informadas e bem fundamentadas em projetos de engenharia.

### 2.1.3 Sumário Estatístico

O sumário estatístico desempenha um papel indispensável na geotecnia, especialmente quando se trata da compreensão da variabilidade e incerteza nas propriedades do solo. As estatísticas descritivas são uma ferramenta essencial para entender e quantificar essa variabilidade, permitindo que engenheiros e pesquisadores tomem decisões informadas e bem fundamentadas.

Medidas de tendência central, como média, mediana e moda, indicam onde os dados se concentram. Medidas de dispersão, como desvio padrão e variância, mostram a extensão da variação. A assimetria e a curtose revelam a forma da distribuição dos dados. Essas medidas estatísticas desempenham um papel importante na análise e interpretação de dados geotécnicos, contribuindo para uma compreensão mais profunda da variabilidade nas propriedades do solo.

#### 2.1.3.1 Medidas de tendência central

A média aritmética é a medida de tendência central mais comum, representando o valor médio de um conjunto de dados. Para uma amostra com  $n$  observações  $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ , a média aritmética ( $\bar{x}$ ) é calculada somando todas as observações e dividindo pelo número total de dados, equação (1):

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_n}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (1)$$

A **média** é um valor central fundamental em uma variável aleatória e frequentemente é usado como o valor dos parâmetros em análises determinísticas de estabilidade em projetos geotécnicos. No entanto, em abordagens probabilísticas, são necessárias informações adicionais sobre a distribuição de frequência dessas variáveis para realizar uma análise mais abrangente.

A **mediana** é uma medida estatística que divide um conjunto de dados ordenados ao meio, ou seja, 50% dos dados são menores e 50% são maiores que ela. É menos sensível a valores extremos. Para calculá-la, basta ordenar os dados e encontrar o valor do meio. Se houver um número par de dados, a mediana é a média dos dois valores centrais.

A **moda** é o valor que mais aparece em um conjunto de dados. É útil para descrições e não é afetada por valores extremos. Os dados podem não ter moda (amodal), ter duas (bimodal) ou mais (multimodal) modas se vários valores se repetirem com a mesma frequência. Em distribuições simétricas, como a normal, média, mediana e moda coincidem, mas em distribuições assimétricas, essas medidas podem ser diferentes, então a escolha depende do contexto da análise.

### 2.1.3.2 Medidas de dispersão

As medidas de dispersão são fundamentais para compreender a variabilidade dos dados em torno de um valor central numa amostra. Sendo que as principais medidas de dispersão são: o intervalo de variação, a variância e o desvio padrão.

O intervalo de variação é calculado como a diferença entre o maior e o menor valor do conjunto de dados. Sua eficácia pode ser limitada pela presença de valores extremos, que impactam significativamente essa medida.

A **variância amostral ( $s^2$ )**, relaciona os desvios em torno de uma média, representando a média aritmética dos quadrados dos desvios, ou desvio quadrático médio, e é apresentada na Equação (2):

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (2)$$

O **desvio padrão ( $s$ )** é uma medida que reflete o grau de dispersão dos dados em relação ao valor central. É calculado a partir da variância amostral e representa a raiz quadrada desta, conforme a Equação (3)

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (3)$$

Ang e Tang (2007) introduzem o **coeficiente de variação (CV)** como uma medida significativa da dispersão relativa ao valor central. Campello et al. (2019) reforçam que o CV é uma medida adimensional que indica a variabilidade dos dados em relação à média. A fórmula pela Equação (4).

$$CV = \frac{s}{\bar{x}} \times 100 \quad (4)$$

Em geotecnia, o uso do desvio padrão e do coeficiente de variação é essencial para análises de risco e estabilidade. É importante notar que a precisão destas medidas depende do tamanho da amostra, e que para amostras grandes ( $n > 30$ ), os valores de  $s$  (amostra) e  $\sigma$  (população) tendem a ser muito próximos, conforme o Manual de Pavimentação Urbana, Controle Estatístico de ABPV apud FABRÍCIO (2006)

### 2.1.3.3 Medidas de Forma

As medidas de forma, como a assimetria (skewness) e a curtose, são fundamentais para compreender a distribuição dos dados, indo além da simples análise de tendência central e dispersão. Essas medidas descrevem a forma da distribuição dos dados, fornecendo *insights* sobre a simetria e as caudas da distribuição.

A **assimetria (Skewness)** é uma medida que indica o grau de desvio da simetria em uma distribuição de frequência. Uma distribuição simétrica terá uma assimetria de zero, enquanto distribuições assimétricas terão valores de assimetria positivos ou negativos, indicando se a cauda da distribuição é mais longa para a direita ou para a esquerda, respectivamente. A Equação (5) é utilizada para o cálculo da assimetria.

$$\text{skewness} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{x_i - \bar{x}}{s} \right)^3 \quad (5)$$

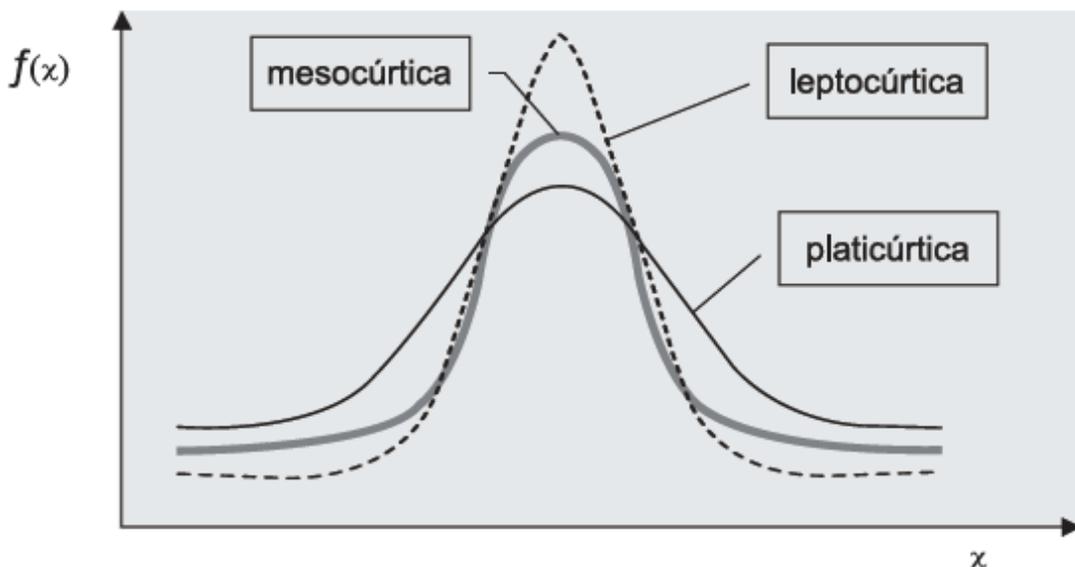
A **curtose (Kurtosis)** mede a 'pesadez' das caudas de uma distribuição em comparação com uma distribuição normal (bell-shaped). Uma distribuição com curtose

alta terá caudas mais pesadas e um pico mais agudo, enquanto uma distribuição com baixa curtose será mais plana e espalhada.

$$\text{kurtosis} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{x_i - \bar{x}}{s} \right)^4 - 3 \quad (6)$$

A subtração de 3 no final é para fazer a comparação com a distribuição normal, que tem curtose de 3. Assim, uma distribuição com curtose superior a 3 é considerada leptocúrtica (mais aguda), enquanto uma curtose inferior a 3 indica uma distribuição platicúrtica (mais achatada), Figura 2-3.

**Figura 2-3:** Categorização das distribuições de frequências com respeito à curtose



(Fonte: Naghettini e Pinto (2007))

No campo da geotecnia, compreender a assimetria e a curtose é essencial para uma interpretação precisa dos dados geotécnicos. Por exemplo, a distribuição de tamanhos de partículas de um solo pode não ser simétrica, e uma análise detalhada da assimetria e curtose pode fornecer informações valiosas sobre as características do solo que não seriam evidentes apenas considerando a média e o desvio padrão.

#### 2.1.4 Distribuição de probabilidade e Função Densidade de Probabilidade

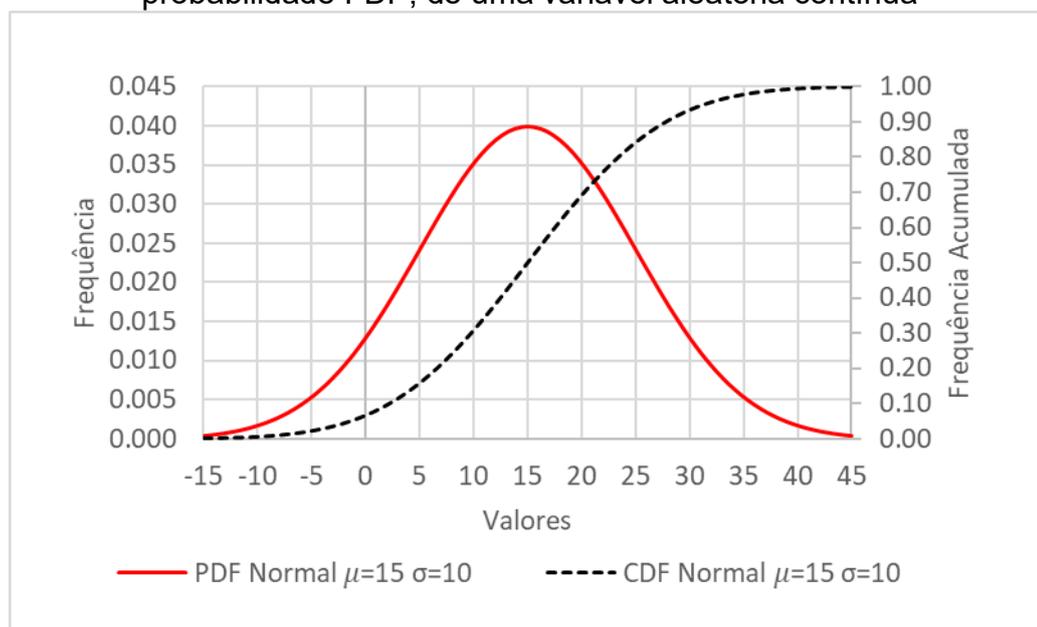
Na engenharia geotécnica, a modelagem da incerteza dos parâmetros do solo e das rochas é essencial para a análise de estabilidade e segurança. Neste contexto,

as distribuições de probabilidade desempenham um papel indispensável. Elas fornecem um modelo matemático para representar a variabilidade e a incerteza inerentes a estas propriedades naturais.

A função densidade de probabilidade, ou PDF, é uma ferramenta analítica importante nesta modelagem. Ela descreve a probabilidade de uma variável aleatória assumir valores específicos. Para variáveis contínuas, a PDF é caracterizada como uma função contínua e não negativa, cuja integral sobre todo o seu domínio é igual a 1. Esta propriedade é essencial para calcular a probabilidade de que a variável esteja dentro de um determinado intervalo.

Além da PDF, a distribuição de probabilidade cumulativa (CDF) é outra representação importante. A CDF é uma função contínua e não decrescente, cujos valores estão sempre no intervalo de 0 a 1. Esta função fornece a probabilidade acumulada de que a variável aleatória seja menor ou igual a um valor específico. A CDF é essencial para compreender a distribuição geral dos dados e para realizar comparações probabilísticas entre diferentes variáveis. Ambas as funções são representadas na Figura 2-4.

**Figura 2-4:** Função distribuição cumulativa CDF e função densidade de probabilidade FDP, de uma variável aleatória contínua

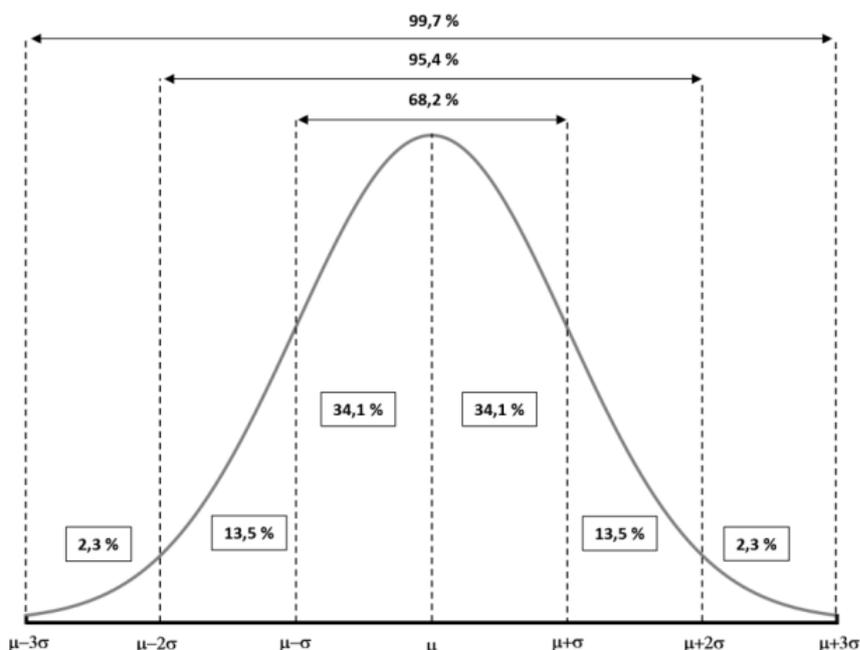


(Fonte: Elaborado pelo autor)

A distribuição normal é notável por sua simetria em torno da média ( $\mu$ ). Uma característica chave, conforme destacado por Duncan (2014) e Abramson et al.

(2002), é que cerca de 99,7% dos dados em uma distribuição normal situam-se a até três desvios padrão ( $\sigma$ ) da média, Figura 2-5. Este aspecto é fundamental na engenharia geotécnica, especialmente em análises probabilísticas, como na avaliação da estabilidade de taludes.

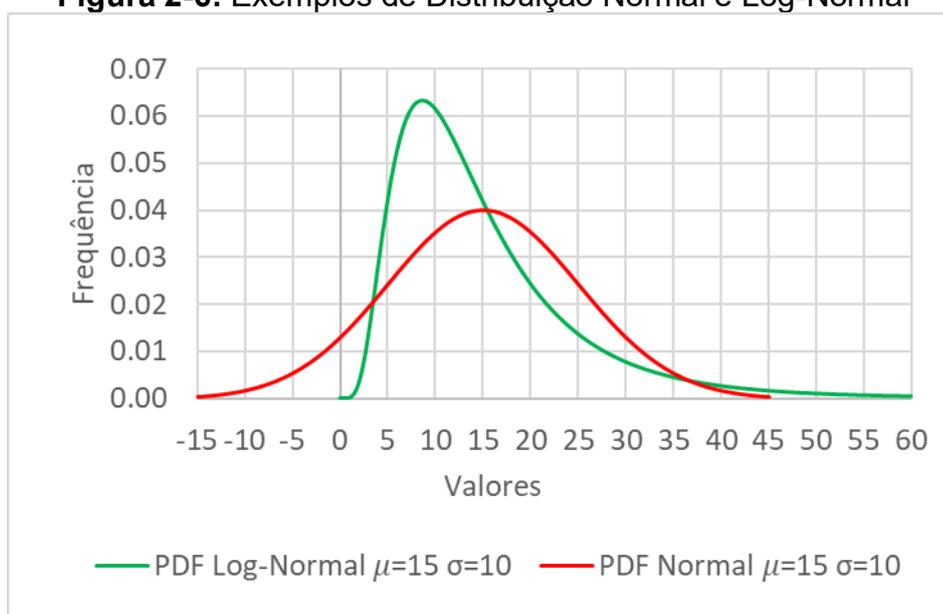
**Figura 2-5:** Percentual das áreas sob a curva da função de densidade, para diferentes intervalos de desvio padrão.



(Fonte: Silva, 2021)

A distribuição log-normal, por outro lado, é utilizada para variáveis que naturalmente não podem assumir valores negativos e tendem a uma distribuição assimétrica. Esta distribuição é uma transformação logarítmica da distribuição normal, tornando-a apropriada para a análise de dados que exibem uma assimetria positiva.

Ambas as distribuições, normal e log-normal, são vitais na engenharia geotécnica, sendo aplicadas em diversos tipos de análises probabilísticas. A Figura 2-6 ilustra estas duas distribuições com uma média  $\mu$  de 15 e um desvio padrão  $\sigma$  de 10, proporcionando uma comparação visual entre suas formas e comportamentos.

**Figura 2-6:** Exemplos de Distribuição Normal e Log-Normal

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Ang e Tang (2007) destacam a distribuição Normal (Gaussiana) como uma das mais importantes e utilizadas na teoria da probabilidade, especialmente na engenharia geotécnica. A relevância da distribuição Normal está intrinsecamente ligada ao Teorema do Limite Central, que estabelece que a soma de variáveis aleatórias independentes e identicamente distribuídas tende a uma distribuição normal. Este princípio é fundamental ao modelar fenômenos na engenharia geotécnica.

A distribuição Normal é matematicamente expressa pela Equação (7).

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (7)$$

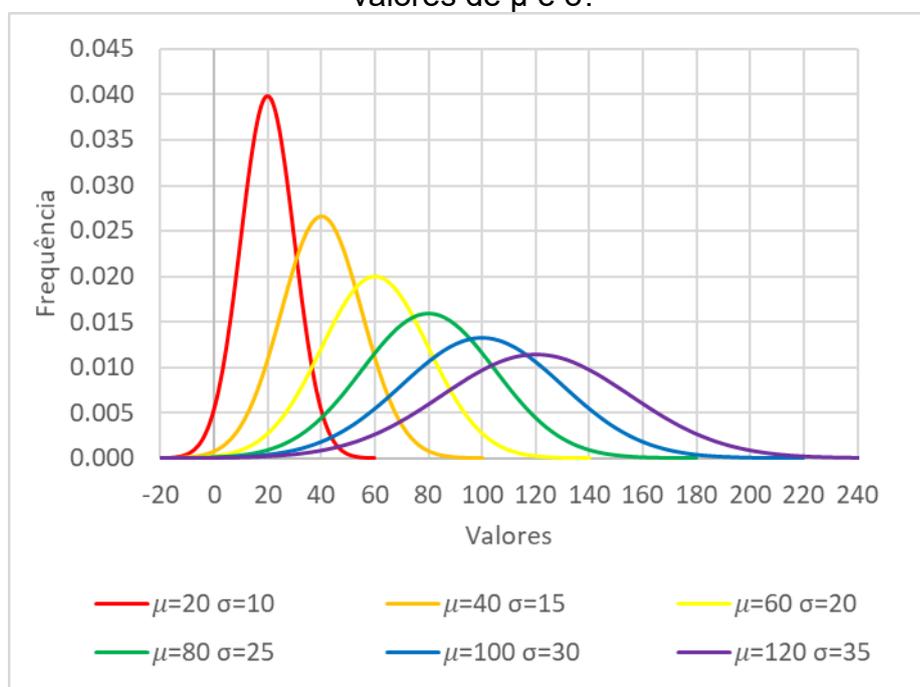
Nesta equação, a distribuição é definida por dois parâmetros principais: a média populacional ( $\mu$ ) e o desvio padrão populacional ( $\sigma$ ), ou a variância populacional ( $\sigma^2$ ). A notação  $N(\mu, \sigma)$  é usada para representar a distribuição Normal com uma média  $\mu$  e um desvio padrão  $\sigma$ .

A média ( $\mu$ ) indica o centro da distribuição. É o ponto em torno do qual os valores da variável aleatória estão simetricamente distribuídos. O desvio padrão ( $\sigma$ ) reflete a dispersão ou o espalhamento dos dados em torno da média. Quanto maior o desvio padrão, mais dispersos estão os dados.

A distribuição Normal é caracterizada por sua simetria em relação à média. Esta simetria implica que a probabilidade de desvios para cima ou para baixo da média é a mesma.

A representação gráfica da distribuição Normal exibe uma curva em forma de sino, como ilustrado na Figura 2-5. Esta figura mostra exemplos de várias distribuições normais com diferentes médias e desvios padrão, demonstrando como esses parâmetros afetam a forma e a dispersão da curva.

**Figura 2-7:** Variação de uma densidade de probabilidade normal, para vários valores de  $\mu$  e  $\sigma$ .



(Fonte: Elaborado pelo autor)

Assis et al. (2018) ressaltam a utilidade da distribuição log-normal em cenários onde a variável de interesse não pode assumir valores negativos ou apresenta uma assimetria positiva. Esta distribuição é particularmente relevante na engenharia geotécnica, onde muitos parâmetros, como propriedades do solo e da rocha, são estritamente não negativos.

A distribuição log-normal é derivada da distribuição normal através de uma transformação logarítmica. Para uma variável aleatória  $X$  que segue uma distribuição log-normal, o logaritmo natural dessa variável,  $\ln(X)$ , segue uma distribuição normal.

Para uma variável aleatória distribuída log-normal, com uma média ( $\mu$ ) e um desvio padrão ( $\sigma$ ), seu logaritmo natural  $\ln(x)$ , serão distribuídos normalmente. A

média e o desvio-padrão do  $\ln(x)$  normalmente distribuído são dadas pelas Equações (8) e (9).

$$\mu_{\ln x} = \ln\left(\frac{\mu^2}{\sqrt{\mu^2 + \sigma^2}}\right) \quad (8)$$

$$\sigma_{\ln x} = \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\mu^2}\right)} \quad (9)$$

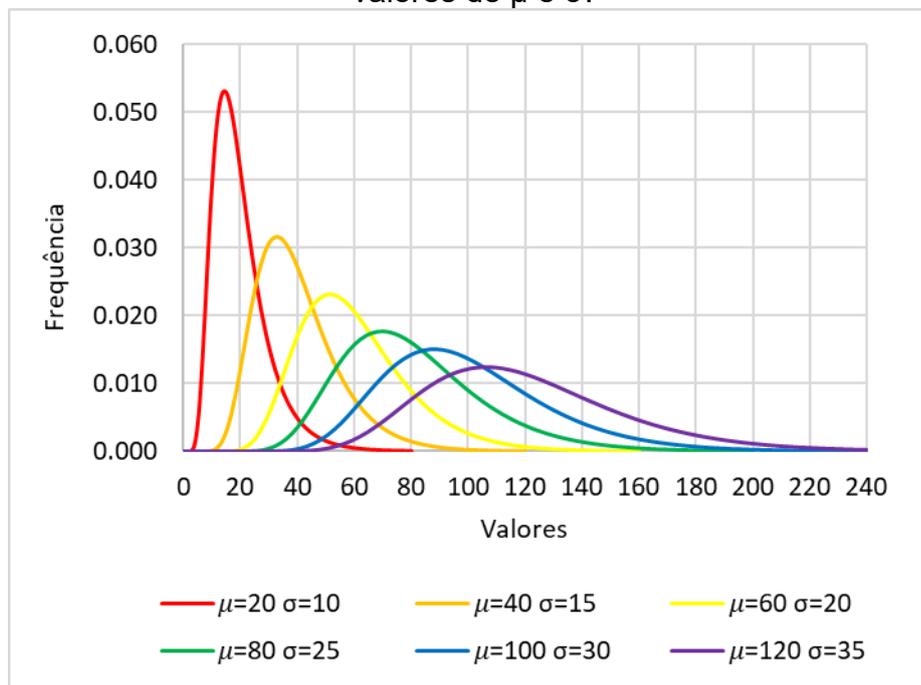
A função densidade para a distribuição Log-normal é dada por:

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_{\ln x}\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}\right)^2} \quad (10)$$

A distribuição Log-Normal possui uma média ( $\mu_{\ln x}$ ) que se refere ao centro logarítmico da distribuição, já o desvio padrão ( $\sigma_{\ln x}$ ) indica a dispersão logarítmica dos valores em torno da média.

A distribuição log-normal é caracterizada por sua assimetria, diferentemente da distribuição normal que é simétrica. Esta assimetria é particularmente útil para modelar dados que são naturalmente inclinados para valores maiores. A Figura 2-5 ilustra diversas formas de distribuições log-normais, demonstrando visualmente como a média e o desvio padrão influenciam a forma da distribuição.

**Figura 2-8:** Variação de uma densidade de probabilidade log-normal, para vários valores de  $\mu$  e  $\sigma$ .



(Fonte: Elaborado pelo autor)

### 2.1.5 Intervalo de confiança

Um aspecto chave na inferência estatística é a estimação de intervalos de confiança para parâmetros populacionais, como a média. O intervalo de confiança fornece uma faixa de valores estimados dentro dos quais o parâmetro real é esperado residir com um certo nível de confiança, geralmente expresso em termos percentuais, como 95%. A forma do intervalo de confiança depende da distribuição dos dados da amostra.

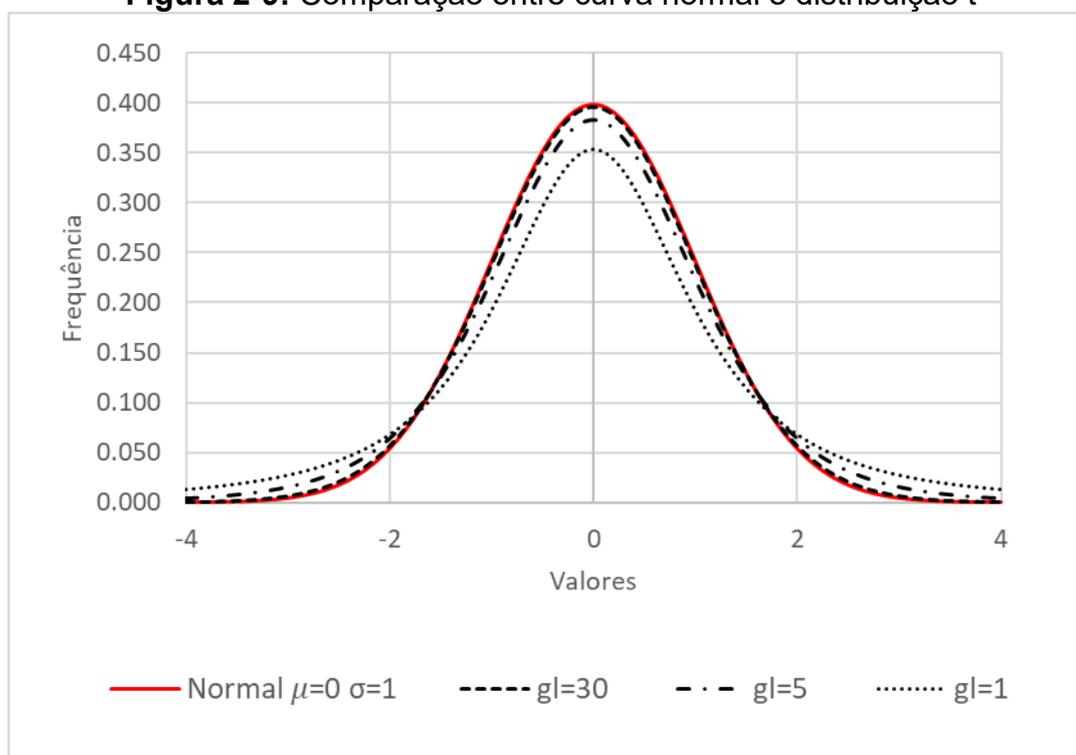
Para dados normalmente distribuídos com variância conhecida, a distribuição normal é aplicada diretamente para calcular o intervalo de confiança. A distribuição normal é simétrica em torno de sua média ( $\mu$ ) e é definida pela sua média e desvio padrão ( $\sigma$ ). Quando  $\mu=0$  e  $\sigma=1$ , ela é conhecida como a distribuição normal padrão.

No entanto, em muitas situações práticas, a variância da população não é conhecida e deve ser estimada a partir dos dados da amostra. Nesses casos, a distribuição t de Student é utilizada para calcular o intervalo de confiança. A distribuição t é semelhante à distribuição normal, mas com caudas mais pesadas, o que reflete a incerteza adicional na estimativa da variância. O grau de "peso" das

caudas é determinado pelos graus de liberdade (gl) da amostra, com menos graus de liberdade resultando em caudas mais pesadas

A Figura 2-9 demonstra que, para amostras com 30 graus de liberdade, a distribuição t se alinha estreitamente com a distribuição normal, um fenômeno também observado por Naghettini (2007), que nota a convergência da distribuição t à normal para altos graus de liberdade. Por outro lado, as distribuições com 5 e 1 grau de liberdade (gl = 5 e gl = 1) apresentam variações mais significativas. Isso evidencia que a escolha entre as distribuições é significativa, especialmente em amostras pequenas, onde a distribuição t fornece uma estimativa mais conservadora e confiável para o intervalo de confiança.

**Figura 2-9:** Comparação entre curva normal e distribuição t



(Fonte: Elaborado pelo autor)

Em termos matemáticos, para uma amostra com média e desvio padrão  $s$ , o intervalo de confiança de  $100(1-\alpha)\%$  para a média populacional  $\mu$  utilizando a distribuição t de Student é dado pela Equação (11).

$$\bar{x} \pm t_{\alpha/2, gl} \left( \frac{s}{\sqrt{n}} \right) \quad (11)$$

onde  $t_{\alpha/2,gl}$  é o valor crítico t para  $\alpha/2$  (que define a área da cauda em cada extremidade da distribuição) e gl graus de liberdade, n é o tamanho da amostra, e s é o desvio padrão da amostra.

## 2.1.6 Testes de Normalidade

O teste de normalidade é um procedimento estatístico indispensável para determinar se um conjunto de dados adere à distribuição normal, um pressuposto que muitas vezes é a base de métodos de modelagem e tomada de decisão na análise de dados geotécnicos. Existem vários testes disponíveis para essa avaliação, sendo o Shapiro-Wilk (SW), o Kolmogorov-Smirnov (KS) com a correção de Lilliefors (L) e o Anderson-Darling (AD) os mais destacados.

### 2.1.6.1 Teste de Shapiro-Wilk (KS)

O teste de Shapiro-Wilk (KS) é particularmente eficaz e robusto. É um teste de hipótese que avalia se uma amostra de dados segue uma distribuição normal ( $H_0$ ) ou não ( $H_1$ ). Um valor “p” maior ou igual a 0,05 normalmente indica que não há base suficiente para rejeitar a hipótese nula de normalidade. Este teste é preferido em amostras pequenas, variando de 4 a 30 unidades, pois, como aponta Miot (2017), minimiza a inflação do erro tipo I nessas condições.

O erro do tipo I, também conhecido como erro de primeira espécie, ocorre na estatística quando rejeitamos incorretamente a hipótese nula ( $H_0$ ) quando ela é verdadeira. Em termos práticos, é o erro de identificar um efeito ou uma diferença quando na verdade ele não existe.

A eficácia do teste de Shapiro-Wilk, especialmente em detectar desvios da normalidade devido a assimetria ou curtose, é uma das suas principais vantagens. Ele não requer a especificação dos parâmetros da distribuição normal, sendo necessário apenas que a amostra seja aleatória. A estatística de teste W, que varia entre 0 e 1, é comparada com um valor crítico tabelado para decidir sobre a rejeição da hipótese nula.

Segundo Samejima (UFBA), os valores críticos para a estatística do teste foram obtidos através de simulações de Monte Carlo por Pearson e Hartley (1972) e estão disponíveis em tabelas estatísticas de referência. Inicialmente proposto por

Shapiro e Wilk em 1965 para amostras de até 50 observações, o teste foi posteriormente ampliado por Royston em 1982 para incluir amostras de até 5000 observações.

Leotti (2005) observa que, para dados normais, os quatro critérios de teste são geralmente equivalentes, com exceção do KS, enquanto para dados não-normais, o teste de Shapiro-Wilk se mostra consistentemente superior. Esta superioridade é também reconhecida pelo NIST/SEMATECH (2013), que destacam a capacidade de decisão do teste de Shapiro-Wilk em comparação a outros testes, como o de Kolmogorov-Smirnov.

Portanto, o teste de Shapiro-Wilk é uma escolha robusta e confiável para a verificação da normalidade dos dados, principalmente em conjuntos de dados menores, oferecendo suporte substancial aos pesquisadores e engenheiros em suas análises estatísticas.

#### 2.1.6.2 Teste de Kolmogorov-Smirnov (K-S)/ Lilliefors (L)

O teste de Kolmogorov-Smirnov (K-S), conforme detalhado por Naghettini e Pinto (2007), é uma ferramenta estatística fundamental para avaliar a normalidade de uma distribuição. O teste opera sob o princípio de comparar a distribuição acumulada de uma amostra de dados com uma distribuição teórica específica, geralmente a normal.

Quando os parâmetros da distribuição teórica, como média e variância, não são conhecidos e são estimados a partir dos dados da amostra, o teste de Lilliefors (L), uma variação do teste de Kolmogorov-Smirnov proposta por Lilliefors (1967), é usado. Este ajuste no teste K-S é importante porque leva em conta a incerteza na estimativa dos parâmetros, tornando-o mais apropriado para testar a normalidade em tais condições. No contexto deste teste, são consideradas duas hipóteses: a hipótese nula ( $H_0$ ) de que os dados seguem a distribuição normal e a hipótese alternativa ( $H_1$ ) de que os dados não seguem a distribuição normal.

A decisão sobre a rejeição ou não da hipótese nula é baseada no valor  $p$  obtido no teste. Um valor “ $p$ ” menor ou igual a 0,05 é geralmente interpretado como evidência suficiente para rejeitar a hipótese nula, indicando que os dados não seguem uma distribuição normal.

### 2.1.6.3 Teste de Anderson-Darling (A-D)

O teste de Anderson-Darling (A-D) é uma alternativa refinada aos testes de aderência tradicionais, como o Qui-quadrado e o Kolmogorov-Smirnov (K-S). Este teste é particularmente útil para análises estatísticas que requerem uma avaliação mais sensível das distribuições empíricas de dados, especialmente quando comparadas com uma distribuição teórica.

A metodologia do teste A-D é semelhante à do teste K-S no sentido de que ambos utilizam uma forma de função de distância para calcular a similaridade entre a função de distribuição empírica  $S(x)$  e a distribuição teórica  $F(x)$ . No entanto, o teste de Anderson-Darling se distingue por considerar o intervalo total de valores dos dados, em vez de focar apenas no máximo desvio, como é o caso no K-S. Essa abordagem torna o teste A-D particularmente eficaz em valorizar as caudas da distribuição de frequência, oferecendo maior sensibilidade para detectar discrepâncias nas extremidades da distribuição.

O teste de Anderson-Darling é unilateral, focando na existência de uma distância quadrática geral entre a distribuição observada e a esperada. A principal vantagem desse teste é sua capacidade de identificar qualquer tipo de discrepância, e não apenas a discrepância máxima. Como Naghettini e Pinto (2007) explicam, o teste A-D é eficaz em ponderar mais fortemente as caudas das distribuições, áreas onde observações extremas podem afetar significativamente a qualidade do ajuste.

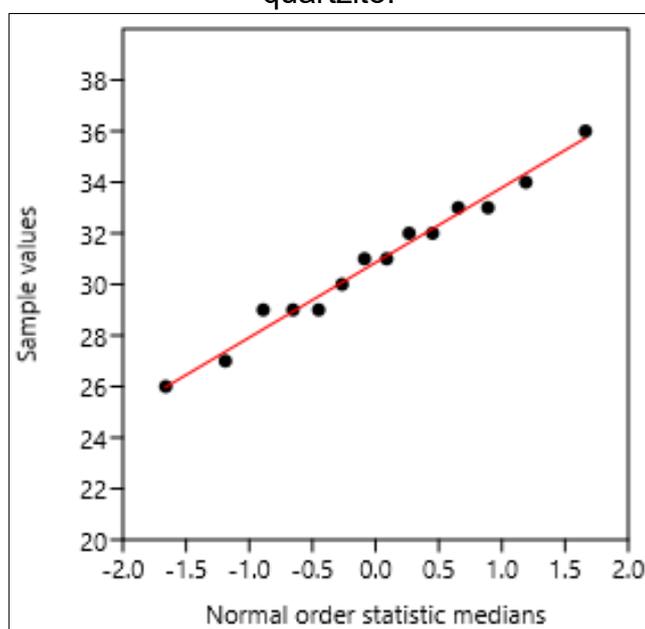
No contexto do teste de hipótese, as duas hipóteses consideradas são:  $H_0$ , que afirma que os dados seguem a distribuição teórica, e  $H_1$ , que sustenta que os dados não seguem essa distribuição. Um valor  $p$  menor ou igual a 0,05 indica evidências suficientes para rejeitar a hipótese nula.

### 2.1.6.4 Gráfico de Probabilidade Normal

No contexto de testes de normalidade em geotecnia, o gráfico de probabilidade normal se destaca como uma ferramenta gráfica eficaz para avaliar se os dados seguem uma distribuição aproximadamente normal. Esta técnica, conforme descrita por Chambers et al. (1983) e destacada no *e-Handbook of Statistical Methods* do NIST/SEMATECH (2013), envolve a comparação dos dados com uma distribuição normal teórica.

Neste gráfico, os dados são plotados de uma forma que, em condições ideais, formam uma linha reta aproximada. Os desvios desta linha indicam desvios da normalidade. No gráfico, os valores de resposta ordenados são plotados no eixo vertical, enquanto no eixo horizontal são representadas as "Medianas de Estatísticas de Ordem Normal" (*Normal Order Statistic Medians* - NORM). A Figura 2-10 apresenta um exemplo do gráfico de probabilidade normal do ângulo de atrito de solo residual de quartzito, executado no programa PAST 4.03.

**Figura 2-10:** Gráfico de Probabilidade Normal do ângulo de atrito de solo residual de quartzito.



(Fonte: Elaborado pelo autor)

A inclusão das Medianas de Estatísticas de Ordem Normal é importante, pois elas fornecem um padrão de referência teórico para comparação com os dados reais. Essas medianas são os valores medianos esperados para cada estatística de ordem em muitas amostras retiradas de uma população normal. A correspondência próxima dos dados da amostra com as medianas NORM sugeriria que a distribuição dos dados é normal.

O gráfico de probabilidade normal é especialmente valioso em geotecnia, onde muitos modelos estatísticos assumem a normalidade dos dados. Uma análise visual e objetiva usando este gráfico permite aos pesquisadores e engenheiros confirmar ou questionar essa suposição fundamental. A linha reta ajustada no gráfico serve como uma referência adicional, ajudando a avaliar o grau de aderência dos

dados à distribuição normal. Quanto mais distantes os pontos estiverem desta linha, maior será a indicação de desvios da normalidade.

Em suma, o gráfico de probabilidade normal, com a inclusão das Medianas de Estatísticas de Ordem Normal, é uma ferramenta indispensável para a análise de dados em geotecnia, oferecendo um meio claro e objetivo de verificar a suposição de normalidade, que é um pilar central em muitos modelos estatísticos aplicados no campo.

## 2.2 INCERTEZAS E VARIABILIDADES GEOTÉCNICAS

A geotecnia, como um ramo vital da engenharia civil, lida com as propriedades dos solos e rochas, fundamentais para a construção e manutenção de infraestruturas. Entretanto, uma característica marcante deste campo é a presença de incertezas e variabilidades nas propriedades dos materiais geotécnicos. Estas incertezas surgem, em parte, devido à limitação dos ensaios disponíveis para quantificar as propriedades dos solos, tanto em campo quanto em laboratório. Essa limitação não apenas dificulta a obtenção de um quadro preciso da composição e comportamento do solo, mas também levanta questões sobre a adequação dos métodos de teste e análise utilizados.

Phonn et al. (2022) destacam que, na engenharia geotécnica, o profissional lida com materiais naturais em condições que estão amplamente fora de seu controle, incluindo aspectos históricos e atuais. A complexidade do solo, relevante para o engenheiro geotécnico, varia em diferentes escalas de tempo, desde geológicas (milhões de anos) até sísmicas (segundos).

El-Ramly et al. (2003) enfatizam que a estabilidade de taludes é particularmente sujeita a incertezas, causadas por anomalias geológicas, variabilidade espacial dos parâmetros geotécnicos, escassez de dados representativos, alterações nas condições ambientais, simplificações nos cálculos e erros humanos no dimensionamento.

Uzielli et al. (2006) complementam essa visão ao observar que os solos, como produtos de processos de intemperismo físico e químico de rochas, possuem características naturalmente variáveis. Essas características são continuamente modificadas por fatores como tensões externas, alterações químicas e intervenções humanas.

Ang e Tang (1975) apontam que a complexidade estrutural dos materiais geológicos e suas descontinuidades são fundamentais para entender a variabilidade das propriedades de solos e rochas. Este entendimento é fundamental para mapear e controlar o comportamento físico das formações geológicas.

A heterogeneidade das propriedades do solo é ressaltada por Maia e Assis (2004), que observam como os depósitos naturais do solo se caracterizam por camadas distintas de diversos materiais, como argilas, siltes, areias e pedregulhos. Essas camadas possuem densidades variadas e são resultantes de misturas que afetam diretamente as propriedades do solo.

Finalmente, Phoon e Kulhawy (1999) discutem como, além da variabilidade inerente das propriedades do solo, fatores associados à realização de ensaios, como dispersão de dados e erros de medição, impactam significativamente nas estimativas das propriedades de interesse.

### **2.2.1 Fontes de incerteza**

As fontes de incerteza na engenharia geotécnica são diversas e complexas, variando desde a variabilidade das propriedades do solo até as técnicas de amostragem e ensaios. Diversos estudiosos propuseram classificações para estas fontes, cada um destacando diferentes aspectos.

Sandoval (2012, apud LACASSE e NADIM, 1996) concorda com a segmentação em três categorias, nomeando-as como incerteza aleatória, incerteza epistêmica e erro humano. Da mesma forma, Einstein e Baecher (1982) identificam três fontes principais de incertezas: variabilidade inerente, erros sistemáticos e incertezas do modelo.

Sandoval (2012, apud VANMARCKE 1977a) sugere uma divisão das fontes de incerteza em três categorias principais: a heterogeneidade natural ou variabilidade dos solos in-situ, as limitações nas informações disponíveis para a caracterização do solo, e os erros nas medições das propriedades do solo.

Phoon e Kulhawy (1999 a, 1999 b) adicionam a esta discussão, destacando a variabilidade inerente do solo, os erros de medição e a transformação de incertezas como fatores críticos.

Whitman (1984) contribui com a compreensão das incertezas na engenharia geotécnica ao classificá-las em quatro categorias: o erro estatístico devido à

insuficiente quantidade de amostras para testes; medidas tendenciosas resultantes de práticas inadequadas de manuseio e armazenamento de amostras; a variabilidade espacial inerente aos parâmetros de resistência do solo; e ruídos ou erros de medição causados por falhas no uso e calibração de equipamentos.

Tamayo (2017) detalha as fontes de incerteza na caracterização do solo, ressaltando a variabilidade intrínseca do material. Por fim, Zhang et al. (2017) definem as incertezas na perspectiva geotécnica como aleatória, relacionada à variabilidade espacial, e epistêmica, causada pela falta de conhecimento ou dados.

### 2.2.1.1 Variabilidade Espacial do Solo

A variabilidade inerente do solo é um aspecto crucial na engenharia geotécnica, representando as flutuações naturais das propriedades do solo em diferentes locais, mesmo em depósitos considerados homogêneos. Esta variabilidade é atribuída a fatores como variações mineralógicas e geológicas, bem como à história de tensões do solo, o que a torna uma das principais fontes de incerteza em análises geotécnicas.

ELRamly (2001) observa que a variabilidade espacial do solo não é um processo aleatório, mas é controlada por correlações espaciais. Um parâmetro do solo pode permanecer constante ou variar pouco em posições adjacentes, mas essa variação pode ser significativa com o aumento da distância.

Elkateb et al. (2003) destacam que as propriedades do solo não variam aleatoriamente, mas sim de maneira gradual e previsível, podendo ser quantificadas através de estruturas de correlações espaciais. A distância de autocorrelação indica até que ponto as propriedades do solo em locais próximos são dependentes.

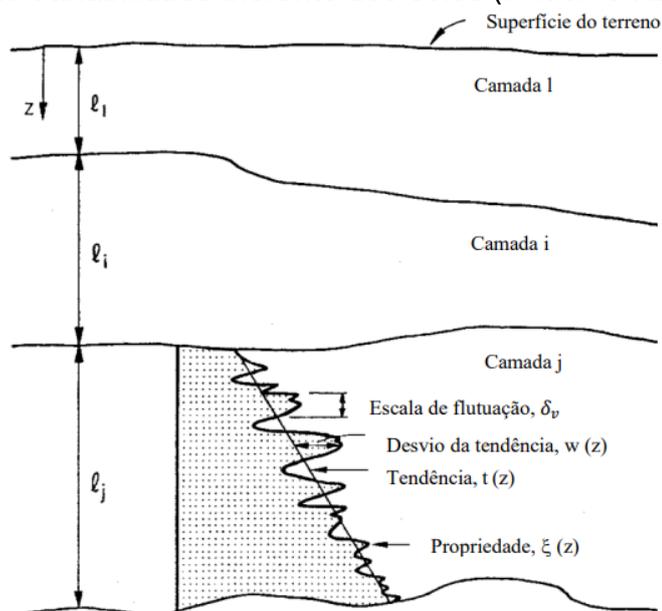
Finalmente, Flores (2008, apud LACASSE e NADIM, 1996) enfatiza que a variabilidade espacial dos solos pode ser causada por variações na composição mineralógica, história de tensões, processos físicos e mecânicos na decomposição, e condições ambientais durante sua formação, afetando as propriedades do solo tanto na direção horizontal quanto na vertical.

Esta variação espacial pode ser decomposta em uma função de tendência  $t(z)$  e uma componente de flutuação  $w(z)$ , matematicamente expressa pela Equação (12).

$$\xi(z) = t(z) + w(z) \quad (12)$$

Onde  $\xi$  representa a propriedade do solo in situ, e  $z$  a profundidade, conforme ilustrado na Figura 2-11.

**Figura 2-11:** Variabilidade inerente dos solos (Phoon e Kulhawy, 1999)



(Fonte: Adaptado de Phoon e Kulhawy, 1999)

### 2.2.1.2 Erros aleatórios e de medição.

Erros aleatórios e de medição influenciam significativamente a precisão e a confiabilidade dos resultados obtidos em testes e medições, impactando na tomada de decisões em projetos de engenharia.

Erros de medição surgem de diversas fontes, como imprecisões nos equipamentos, erros de leitura e calibração, além de interferências externas. Sandoval (2012, apud VANMARCKE 1977a) destaca a importância de considerar esses erros, especialmente aqueles originados de equipamentos de ensaio e procedimentos. Whitman (1984) também ressalta a relevância dos ruídos ou erros de medição atribuídos a falhas no manuseio, leitura e/ou calibração de equipamentos. Esses erros podem ser minimizados por meio de práticas como o aumento do número de leituras e a aplicação de tratamentos estatísticos, melhorando a qualificação da equipe e dos equipamentos, e reduzindo interferências externas.

Os erros aleatórios, por outro lado, são inerentes ao processo de medição. Eles podem ocorrer no campo ou no laboratório, devido a erros humanos ou deficiências nos aparelhos usados para determinar propriedades do solo. Zhang et al. (2017), abordam a incerteza epistêmica associada a esses erros, gerada pela falta de conhecimento completo sobre um sistema. Esta incerteza está relacionada a dados limitados ou ambíguos, erros de medição, e julgamento subjetivo. A redução deste tipo de erro envolve a obtenção de mais dados experimentais, aprimoramento dos métodos de medição e cálculo, e a utilização de modelos mais refinados.

### 2.2.1.3 Limitação de Modelos de transformação

Os modelos de transformação em engenharia geotécnica, essenciais para a representação da realidade, são limitados por natureza, pois baseiam-se em simplificações e aproximações. A escolha de um modelo adequado exige julgamento criterioso do engenheiro, dada a presença de incertezas intrínsecas. Whitman (1996) ressaltam que essas incertezas são significativas, especialmente em análises de probabilidade e confiabilidade.

A transformação de dados de campo e laboratoriais em modelos matemáticos traz incertezas decorrentes da falta de dados ou da compreensão das leis físicas, conhecidas como incertezas epistêmicas (Baecher e Christian, 2003). Tais incertezas podem ser mitigadas com a melhoria na coleta de dados e no desenvolvimento de modelos mais precisos.

Cao, Li e Wang (2017) observam, com base em trabalhos anteriores de Kulhawy e Mage (1990) e Phoon e Kulhawy (1999b), que as correlações empíricas e as relações teóricas nos modelos de transformação apresentam suas próprias incertezas. Phoon e Kulhawy (1999b) propõem que a variabilidade dos dados nos modelos de transformação pode ser examinada através de métodos probabilísticos e de regressão.

Phoon et al. (2022) enfatizam a importância de estimar corretamente os parâmetros do solo, especialmente aqueles que influenciam o comportamento das estruturas geotécnicas sob condições limites. Os modelos de correlação, embora úteis, são baseados em ajustes de curvas a partir de dados de laboratório ou de campo, o que os torna específicos para determinados casos e potencialmente inaplicáveis a novos solos ou locais. Assim, é fundamental o uso do discernimento de

engenharia ao aplicar essas correlações, especialmente porque muitas delas são desenvolvidas para estimar um parâmetro de projeto a partir de uma fonte de dados indireta e menos custosa.

A diversidade de testes e modelos de transformação, muitas vezes adaptados a materiais ou locais específicos, exige prudência na sua aplicação em diferentes contextos. Campello (2020, citando Phoon e Retief, 2016) alerta para o risco de resultados viesados ao aplicar indevidamente esses modelos a solos ou regiões diferentes, uma consideração crucial no desenvolvimento de projetos geotécnicos que priorizem a confiabilidade.

#### 2.2.1.4 Erros Sistemáticos

Erros sistemáticos em engenharia e geotecnia, como destacado por Whitman (1984), são divididos em erros estatísticos e tendenciosos, ambos críticos para a precisão e confiabilidade dos resultados dos testes. Os erros estatísticos surgem devido a um número limitado de amostras, levando a estimativas baseadas em pequenos conjuntos de dados que não refletem precisamente o valor médio real da população.

Já os erros tendenciosos são causados por medições consistentemente imprecisas devido a fatores como uso inadequado de equipamentos, métodos de teste incorretos, ou falhas humanas. Whitman enfatiza a importância de considerar esses erros na realização de ensaios de resistência do solo e medições piezométricas, entre outros. Estes erros podem resultar em análises falhas e impactar significativamente o design e a segurança das estruturas geotécnicas, ressaltando a necessidade de atenção cuidadosa dos engenheiros geotécnicos na interpretação dos dados de teste.

#### 2.2.2 Variabilidade de parâmetros geotécnicos

Na engenharia geotécnica, a determinação exata das propriedades do solo é um desafio constante. Duncan (2014) ressalta que essas propriedades são frequentemente estimadas com base em correlações ou dados limitados, complementados pelo julgamento profissional. Devido à natureza incerta, calcular desvios padrão exatos, essenciais para análises de confiabilidade, é desafiador.

Assim, valores de desvio padrão ou coeficientes de variação devem ser estimados com base na experiência e julgamento profissional quando os dados são insuficientes.

Campello (2020) aborda a discussão de Phoon e Kulhawy (1999) sobre a avaliação da variabilidade das propriedades geotécnicas. Eles enfatizam a importância de considerar de forma separada quatro aspectos: a variabilidade inerente do solo, a incerteza estatística, o erro de medição, e a incerteza de transformação. Phoon e Kulhawy propõem uma fórmula para estimar o coeficiente de variação total, que é descrita na Equação (13):

$$CV_{total}^2 = \frac{\delta}{L} CV_{esp}^2 + CV_{estat}^2 + CV_{med}^2 + CV_{transf}^2 \quad (13)$$

Na qual:  $CV_{total}^2$  é o coeficiente de variação da propriedade de projeto;

$\delta / L$  é uma estimativa da redução da variância em função da correlação espacial;  $\delta$  é a escala de flutuação da propriedade e  $L$  é a distância espacial de interesse;

$CV_{esp}^2$  é o coeficiente de variação da incerteza espacial;

$CV_{estat}^2$  é o coeficiente de variação da incerteza estatística;

$CV_{med}^2$  é o coeficiente de variação do erro de medição;

$CV_{transf}^2$  é o coeficiente de variação da incerteza de transformação.

Campello et al. (2020) apontam limitações na consideração da variabilidade total, incluindo avaliações errôneas da incerteza devido à falta de reconhecimento do efeito da dependência espacial. Contudo, Uzielli et al. (2006) explicam que é difícil avaliar separadamente as diversas fontes de incertezas, e o coeficiente de variação total é uma aproximação. Geralmente, a literatura reporta os coeficientes de variação das propriedades como "variabilidade natural" (também conhecida como espacial ou inerente), se referem à variabilidade total, que pode levar à superestimação da variabilidade natural isolada.

Campello et al. (2019) também destacam que os intervalos típicos de coeficientes de variação variam na literatura, influenciados por fatores como tipo de solo, propriedade analisada, natureza, tipo de ensaio e quantidade de amostras. Eles sublinham a importância do coeficiente de variação nas análises probabilísticas e sugerem o uso de dados disponíveis na literatura para apoiar análises, cabendo aos

engenheiros julgar se o material em estudo se alinha aos valores inferiores ou superiores das faixas de coeficiente de variação

A Tabela 2-1 compila valores de CV de diversas fontes, incluindo trabalhos de Duncan (2014), Campello et al. (2019), Sousa (2020) e Flores (2008) fornecendo um panorama abrangente da variabilidade dos dados geotécnicos. Esta tabela reflete a diversidade dos intervalos de CV, influenciada por fatores como tipo de solo, propriedades analisadas, e natureza dos ensaios.

**Tabela 2-1:** Compilação de valores de Coeficiente de Variação CV(%).

Parâmetro do Solo		CV(%)	Referência Original	Adaptado de
Ângulo de atrito efetivo	$\phi'$	2 a 13	Harr (1987), Kulhawy (1992), Duncan (2000)	Duncan (2014)
		4 a 20	Assis et al. (2011)	Sousa (2020)
		5 a 15	Phoon and Kulhawy (1999)	
Ângulo de atrito efetivo areia	$\phi'$	4 a 15	Kulhawy et al., 2000	Campello et.al (2019)
		5 a 14	Phoon & Kulhawy, 1999a	
		5 a 15	Lumb (1974), Hoeg e Murarka (1974), Singh (1971)	Flores (2008)
		5 a 11	Phoon and Kulhawy (1999)	Sousa (2020)
Ângulo de atrito efetivo areia e argila	$\phi'$	7 a 20	Phoon et al., 1995	Campello et.al (2019)
Ângulo de atrito efetivo argila	$\phi'$	10 a 50	Kulhawy et al., 2000	
Ângulo de atrito efetivo argila amarela compactada	$\phi'$	12 a 56	Lumb (1974), Singh (1971)	Flores (2008)
Ângulo de atrito efetivo argila amarela lançada	$\phi'$	8	Campello et.al (2019)	Sousa (2020)
Ângulo de atrito efetivo argila amarela lançada	$\phi'$	16		
Ângulo de atrito efetivo argila e areia	$\phi'$	4 a 50	Kulhawy et al., 2000	Campello et.al (2019)
Ângulo de atrito efetivo argila e silte	$\phi'$	10 a 50	Phoon & Kulhawy, 1999a	
Ângulo de atrito efetivo argila e silte	$\phi'$	5 a 15		
Ângulo de atrito efetivo argila variegada	$\phi'$	16	Campello et.al (2019)	Sousa (2020)
Ângulo de atrito efetivo de argilas sedimentares	$\phi'$	3 a 6	Guedes (1997)	
Ângulo de atrito efetivo de solos residuais	$\phi'$	4 a 20		
Intercepto coesivo efetivo	$c'$	20 a 80	Assis et al. (2011)	Sousa (2020)
Intercepto coesivo efetivo argila amarela compactada		40	Fredlund and Dahlman (1972)	
Intercepto coesivo efetivo argila amarela lançada		35	Campello et.al (2019)	
Intercepto coesivo efetivo argila variegada		64		
Intercepto coesivo efetivo argila variegada		66		
Intercepto coesivo efetivo de solo residual		10 a 60	Guedes (1997)	
Densidade Solos	d	5 a 10	Baecher e Christian, 2003***	Campello et.al (2019)
		3 a 7	Harr, 1987; Kulhawy, 1992	

Parâmetro do Solo		CV(%)	Referência Original	Adaptado de
Índice de vazios	e	7 a 30	Lacasse e Nadim (1996)	Sousa (2020)
Peso específico	γ	3 a 7	Harr (1987), Kulhawy (1992)	Duncan (2014)
		2 a 8	Assis et al. (2011)	Sousa (2020)
Peso específico argila		3	Uzielli et al., 2006	Campello et.al (2019)
Peso específico argila e silte		<10	Phoon e Kulhawy, 1999a	
Peso específico argilosiltoso		3	Uzielli et al., 2006	
Peso específico de solos residuais e argilas sedimentares		1 a 7	Guedes (1997)	Sousa (2020)
Peso específico granul. fina		10 a 20	Kulhawy et al., 2000	Campello et.al (2019)
Peso específico natural argila amarela compactada		5	Campello et.al (2019)	Sousa (2020)
Peso específico natural argila amarela lançada		4		
Peso específico natural argila variegada		3		
Peso específico solo		2 a 8	Sandroni e Sayão, 1992**	Campello et.al (2019)
Peso específico submerso	γ <sub>sub</sub>	0 a 10	Lacasse e Nadim (1997), Duncan (2000)	Duncan (2014)
Resistência não drenada	Su	13 a 40	Kulhawy (1992), Harr (1987), Lacasse e Nadim (1997)	
Resistência não drenada de argilas		20 a 50	Lumb (1974), Singh (1971)	Flores (2008)
		7.5 - 10	Wolff (1985)	Sousa (2020)

Phoon (2015), como citado por Campello (2020), argumenta que a adoção de um único coeficiente de variação (CV) para uma propriedade geotécnica específica não reflete a realidade, dado que esses valores variam conforme a precisão do método de investigação empregado. Este entendimento é decisivo, pois sublinha a necessidade de uma avaliação cuidadosa e contextual dos dados geotécnicos, evitando generalizações que podem levar a análises imprecisas.

A Tabela 2-2, compilada a partir de uma extensa pesquisa na literatura, ilustra os intervalos de CV para diferentes propriedades dos solos. Estes valores são indicativos da ampla gama de variabilidade que pode ser encontrada, dependendo da qualidade e da natureza dos ensaios geotécnicos realizados.

**Tabela 2-2:** Variabilidade das propriedades dos solos (Kulhawy e Phoon, 2008 apud Phoon, 2015, p.3).

Parâmetro Geotécnico	Variabilidade da Propriedade	CV (%)
Resistência ao cisalhamento não drenada	Baixa <sup>a</sup>	10 - 30
	Média <sup>b</sup>	30 - 50
	Alta <sup>c</sup>	50 - 70

Ângulo de atrito efetivo	Baixa <sup>a</sup>	5 - 10
	Média <sup>b</sup>	10 - 15
	Alta <sup>c</sup>	15 - 20
Coeficiente de empuxo	Baixa <sup>a</sup>	30 - 50
	Média <sup>b</sup>	50 - 70
	Alta <sup>c</sup>	70 - 90

Nota: (a) Típico de medições a partir de ensaios de campo ou laboratório de boa qualidade; (b) Típico de correlações indiretas com bons dados de ensaios de campo; (c) Típico de correlações indiretas com dados de SPT. (Fonte: Adaptado de Campello, 2020).

### 2.2.3 Função Densidade de Probabilidade de Dados Geotécnicos

Na geotecnia, a compreensão das propriedades do solo é fundamental e frequentemente modelada através de distribuições probabilísticas. A distribuição normal, amplamente utilizada, foi inicialmente corroborada por Lumb (1966) que aplicou o método do Chi Quadrado ( $\chi^2$ ) em dados de ensaios de cisalhamento e compressão, indicando que a resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) se ajusta a essa distribuição. Adicionalmente, Baecher e Christian (2003) identificaram que várias medidas de resistência do solo são bem representadas pela distribuição normal, e que distribuições mais flexíveis, como a Beta de quatro parâmetros, podem ser aplicadas para modelar a resistência do solo.

Por outro lado, a distribuição log-normal surge como uma alternativa significativa, especialmente em situações onde as propriedades do solo são estritamente não negativas ou quando uma distribuição assimétrica é observada. Esta preferência é suportada pela análise de Fenton (1999), que ressalta a natureza não negativa de muitas propriedades do solo, tornando a distribuição log-normal uma escolha mais apropriada. Esta observação é complementada por estudos de campo que indicam a distribuição log-normal como um melhor ajuste para certas propriedades do solo, Fredlund e Dahlman (1971), e Fenton e Griffiths (2008) também reconhecem o intercepto coesivo do solo frequentemente como log-normalmente distribuída, devido às complexas interações eletroquímicas que ocorrem no nível molecular.

Quando analisamos os parâmetros geotécnicos que não podem assumir valores negativos, como o intercepto coesivo, o ângulo de atrito, a resistência não drenada e a resistência de ponta do piezocone, a distribuição log-normal é especialmente pertinente. A Tabela 2.3 ilustrada por Uzielli et al. (2006) demonstra a

dependência do tipo de distribuição com a propriedade do solo e com o tipo de solo, seja areia ou argila. USACE (2006) também aponta para a prevalência de distribuições como a uniforme, triangular, normal e log-normal nas análises geotécnicas, enquanto Assis et al. (2018) observam que parâmetros como índice de compressibilidade, permeabilidade e intercepto coesivo muitas vezes desviam-se da normalidade, reiterando a adequação da distribuição log-normal para o intercepto coesivo.

**Tabela 2-3:** Distribuições de probabilidade típicas de parâmetros geotécnicos

<b>Propriedade do solo</b>	<b>Tipo de solo</b>	<b>Distribuição</b>
Resistência de ponta (CPT)	Areia	LN
	Argila	N/LN
Resistência ao cisalhamento não drenada	Argila (ensaio triaxiais)	LN
	Argila (índices físicos)	LN
	Silte argiloso	N
Limite de Plasticidade	Argila	N
Peso específico submerso	Todos os tipos	N
Ângulo de atrito	Areia	N
Índice de vazios e porosidade	Todos os tipos	N
Razão de pré-adensamento	Argila	N/LN

(Fonte: Uzielli et al.,2006)

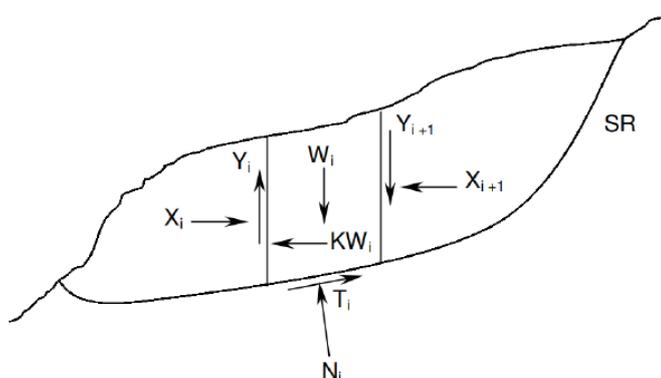
Portanto, a escolha entre distribuições normal e log-normal deve considerar a natureza das propriedades do solo e o contexto em que estão sendo aplicadas, garantindo assim a modelagem mais precisa para análises geotécnicas.

### 2.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDES

A análise de estabilidade de taludes é uma componente fundamental da engenharia geotécnica, visando garantir a estabilidade de encostas naturais e estruturas antrópicas, incluindo taludes de cava de mineração. A abordagem tradicional emprega métodos de equilíbrio limite para determinar um Fator de Segurança (FS), sendo valores iguais ou superiores a 1,5 geralmente considerados seguros. No entanto, essa abordagem enfrenta limitações, pois os dados utilizados, muitas vezes médias, podem não representar adequadamente a realidade devido às incertezas e variações na composição dos solos (El-Ramly, 2001).

Os métodos determinísticos baseiam-se em valores médios de parâmetros geotécnicos, fundamentados no princípio das tensões efetivas de Terzaghi (1936) e no critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Lambe & Whitman, 1969). O FS é definido como a razão entre a resistência ao cisalhamento disponível do solo e aquela necessária para manter o equilíbrio. (Bishop, 1955). A metodologia envolve a divisão da massa de solo em fatias verticais para calcular o FS, fundamentando-se em hipóteses como a definição clara da superfície de ruptura e a aplicação uniforme do critério de Mohr-Coulomb ao longo desta superfície, conforme ilustrado na Figura 2-12.

**Figura 2-12:** Forças atuantes em uma fatia genérica



$X_i, X_{i+1}$  – Componentes horizontais atuantes nas laterais da fatia.

$Y_i, Y_{i+1}$  – Componentes verticais atuantes nas laterais da fatia.

$W_i$  – Peso da fatia.

$T_i$  – Força tangencial atuante na base da fatia.

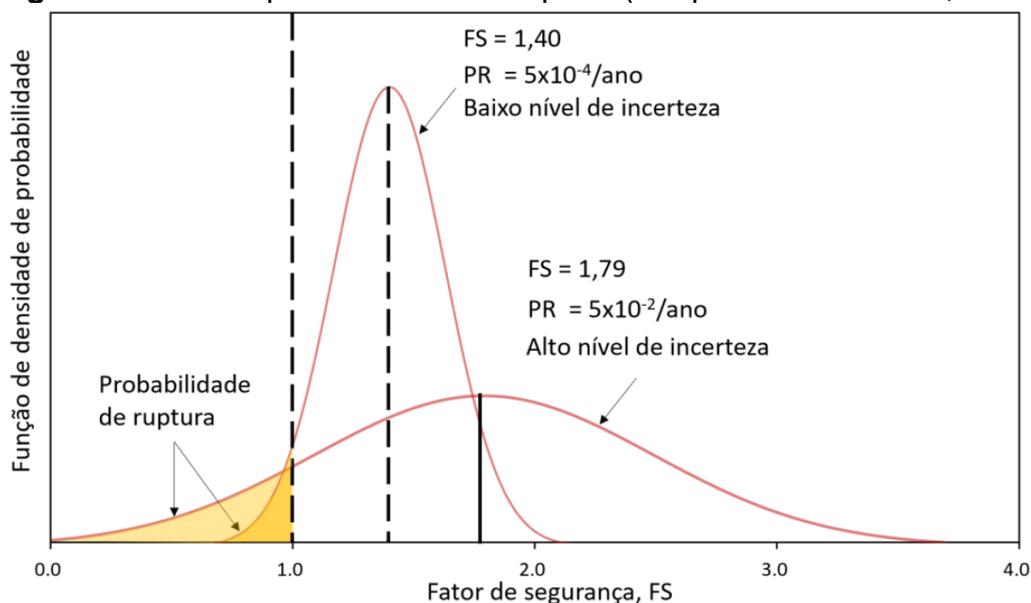
$N_i$  – Força normal atuante na base da fatia.

(Fonte: FABRÍCIO 2006)

Embora o FS seja amplamente utilizado, ele não reflete diretamente as incertezas inerentes aos projetos geotécnicos. Em contrapartida, a análise probabilística, tratando os parâmetros de entrada como variáveis aleatórias, permite uma avaliação mais abrangente e detalhada da segurança dos taludes. Esta abordagem inclui a quantificação das incertezas por meio do índice de confiabilidade  $\beta$  e da probabilidade de ruptura, como explicado por El-Ramly (2001). Lacasse (2016) ilustra na Figura 2-13 um caso onde uma estrutura offshore, inicialmente avaliada usando métodos e dados limitados, mostra uma diminuição na probabilidade de ruptura após uma reanálise com técnicas mais avançadas e informações atualizadas. Interessantemente, apesar de um fator de segurança menor ser observado na

reanálise, a probabilidade de falha resultante é inferior àquela da análise original que apresentava um fator de segurança maior.

**Figura 2-13:** FS e probabilidade de ruptura (Adaptado de Lacasse, 2016)

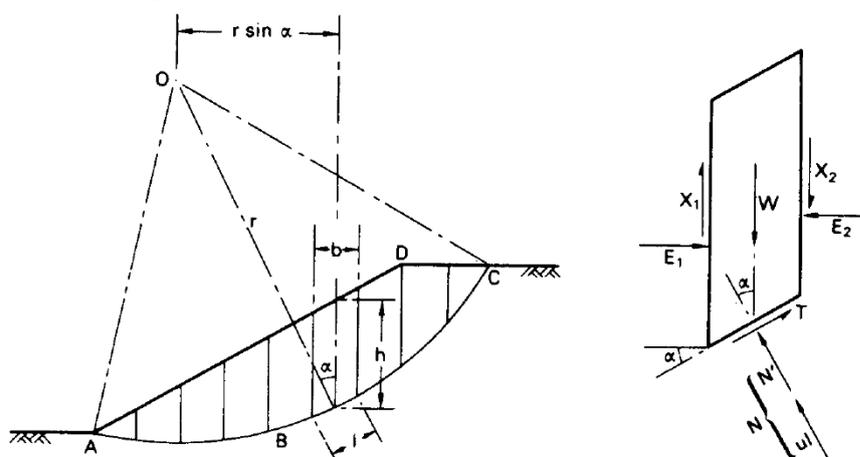


Portanto, a análise de estabilidade de taludes envolve tanto métodos determinísticos quanto probabilísticos, cada qual com suas particularidades e aplicações. Os métodos determinísticos, apesar de sua simplicidade e rapidez, falham ao não considerar incertezas significativas. Por outro lado, as análises probabilísticas oferecem insights mais profundos sobre a segurança real dos taludes, integrando incertezas e proporcionando informações valiosas para a tomada de decisões fundamentadas em projetos geotécnicos.

### 2.3.1 Métodos determinísticos

Os métodos de equilíbrio limite desempenham um papel central na avaliação do Fator de Segurança (FS) para a estabilidade de taludes. Fellenius (1936) introduziu o Método das Fatias, uma técnica pioneira onde a massa de solo é dividida em fatias verticais ao longo de uma superfície de cisalhamento potencial, com as forças e momentos atuantes em cada fatia sendo calculados para verificar o equilíbrio estático Figura 2-14.

**Figura 2-14: Método das fatias (Craig, 1974)**

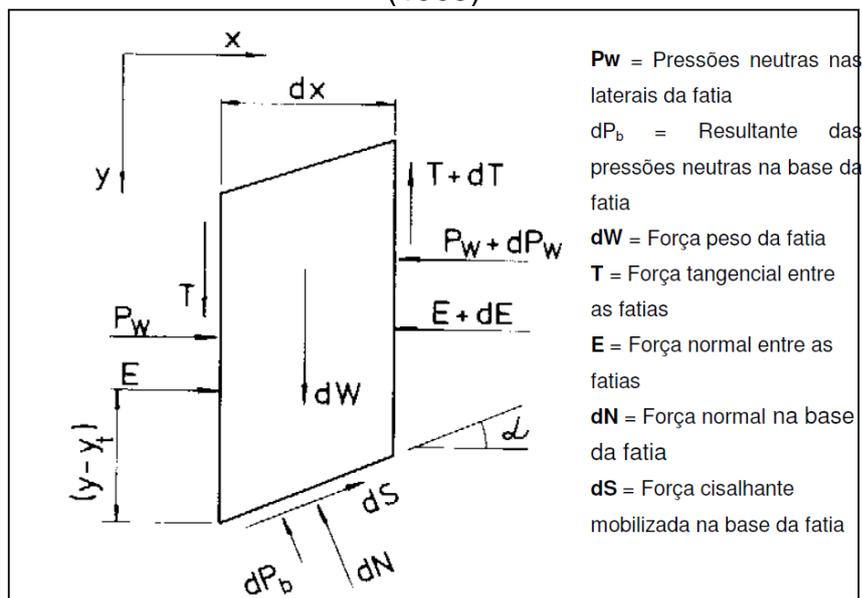


(Fonte: Craig 1974)

O Método de Bishop Simplificado (1955) é uma evolução do método de Fellenius, onde a resultante das forças horizontais entre as fatias é considerada nula na direção vertical. Este método, que inclui o equilíbrio das forças verticais, é reconhecido por sua confiabilidade e resultados comparáveis a métodos mais rigorosos.

O Método de Morgenstern e Price (1965) representa um avanço significativo na análise de estabilidade de taludes. É um método rigoroso que satisfaz todas as condições de equilíbrio e permite a análise de superfícies de ruptura circulares e não circulares. Este método requer o uso de computadores para realizar processos iterativos complexos, abrangendo equações detalhadas para forças atuantes em cada fatia, inclinações e pressões efetivas, Figura 2-15.

**Figura 2-15:** Forças atuantes em uma fatia pelo Método de Morgenstern e Price (1965)



(Fonte: FABRÍCIO 2006)

O Método de Morgenstern e Price é eficaz no cálculo do FS através da combinação e modificação das equações de equilíbrio de forças e momentos para cada fatia infinitesimal.

Além dos métodos mencionados acima, existem outras abordagens disponíveis para a análise de estabilidade de taludes, que variam conforme as condições de equilíbrio consideradas, tais como:

**Equilíbrio de momentos e forças verticais:** Fellenius (1936), Bishop Simplificado (1955) e Janbu Simplificado (1954);

**Equilíbrio de Forças Verticais e Horizontais:** Janbu Generalizado (1968), Lowe e Karafiath (1959), Corpo de Engenheiros (1970)

**Equilíbrio de Momentos e Forças Verticais e Horizontais:** Spencer (1967), Morgenstern e Price (1965), Sarma (1973), GLE (Fredlund, 1981)

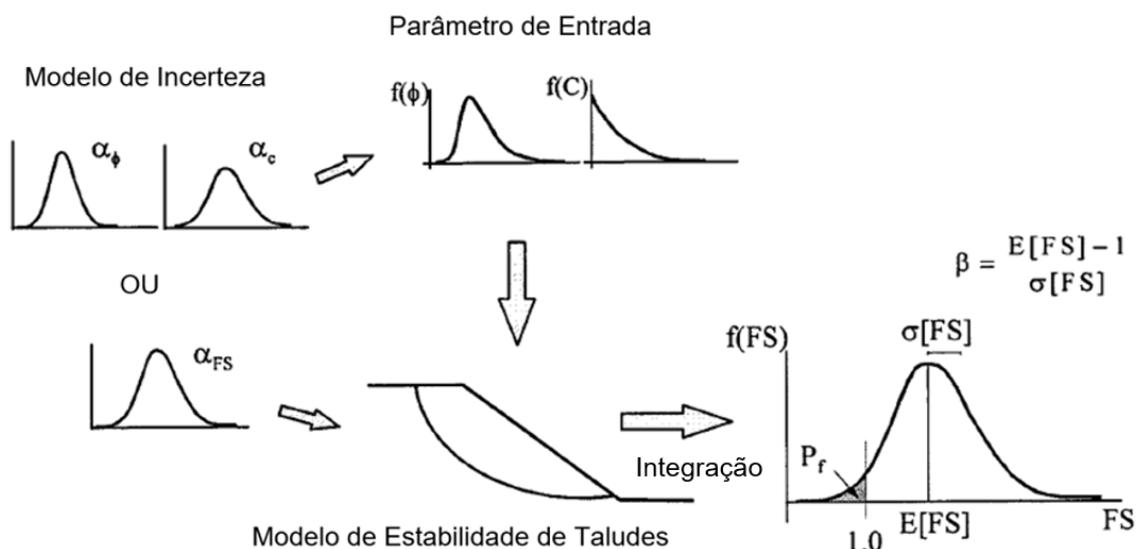
Esses métodos proporcionam uma ampla gama de opções para engenheiros e especialistas, dependendo das especificidades e requisitos de cada projeto de estabilidade de taludes.

### 2.3.2 Métodos probabilísticos

Na análise de estabilidade de taludes em engenharia geotécnica, os métodos probabilísticos oferecem um avanço significativo em relação aos métodos determinísticos tradicionais, que se baseiam em fatores de segurança. El-Ramly (2001) aponta que, apesar de compartilharem princípios básicos com métodos determinísticos, como modos de falha e equilíbrio limite, os métodos probabilísticos vão além ao incorporar de maneira quantitativa as diversas fontes de incerteza, proporcionando uma análise mais informativa do desempenho dos taludes, superando a limitação do fator de segurança como a única métrica de avaliação.

A análise probabilística, conforme ilustrada na Figura 2-16, por El-Ramly (2001), distingue-se dos métodos determinísticos ao quantificar as várias fontes de incerteza. Isso permite não apenas prever a condição mais provável de desempenho dos taludes, mas também entender sua variabilidade potencial. Dentro dessa abordagem, a probabilidade de falha ( $P_f$ ), ou probabilidade de uma performance insatisfatória, conforme definido pelo U.S. Army (1995), emerge como uma métrica essencial. Ela é descrita como a probabilidade de o valor da função de desempenho (ou fator de segurança) exceder um estado limite, comumente estabelecido como um fator de segurança igual a um. Esta perspectiva é complementada pelo índice de confiabilidade ( $\beta$ ), que SOUSA (2020) descreve como uma quantificação das incertezas associadas ao fator de segurança, convertendo-o numa medida probabilística.

**Figura 2-16:** Conceito de análise probabilística.

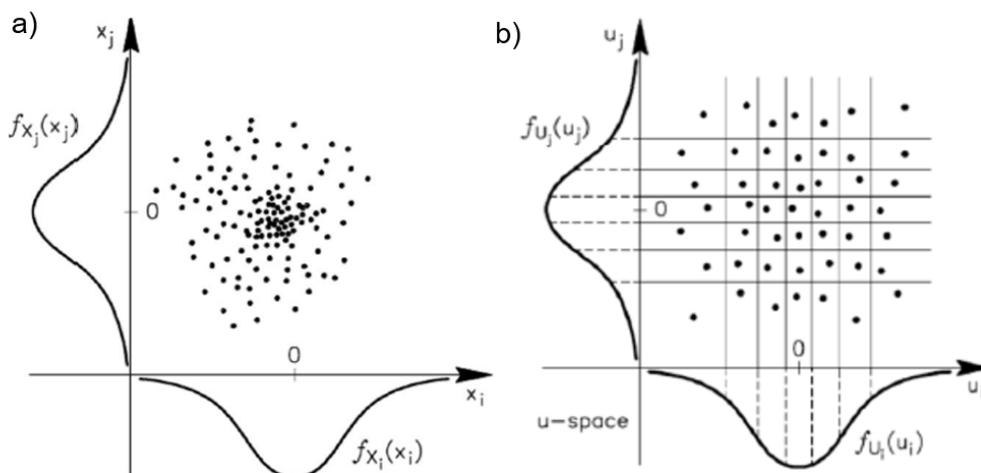


(Fonte: Adaptado de EL-RAMLY (2001))

Para as análises probabilísticas é utilizado a simulação de Monte Carlo, desenvolvida por Von Neumann e Stanislaw Ulam (Metropolis e Ulam, 1949) e explicada por Vecci (2018) e Fabrício (2006), emprega sequências de números aleatórios para gerar simulações numéricas. Este método utiliza um gerador de números pseudoaleatórios para selecionar valores aleatórios para cada variável de entrada, baseando-se em suas distribuições de probabilidade. Como El-Ramly (2001) destaca, após um extenso número de iterações, uma distribuição estatística do fator de segurança é construída, permitindo uma estimativa mais precisa da probabilidade de falha. Silva (2021) ressalta que o número de amostras em análises pelo método de Monte Carlo é essencial, onde um maior número delas aprimora a exatidão da análise.

A amostragem por Hipercubo Latino, introduzida por McKay et al. (1979) e discutida por Silva (2021), é uma resposta à ineficiência do método de Monte Carlo com amostragem puramente aleatória. Este método aplica o princípio da amostragem estratificada, segmentando o espaço amostral em segmentos de igual probabilidade, e realizando amostragens em cada segmento, Figura 2-17. A abordagem visa uniformizar a distribuição de eventos, superando as limitações da amostragem puramente aleatória.

**Figura 2-17:** a) Nuvem de pontos gerada pela distribuição puramente aleatória de pontos. b) Amostragem estratificada (Hurtado e Barbat, 1998)



(Fonte: SILVA (2021))

Os métodos probabilísticos, como ressaltado por FLORES (2008), baseiam-se em princípios dos métodos determinísticos, mas com a vantagem adicional de quantificar incertezas. Na geotecnia, eles permitem a análise de variáveis como a geometria do talude, propriedades do solo e cargas atuantes, incorporando suas distribuições de probabilidade na estimativa do fator de segurança. A análise probabilística, portanto, oferece uma visão mais completa e realista da estabilidade de taludes.

### 2.3.2.1 Índice de Confiabilidade e Probabilidade de ruptura

Na engenharia geotécnica, especialmente no estudo de taludes, o conceito de confiabilidade é fundamental para garantir a segurança e a estabilidade das estruturas. Harr (1987) define confiabilidade como a probabilidade de um sistema desempenhar suas funções adequadamente durante um período específico, sob condições predeterminadas. Esta definição, quando aplicada ao contexto de estabilidade de taludes, sugere que a confiabilidade de um talude é a probabilidade de ele se manter estável sob as condições consideradas no projeto. Conforme explicado por Duncan et al. (2014), essas condições podem incluir diversos fatores, como o estágio final da construção, a presença de fluxo permanente, ocorrências de rebaixamento rápido e a incidência de sismos.

Flores (2008) acrescenta que a análise probabilística, em geral, concentra-se na obtenção do índice de confiabilidade, simbolizado por  $\beta$ . Este índice é indispensável para quantificar a probabilidade de ruptura de um talude. Através desse índice, é possível mensurar de forma mais precisa e técnica as chances de falha ou instabilidade em taludes, considerando as variáveis e incertezas inerentes a cada projeto específico.

O índice de confiabilidade, simbolizado por  $\beta$ , é uma métrica fundamental na avaliação da estabilidade de taludes na engenharia geotécnica. USACE (2006) define o índice de confiabilidade como uma medida da distância entre o valor esperado do Fator de Segurança (FS) e o desempenho insatisfatório. Essencialmente, o valor de  $\beta$  indica o grau de confiabilidade de um talude: um valor mais alto de  $\beta$  sugere maior confiabilidade, enquanto um valor mais baixo indica uma proximidade maior com um desempenho insatisfatório.

De acordo com Sousa (2020), o índice de confiabilidade, também conhecido como *Second moment reliability index* (RI), é considerado por Hasofer e Lind (1974) como o parâmetro mais representativo para abordagens de segurança, superando o uso do fator de segurança convencional em projetos de engenharia. Este índice proporciona uma visão mais detalhada das incertezas e riscos associados, oferecendo uma base mais robusta para decisões de projeto e análise de risco.

Silva (2021) detalha ainda mais a aplicação e interpretação do índice de confiabilidade. O índice  $\beta$  é definido como o número de desvios padrão entre a condição de ruptura ( $FS = 1$ ) e a média da distribuição dos fatores de segurança ( $FS_m$ ). Esta definição permite uma classificação clara do nível de segurança:

Se  $\beta > 1$ , o fator de segurança médio situa-se mais de um desvio padrão acima da condição de ruptura.

Se  $\beta = 0$ , o fator de segurança médio é igual ao fator de segurança na condição de ruptura ( $FS_m = 1,0$ ).

Se  $\beta < 0$ , o fator de segurança médio é menor do que 1,0, indicando um risco aumentado de instabilidade.

As equações para calcular o índice de confiabilidade são fundamentais nesta análise. Para uma distribuição normal dos fatores de segurança:

$$\beta_N = \frac{FS_m - 1,0}{\sigma} \quad (14)$$

Onde  $FS_m$  é o valor médio do fator de segurança na distribuição dos valores de FS, e  $\sigma$  é o desvio padrão. Quando a distribuição de FS é log-normal:

$$\beta_{LN} = \frac{\ln\left(\frac{FS_m}{\sqrt{1 + CV^2}}\right)}{\sqrt{\ln(1 + CV^2)}} \quad (15)$$

Onde,  $FS_m$  é o valor médio do fator de segurança da distribuição de valores de FS e  $CV$  o coeficiente de variação.

Sousa (2020) destaca que, ao assumir que as variáveis de resistência e solitação de um sistema sejam normalmente distribuídas, a distribuição de probabilidade para o Fator de Segurança (FS) também tende a seguir uma distribuição normal. Esta suposição permite uma correlação direta entre o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e a probabilidade de ruptura. Assim, o entendimento aprofundado da distribuição de probabilidades para o FS é fundamental para determinar a probabilidade de falha por meio do índice de confiabilidade.

Cheng e Dongliang (2020) apontam que o índice de confiabilidade  $\beta$  diminui à medida que o coeficiente de variação dos parâmetros de resistência  $c'$  e  $\phi$  aumenta. Quando o coeficiente de variação permanece constante, o índice de confiabilidade  $\beta$  relativo ao intercepto coesivo  $c$  é mais elevado que o correspondente ao ângulo de atrito interno. Entretanto, com o acréscimo no coeficiente de variação  $\beta$ , a variação no índice de confiabilidade para o intercepto coesivo  $c$  é menos intensa em comparação com a do ângulo de atrito interno  $\phi$ .

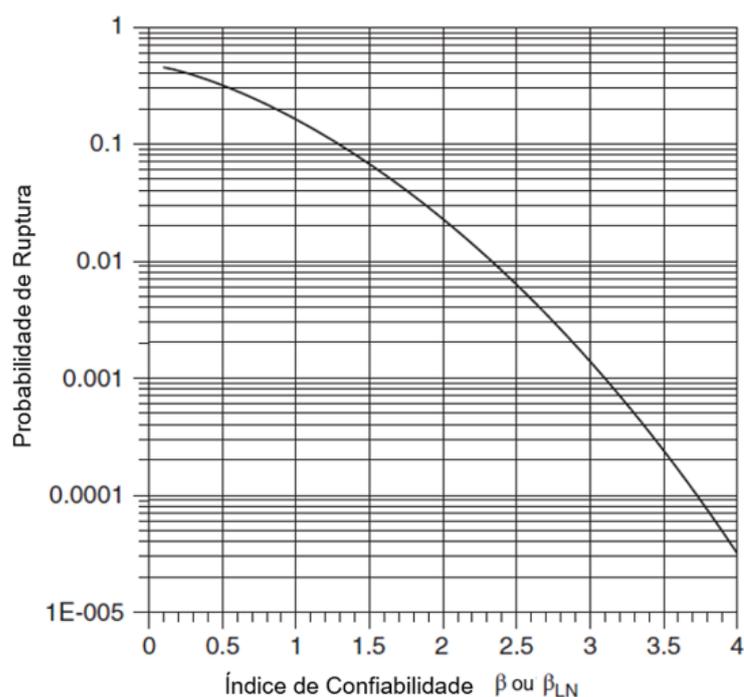
Silva (2021), baseando-se em Duncan et al. (2014), ressalta que a avaliação da estabilidade de taludes através da probabilidade de ruptura é uma metodologia eficaz para avaliar os efeitos combinados das incertezas. Ela permite distinguir entre casos onde o impacto dessas incertezas é particularmente alto ou baixo. A probabilidade de ruptura, portanto, é uma função direta do índice de confiabilidade, conforme expresso pela Equação (16).

$$PR = 1 - \Phi\beta \quad (16)$$

onde  $\Phi$  denota a distribuição gaussiana padrão.

Duncan (2014) contribui com um ábaco que ilustra a relação entre o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e a probabilidade de falha ( $P_f$ ) para uma distribuição normal. Esta ferramenta visual, representada na Figura 2-18, oferece uma maneira prática de estimar a  $P_f$  a partir de um valor conhecido de  $\beta$ .

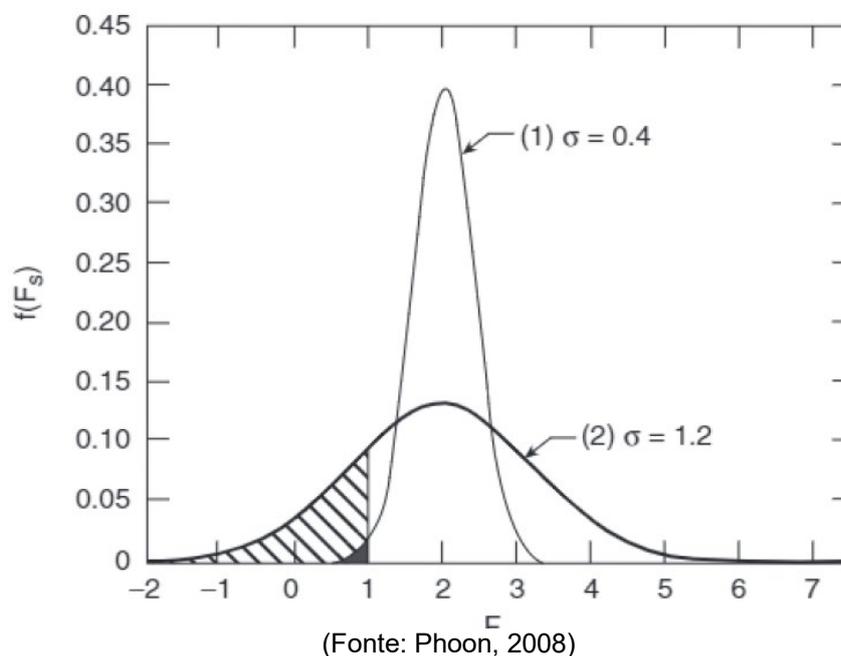
**Figura 2-18:** Variação de  $P_f$  com  $\beta$ .



(Fonte: Adaptado de Duncan, 2014)

Sousa (2020), citando Phoon (2008), aborda uma análise comparativa interessante entre os valores do Fator de Segurança (FS) e o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) em relação à probabilidade de falha ( $P_f$ ). A compreensão da probabilidade de falha é crucial, pois ela se refere à área sob a curva de densidade de probabilidade do FS onde os valores são inferiores a 1,0. Essa análise é representada graficamente na Figura 2-19.

**Figura 2-19:** Distribuição de probabilidade do Fator de Segurança para FS iguais.



Esta análise sugere que, mesmo com fatores de segurança médios semelhantes, a segurança real de uma estrutura geotécnica pode variar significativamente. Assim, a dependência exclusiva de FS convencionais em projetos de engenharia geotécnica pode levar a uma falsa sensação de segurança. Portanto, é essencial considerar tanto o índice de confiabilidade quanto o desvio padrão do FS na avaliação da estabilidade de taludes e outras estruturas geotécnicas.

Flores (2008) aborda uma questão fundamental na avaliação de risco em engenharia geotécnica: a determinação da aceitabilidade da probabilidade de ruptura. Para avaliar essa aceitabilidade, é fundamental considerar três perguntas inter-relacionadas:

- Será a probabilidade de ruptura calculada aceitável?
- Quais são os intervalos de probabilidade aceitáveis para um determinado problema?
- Qual é o risco que pode ser admitido?

Sendo que risco é definido como:

Risco = Probabilidade x Consequência

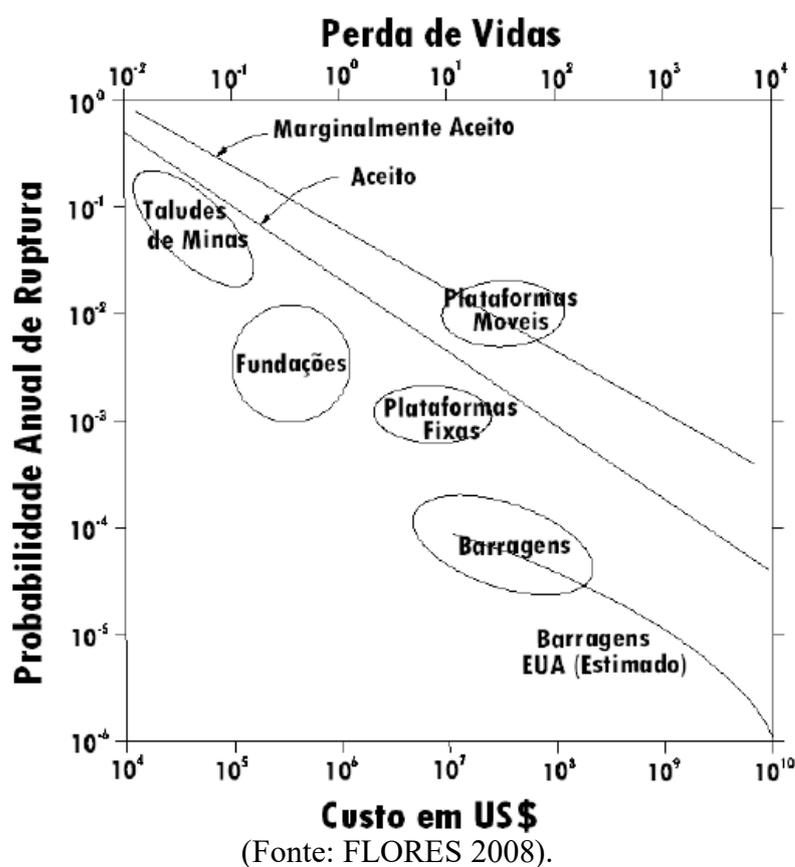
Esta equação estabelece que o risco é uma função direta da probabilidade de ocorrência de um evento (neste caso, a ruptura) e das consequências decorrentes desse evento. Assim, a probabilidade de ruptura admissível deve ser avaliada com

base no nível de risco que se está disposto a aceitar e nas consequências potenciais associadas.

Flores (2008) destaca que diversos autores e instituições desenvolveram gráficos de gerenciamento de risco, conhecidos como "*F-N Charts*", que correlacionam a probabilidade de ruptura com as consequências esperadas, como perdas humanas, danos a construções e prejuízos financeiros. Esses gráficos são ferramentas essenciais para estabelecer limites de probabilidade de ruptura baseados no tipo de estrutura e no nível de risco aceitável.

Baecher (1982b), conforme apresentado na Figura 2-20, ilustra diferentes probabilidades de ruptura admissíveis em função do tipo de estrutura. Por exemplo, para taludes de minas uma probabilidade de ruptura de  $10^{-1}$  pode ser considerada aceitável e recomendável.

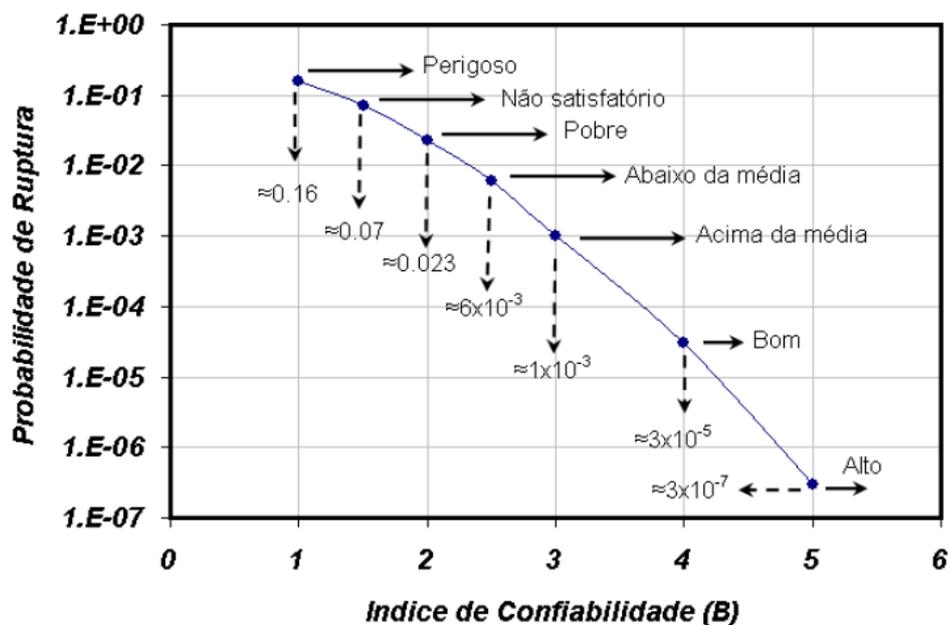
**Figura 2-20: Probabilidades de ruptura admissíveis, Baecher (1982b).**



Além disso, o "US Army Corps of Engineers (1995)" propõe valores de probabilidade de ruptura de  $3 \times 10^{-5}$  como níveis aceitáveis de desempenho para

taludes. A Figura 2-21 demonstra os diferentes níveis de probabilidade de ruptura propostos.

**Figura 2-21:** Probabilidades de ruptura, US Army Corps of Engineers (1995).



(Fonte: FLORES 2008).

Vecci (2018) aborda as considerações de El-Ramly (2001) sobre o uso indiscriminado de gráficos e valores padrões de probabilidade de ruptura ( $Pr$ ) sugeridos na literatura. El-Ramly argumenta que a aplicação desses valores sem considerar as condições específicas de cada obra geotécnica pode ser inadequada. Fatores como geometria, instrumentação, fonte de dados, variabilidade do solo, profundidade de investigação e procedimentos de execução de projeto são cruciais e variam significativamente entre os projetos. Além disso, El-Ramly observa que os valores de  $Pr$  frequentemente sugeridos na literatura tendem a ser conservadores. Por exemplo, um  $Pr$  de  $2,0 \times 10^{-1}$  equivalente a um  $\beta$  2,0 pode ser considerado um limite satisfatório para taludes, embora não seja uma referência definitiva

USACE (2006): Valores calculados de  $\beta$  maiores do que três representam um talude estável, enquanto valores de  $\beta$  menores que 2 representam um talude com desempenho deficiente. Valores de  $\beta$  inferiores a 1,5 representam desempenho insatisfatório.

Flores (2008) menciona que Sandroni e Sayão (1992), após realizarem retro análises em taludes estáveis e rompidos de mineração de ferro, concluem que uma probabilidade de ruptura de  $2,3 \times 10^{-2}$  é um valor mínimo aceitável para projetos.

Dell'Avanzi e Sayão (1998), citados por Vecci (2018), fornecem uma tabela com intervalos de valores para  $\beta$  e  $Pr$  em diferentes tipos de obras geotécnicas. Estes valores oferecem um guia útil, porém não são normativos nem absolutos, servindo como uma base para tomadas de decisão em projetos específicos.

**Tabela 2-4:** Valores típicos de  $\beta$  e  $Pr$  (Dell'Avanzi e Sayao, 1998).

<b>Caso</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b><math>Pr</math></b>
Fundações	2,3 a 3,0	$10^{-2}$ a $10^{-3}$
Taludes de Mineração	1,0 a 2,3	$10^{-1}$ a $10^{-2}$
Barragens	3,5 a 5,0	$10^{-3}$ a $10^{-5}$
Estruturas de Contenção	2,0 a 3,0	$10^{-2}$ a $10^{-3}$

(Fonte: VECCI (2018).)

## 2.4 FATOR DE SEGURANÇA ADMISSÍVEL

De acordo com Sousa (2020), o conceito do uso de um fator de segurança em análises geotécnicas foi primeiramente introduzido no século XVIII, conforme destacado por Belidor (1729) e Coulomb (1773). Eles propuseram a utilização de um valor de 1,25 como fator de segurança para evitar o tombamento de estruturas de contenção submetidas a forças de empuxo do solo. Posteriormente, Krey (1926) sugeriu um valor de 1,50 para a estabilidade de encostas e muros de contenção, recomendando valores entre 2,0 e 3,0 para a capacidade de carga em fundações.

A norma NBR 13028 (ABNT, 2017) estabelece uma série de fatores de segurança globais, adaptados especificamente para garantir a estabilidade de taludes em barragens. Esses fatores são ajustáveis, dependendo da fase de operação ou das exigências específicas enfrentadas. Na condução de operações normais, é recomendado um fator de segurança mínimo de 1,5. Este valor é calculado considerando a possibilidade de variações em elementos críticos, como a resistência dos materiais utilizados, as condições atuais e os esforços aplicados.

No campo da engenharia geotécnica, a estabilidade e segurança de taludes e encostas representam aspectos fundamentais, particularmente em zonas propensas a deslizamentos e rupturas. Para assegurar uma efetiva minimização de riscos, é imprescindível realizar uma avaliação detalhada dos potenciais perigos e das possíveis consequências de deslizamentos. Essa avaliação abrangente deve levar em

conta não somente as propriedades físicas do talude, mas também os impactos possíveis sobre pessoas, propriedades e o meio ambiente. A norma NBR 11.682 da ABNT (2009) oferece uma estrutura para essa análise, através de uma matriz de fatores de segurança que guia a avaliação da estabilidade de taludes e encostas em diferentes situações.

Para efetivamente garantir a segurança e reduzir os riscos associados a rupturas de taludes e encostas, é crucial realizar uma avaliação dos elementos em potencial risco e entender as implicações de eventuais deslizamentos. Assim, o projeto e a estabilização de taludes e encostas devem ser conduzidos com base nos fatores de segurança estabelecidos por normas ou embasado em referências bibliográficas com pela NBR 11.682 (ABNT, 2009). Essa norma direciona a avaliação do nível de segurança, tanto em termos de riscos à vida humana quanto de danos materiais e ambientais, conforme especificado na Tabela 2-5 e na Tabela 2-6 da mesma normativa.

**Tabela 2-5:** Nível de segurança contra a perda de vidas humanas (ABNT, 2009)

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

**Tabela 2-6:** Nível de segurança contra danos materiais e ambientais (ABNT, 2009)

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Após a definição dos níveis de segurança com base nos critérios estabelecidos para a proteção contra perda de vidas humanas e danos materiais e ambientais, a matriz fornecida no Tabela 2-7 da NBR 11.682 (ABNT, 2009) especifica os fatores de segurança mínimos necessários para a estabilidade de taludes. Esta matriz é uma ferramenta crucial para orientar profissionais da engenharia geotécnica na determinação dos valores adequados do fator de segurança, assegurando que os taludes sejam projetados e mantidos de forma segura e eficaz.

**Tabela 2-7:** Matriz de fatores de segurança prescritos para estabilidade de taludes (ABNT, 2009)

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Contudo para taludes de mineração, não há norma específica que preveja fatores de segurança aceitáveis, porém existem referências bibliográficas que tratam sobre o tema. Priest e Brown (1983) propõem os fatores de segurança indicados na Tabela 2-8, conforme a consequência de eventuais rupturas dos taludes avaliados, sendo de no mínimo 1,30 para bancadas ou taludes pequenos. Já Wesseloo e Read

(2009) sugerem valores de fatores de segurança mínimos mais baixos para escala de bancadas, independentemente da consequência, conforme pode ser observado na Tabela 2-9, além de valores para inter-rampa, estabilidade global e probabilidades de ruptura máximas considerando análises de estabilidade probabilística.

**Tabela 2-8:** Fatores de segurança em cavas conforme a consequência da ruptura (adaptado de PRIEST e BROWN, 1983)

Consequência da ruptura	Exemplos	FS
	Bancadas individuais; taludes pequenos	
Não séria	(<50 m), temporários, não adjacentes a estradas de mineração	>1,30
Moderadamente séria	Qualquer talude de natureza permanente ou semipermanente	>1,60
Muito séria	Taludes de médio porte (50 - 100 m) e altos (<150 m) onde há estradas de mineração ou subjacentes a instalações permanentes da mina	>2,00

**Tabela 2-9:** Fatores de segurança mínimos em função da escala do talude e consequência de falha (adaptado de WESSELOO e READ, 2009)

Escala do talude	Consequência da ruptura	FS	
		Determinístico	Pr. Máx (%)
Bancada	Baixa-Alta	1,10	25-50
	Baixa	1,15 - 1,20	25
	Média	1,20	20
Inter-Rampa	Alta	1,20 - 1,30	10
	Baixa	1,20 - 1,30	15-20
	Média	1,30	5-10
Global	Alta	1,30 - 1,50	≤5

## 2.5 CONTEXTUALIZAÇÃO GEOLÓGICA

O Quadrilátero Ferrífero, localizado na borda meridional do Cráton do São Francisco, em Minas Gerais, Brasil, é uma das mais antigas e geologicamente complexas formações do país. A região é conhecida por seu rico histórico de eventos geológicos, incluindo múltiplas fases de deformação e atividade tectônica.

A formação geológica do Quadrilátero Ferrífero abrange uma vasta extensão de tempo, com algumas das suas rochas mais antigas datando do período Arqueano, o que indica uma idade de aproximadamente 2,5 a 3 bilhões de anos. Durante esse longo período, a região foi sujeita a vários eventos geológicos significativos, incluindo orogenias (formação de montanhas) e atividades vulcânicas, que contribuíram para a rica diversidade mineralógica encontrada hoje.

Essa complexidade geológica tem implicações diretas para a engenharia civil e a mineração, influenciando na estabilidade dos terrenos, na disponibilidade de recursos minerais e nas estratégias de exploração e construção na área. A compreensão da história geológica do Quadrilátero Ferrífero é, portanto, essencial para o planejamento e a execução de projetos de infraestrutura e exploração mineral na região.

### 2.5.1 Estratigrafia do Quadrilátero Ferrífero

O Quadrilátero Ferrífero (QFe), uma região geologicamente diversa e rica, é composto por várias unidades litoestratigráficas que se estendem desde o período Arqueano até o Cenozoico, conforme descrito por Endo et al. (2020). A Figura 2-22 apresenta a Distribuição das unidades morfotectônicas do Quadrilátero Ferrífero. Entre essas unidades, destacam-se:

**Complexos Metamórficos:** Estes complexos incluem uma variedade de rochas como gnaisses (bandados ou não), migmatitos, granitoides, anfibolitos e corpos máficos/ultramáficos, representando as formações geológicas mais antigas da região.

**Supergrupo Rio das Velhas:** Constituído principalmente por rochas metassedimentares, tanto clásticas quanto químicas, além de rochas metavulcânicas, que variam em composição desde félsicas até ultramáficas.

**Supergrupo Minas:** Este grupo é formado por rochas metassedimentares, abrangendo tanto as clásticas quanto as químicas, e é conhecido por sua importância na história da mineração de ferro e ouro na região.

**Supergrupo Estrada Real:** Similar ao Supergrupo Minas, é composto por rochas metassedimentares e metavulcânicas, variando de félsicas a ultramáficas.

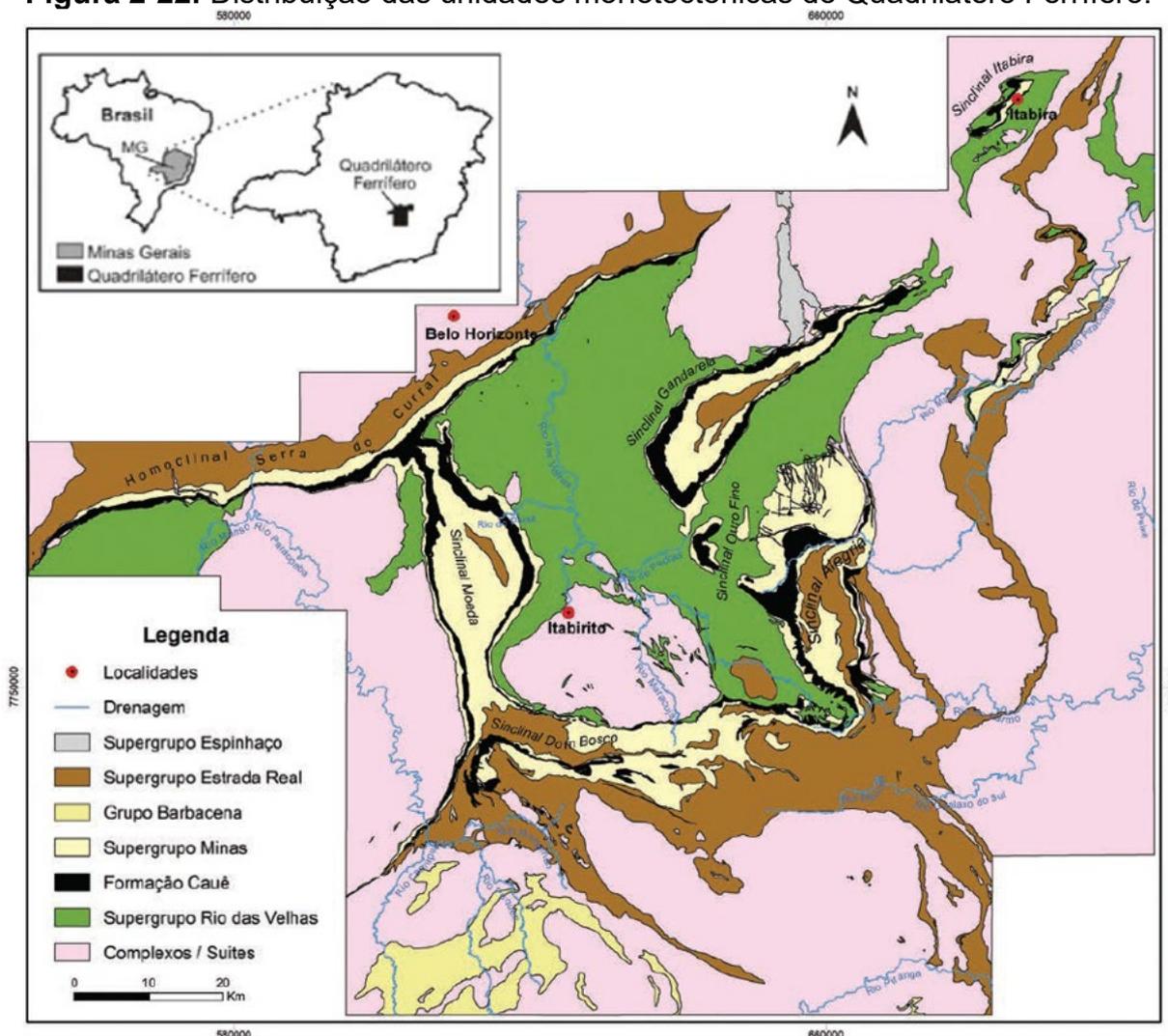
**Grupo Barbacena:** Este grupo inclui rochas metassedimentares e metavulcânicas, com uma ênfase maior nas composições máficas e ultramáficas.

**Supergrupo Espinhaço:** Caracterizado principalmente por metarenitos e metaconglomerados, representando uma fase geológica mais recente em comparação com os outros supergrupos.

**Unidades Sedimentares do Paleógeno ao Holoceno:** Estas unidades são compostas por sedimentos terrígenos, cobrindo uma vasta gama de períodos geológicos.

Além destas unidades principais, o QFe também inclui o Grupo Barbacena e as suítes intrusivas máficas/ultramáficas de Paraopeba e Santa Cruz, além de outras formações como Santa Rita de Ouro Preto, Catas Altas da Noruega e Pedro Lessa. Estas suítes são de diferentes gerações, composições e orientações, incluindo pequenos corpos de granitoides, aplitos e veios pegmatíticos, que adicionam ainda mais complexidade à geologia da região (Endo et al., 2020; Carneiro 1992; Heineck et al. 2003). O Quadrilátero Ferrífero também apresenta intrusões máficas e ultramáficas pós-Minas, como a Suíte Santa Rita de Ouro Preto e a Suíte Catas Altas da Noruega, caracterizadas por uma variedade de rochas intrusivas com diferentes composições e estruturas.

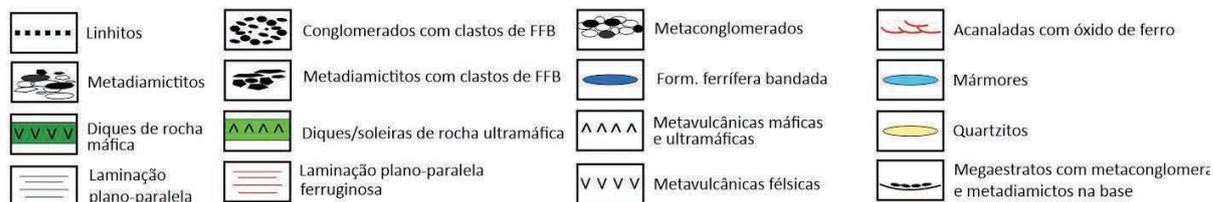
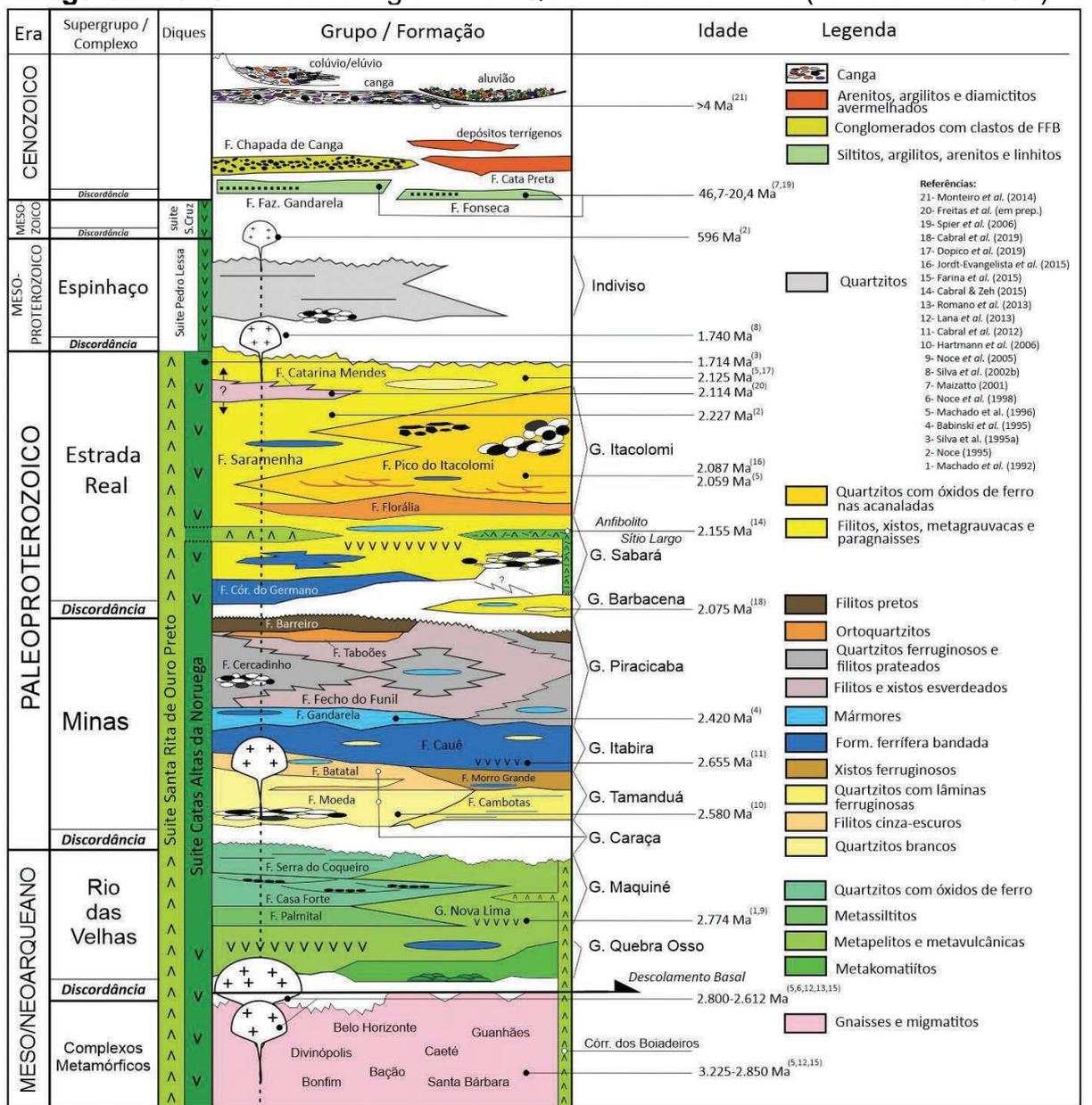
**Figura 2-22:** Distribuição das unidades morfotectônicas do Quadrilátero Ferrífero.



(Fonte: Adaptado de Endo et al. (2019))

A Figura 2-23 conforme ilustrada por Endo et al. (2019b), apresenta a coluna estratigráfica do Quadrilátero Ferrífero, destacando sua notável complexidade e diversidade geológica. Esta representação é fundamental para compreender a estrutura geológica da região, que inclui formações significativas como o supergrupo Rio das Velhas, o supergrupo Minas e o supergrupo Estrada Real. Cada um destes supergrupos possuem características únicas, refletindo os diferentes processos geológicos que ocorreram ao longo do tempo na área.

**Figura 2-23: Coluna Estratigráfica do Quadrilátero Ferrífero (Endo et al. 2019b).**



(Fonte: Adaptado de Endo et al. (2019))

O **Supergrupo Rio das Velhas** é dividido nos grupos Nova Lima e Maquiné, conforme estabelecido por Dorr et al. (1957) e Dorr (1969). Essa divisão é importante para a compreensão da geologia da região.

**Grupo Nova Lima:** Na base, composto principalmente por rochas sedimentares e vulcânicas transformadas em xistos, xistos cloríticos e filitos devido a deformações e processos hidrotermais. Inclui também filitos grafitosos, formações ferríferas, dolomitos e quartzo-ankerita xisto, metagrauvas e quartzitos.

**Grupo Maquiné:** Acima do Grupo Nova Lima, é uma unidade molássica com as formações Palmital (sericita filito, quartzo-clorita xisto, xistos) e Casa Forte (quartzitos, metaconglomerados, metadiamicititos). Este grupo se estende até o vale do Rio das Velhas, conectando-se à faixa Maquiné do vale do Rio Conceição, formando megadobras reclinadas identificadas por Angeli (2015), que também propõe a denominação de Formação Serra do Coqueiro para os quartzitos laminados na serra do Batatal.

O **Supergrupo Minas**, localizado no Quadrilátero Ferrífero (QFe) do Brasil, é uma formação geológica paleoproterozoica de grande importância. Endo et al. (2019a) propõem uma nova subdivisão das unidades paleoproterozoicas do QFe nos supergrupos Minas e Estrada Real. Sendo que o Supergrupo Minas se formou entre 2.584 +/- 10 Ma e 2.420 +/- 19 Ma, repousando em discordância sobre o Supergrupo Rio das Velhas. Representa um estágio crucial na evolução de uma bacia de margem passiva, e é composto pelos seguintes grupos:

**Grupo Tamanduá:** Constituído principalmente por psamitos (quartzitos, ortoquartzitos) e, em menor medida, por pelitos e conglomerados aluviais a marinhos. Este grupo registra a fase de rift e a transição para o desenvolvimento da margem passiva. A Formação Cambotas e a Formação Morro Grande são suas principais componentes.

**Grupo Caraça:** Formado predominantemente por quartzitos, quartzitos sericíticos, filitos e metaconglomerados da Formação Moeda, e pela Formação Batatal, que inclui filitos, formações ferríferas bandadas, metacherts, filitos grafitosos e mármore dolomíticos.

**Grupo Itabira:** Caracterizado por 1.100 m de rochas metassedimentares marinhas, incluindo itabiritos, itabiritos dolomíticos, itabiritos anfíbolíticos, filitos, quartzitos e mármore da Formação Cauê. A Formação Gandarela, que compreende mármore dolomíticos, filitos dolomíticos, dolomitos ferruginosos, filitos e itabiritos, também é uma parte importante deste grupo.

**Grupo Piracicaba:** Este grupo, com 1.280 m de espessura, é formado por quatro formações principais: Cercadinho, Fecho do Funil, Taboões e Barreiro. Inclui

uma variedade de rochas como quartzitos ferruginosos, filitos prateados, dolomitos, xistos sericíticos, metaconglomerados, ortoquartzitos, filitos grafitosos e xistos.

O **Supergrupo Estrada Real**, uma importante unidade geológica do Quadrilátero Ferrífero (QFe), foi redefinido a partir do Grupo Sabará por Almeida et al. (2005). Este supergrupo é composto pelos grupos Sabará e Itacolomi, conforme proposto por Teixeira da Costa (1961). É fundamental para estudos geológicos, engenharia civil e geotécnicos, dada a sua complexidade e variedade de formações rochosas.

**Grupo Sabará:** Constituído pelas formações Saramenha, Córrego do Germano e Catarina Mendes, este grupo tem uma espessura de cerca de 1.750 m na seção tipo em Sabará, embora Dorr (1969) tenha estimado uma espessura maior de 3.500 m. As formações incluem uma mistura diversificada de clorita xistos, mica xistos com metagrauvas, quartzitos, formações ferríferas bandadas, filitos grafitosos e diversos outros tipos de rochas. Além disso, contém metavulcânicas félsicas e ultramáficas.

**Grupo Itacolomi:** Composto pelas formações Florália (base) e Pico do Itacolomi (topo), o Grupo Itacolomi inclui ortoquartzitos e uma variedade de quartzitos com características distintas, como estratificação cruzada acanalada e trilhas de óxido de ferro. Essas formações têm uma distribuição geográfica extensa e variada espessura.

As unidades do **Grupo Barbacena** são correlativas ao Grupo Sabará e incluem uma variedade de xistos, metacherts, micaxistos e outras rochas.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, apresenta-se a metodologia adotada no estudo. Inicialmente, foram coletados dados geotécnicos relevantes, seguidos pela organização destes em uma base de dados no Sistema de Informação Geográfica (GIS) permitindo a análise espacial dos dados em relação a geologia regional. Posteriormente, realizou-se uma seleção criteriosa e a validação dos dados, garantindo sua precisão e relevância. A etapa seguinte consistiu na análise estatística descritiva dos dados utilizando planilhas eletrônicas o programa estatístico PAST 4.03, incluindo a elaboração de um sumário estatístico, que ofereceu uma visão geral das características principais dos dados geotécnicos coletados.

Após a análise descritiva, prosseguiu-se com a modelagem probabilística dos dados para avaliar as variações e incertezas nos parâmetros geotécnicos. Esta modelagem foi importante para entender os riscos associados à estabilidade de taludes e estruturas de contenção na mineração. Finalmente, os dados foram aplicados na avaliação da estabilidade dos taludes de mina e obras de contenção, utilizando o software Slide 6.0 da Rocscience, para determinar as probabilidades de falhas, índice de confiabilidade e fator de segurança, para uma análise comparativa entre os resultados provenientes de valores padrões e os dados coletados.

#### 3.1 COLETA DE DADOS

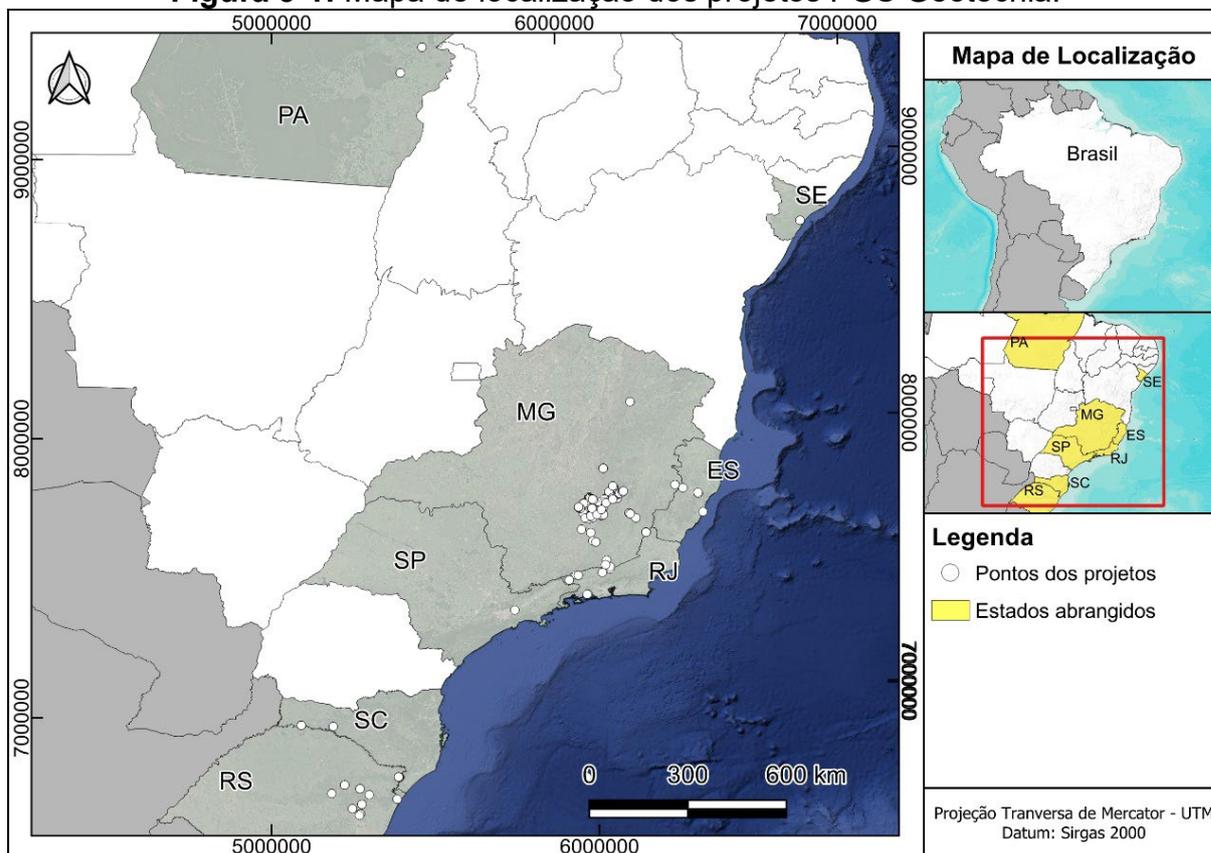
O processo de levantamento de dados foi fundamental para o estudo, incluindo a coleta de parâmetros geotécnicos como ângulo de atrito, intercepto coesivo e peso específico. Empregou-se um Sistema de Informação Geográfica (GIS) para estabelecer uma base de dados abrangente, contendo informações como identificação do projeto, coordenadas geográficas, datum, nome, localização, tipo de estrutura, litologia, composição material, características geológicas e classificação geotécnica.

Os dados foram extraídos de projetos reais de uma empresa de engenharia civil especializada em geotecnia e estabilidade de taludes, entre outras áreas. Para manter a confidencialidade e o anonimato, os dados foram coletados, contudo esse trabalho será sem identificar projetos específicos, clientes ou localizações. Acessou-

se arquivos de projeto, como memoriais descritivos e memórias de cálculo, organizando os dados em um banco de dados.

A coleta de dados abrangeu dados de diversas regiões, com ênfase no estado de Minas Gerais (MG), incluindo locais em Santa Catarina (SC), Rio Grande do Sul (RS), Pará (PA) e Rio de Janeiro (RJ), além de importantes vias de transporte e infraestruturas diversas. Os dados também abrangem regiões de maior complexidade geotécnica, como áreas de taludes em estradas e ferrovias, minerodutos, taludes de mineração, e locais específicos de construções urbana, em três fusos, 22, 23 e 24 Sul, onde os dados apresentaram coordenadas nos sistemas de coordenadas SIRGAS 2000 e SAD69. A Figura 3-1 apresenta o mapa de localização dos projetos abordados.

**Figura 3-1: Mapa de localização dos projetos FGS Geotecnia.**



(Fonte: Elaborado pelo autor)

A análise detalhada dos dados geotécnicos revelou uma variedade de materiais e formações geológicas, refletindo a complexidade das formações geotécnicas nas áreas estudadas. Dentro do contexto dos dados geotécnicos coletados de projetos de engenharia, identificou-se a presença frequente de itabirito, variando de fraturado sã a formas semi-compactas e compactas, incluindo também

variedades silicosas, limoníticas e manganésíferas. O filito também é recorrente, apresentando-se tanto como sericítico, rocha fraturada, quanto em formas saprolíticas, refletindo diferentes estágios de intemperismo. Basalto e quartzito, frequentemente descritos como fraturados e alterados, e brechas vulcânicas, são também notáveis.

Os solos incluem uma variedade que vai desde aluviões com composições argilosas, siltosas e arenosas, a colúvios e resíduos de basalto, filito e quartzito, muitos classificados como residuais jovens e maduros. Os aterros compreendem materiais como rachão, areia, colchão de gabião, brita e saibro, alguns descritos como naturais ou aparentemente compactados.

A canga e a laterita são formações significativas, frequentemente relacionadas à crosta laterítica e classificadas como residuais, com menções à sua natureza intemperizada. Saprolitos indicam processos de alteração em várias rochas, incluindo filito, basalto, quartzito e itabirito, com descrições variando de friável a compacta.

A análise dos dados geotécnicos também revelou a presença de importantes unidades geológicas, que incluem:

Formação Cauê: Muito prevalente, associada à rica mineralização de ferro do Quadrilátero Ferrífero no Brasil, parte do Supergrupo Minas.

Grupo Nova Lima: Comum, indicando uma extensa distribuição geográfica. Relacionado com metassedimentos e complexos vulcano-sedimentares.

Formação Moeda: Importante componente do Supergrupo Minas, conhecida por metassedimentos como quartzitos e filitos, relevantes para estudos estratigráficos e exploração mineral.

Formações Batatal e Saramenha: Indicando significância na área de interesse, relacionadas com filitos, filitos grafitosos e sericíticos.

Suíte Catas Altas da Noruega: Indica a presença de rochas ígneas intrusivas, essenciais para entender a história geológica da região e para a exploração de recursos minerais.

Sedimentos Quaternários e Serra Geral: Representam processos geológicos recentes, como vulcanismo e sedimentação durante o Quaternário. Serra Geral é conhecida por suas extensas derrames de basalto no sul do Brasil, enquanto os sedimentos quaternários podem incluir depósitos de rios, lagos e glaciais.

Complexos Juiz de Fora e Belo Horizonte: Representam terrenos metamórficos mais antigos, afetados por eventos de orogenia e metamorfismo regional.

Na organização dos dados geotécnicos coletados em projetos de engenharia, categorizaram-se os dados em três tipos principais: Rocha, Saprólito (ou Rocha Alterada) e Solo. Essa classificação é crucial para compreender as propriedades e o comportamento dos materiais em contextos geotécnicos. Os métodos empregados nos projetos que formam a base para classificar os dados incluem classificações da International Society of Rock Mechanics (ISRM) Modificado (BVP Engenharia, 2012, apud FRANCA; COSTA; STACEY, 2018) e Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski (2011):

**Grau de Resistência ISRM:** As rochas são classificadas conforme sua resistência, variando de R0 (extremamente branda) a R6 (extremamente resistente). Este critério é baseado nas diretrizes da International Society for Rock Mechanics (ISRM).

**Grau de Alteração ISRM:** O grau de alteração das rochas também é um fator crucial, indo de W1 (rocha sã) a W6 (estado de solo). Essa classificação ajuda a determinar o nível de intemperismo e a consequente alteração do material rochoso.

**Classe RMR:** O sistema Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski (2011) oferece uma abordagem abrangente, levando em conta fatores como a resistência à compressão uniaxial da rocha, a qualidade do maciço rochoso (RQD), o espaçamento e a condição das descontinuidades, e a condição da água subterrânea. Essas variáveis são ponderadas para classificar o maciço rochoso em diferentes classes, de I/II (alta qualidade geomecânica) a V (baixa qualidade geomecânica) e adicionalmente a classe VI, que representa solo residual.

Sendo assim, as categorias apresentadas nesse trabalho consideraram:

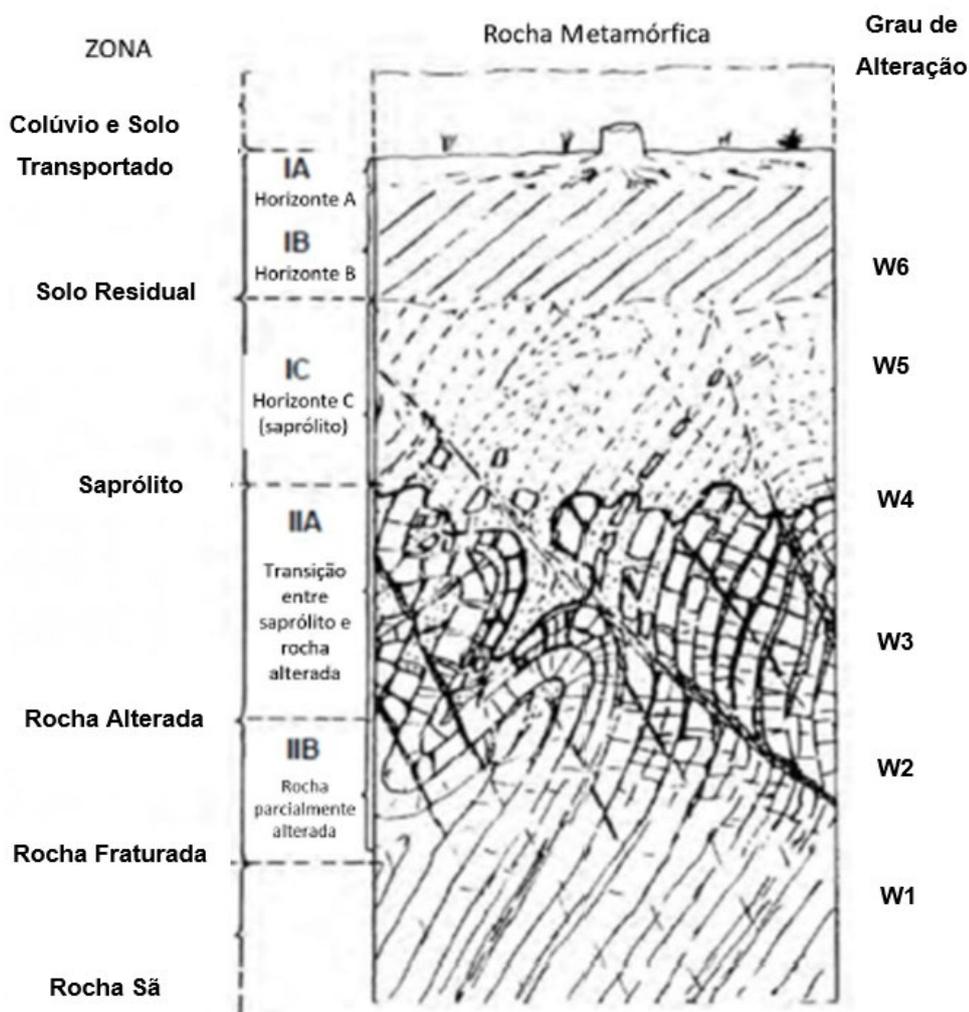
**Rocha (Rocha Alterada):** As Classes I-II e III são exemplos de maciços rochosos. A Classe I-II inclui rochas de alta qualidade geomecânica (R5 a R6), com grau de alteração variando de W1 a W2. A Classe III abrange maciços fraturados, com resistência de R3 a R4 e grau de alteração de W3.

**Saprólito:** Representando um estágio intermediário entre rocha e solo, a Classe IV e V inclui maciços menos resistentes (R1 a R2) e mais alterados (W4 a W5).

**Solo:** A Classe VI engloba solos residuais, solos transportados e litotipos friáveis, com resistência de R0 a R1- e grau de alteração W6.

Estas classificações são fundamentais para análises detalhadas em projetos de engenharia geotécnica, particularmente nos estudos de estabilidade de taludes probabilística, garantindo que a análise estatística seja confiável e que os dados representem adequadamente uma mesma população. A Figura 3-2 apresenta uma imagem com exemplificação do perfil de alteração considerado para a classificação.

**Figura 3-2:** Perfil de alteração, Deere e Patton (1971)



(Fonte: Adaptado de Deere e Patton, 1971)

### 3.2 CRITÉRIOS DE SELEÇÃO E FILTRAGEM DOS DADOS

Neste estudo, com foco no estado de Minas Gerais, especialmente na região do Quadrilátero Ferrífero, o primeiro critério de filtragem dos dados foi a localização, especificamente no fuso 23 S. A partir das classificações disponíveis no banco de

dados, foram selecionados dados específicos de solo, saprólito e rocha, incluindo Filito, Xisto, Quartzito, Itabirito e Hematita, bem como Aterro, Colúvio e Canga/Laterita.

Os dados de solo, saprólito e rocha foram então categorizados para cada uma dessas litologias, abrangendo variadas formações, com o objetivo de obter um número adequado de dados para análise estatística. No caso das litologias de Itabirito e Hematita, o foco foi direcionado apenas para dados provenientes da Formação Itabira. Contudo, foram agrupados, para o Itabirito, dados de Itabirito silicoso, dolomítico e manganífero, por exemplo.

Os dados de Filito, tanto para solo, saprólito quanto para rocha, originam-se de diversas formações, incluindo a Formação Batatal, Formação Cercadinho, Formação Fecho do Funil, Formação Saramenha, entre outras. Os dados relativos ao Quartzito contemplam a Formação Moeda, Grupo Nova Lima, Formação Itacolomi, entre outros. Quanto aos Xistos, estes são basicamente do Grupo Nova Lima, abrangendo materiais classificados como Xistos e Quartzo-xistos.

Essa metodologia de seleção e filtragem dos dados foi essencial para garantir que o estudo se concentrasse em materiais geológicos relevantes para a região do Quadrilátero Ferrífero, permitindo uma análise mais precisa e focada nas características geotécnicas específicas dessa área. A diversidade de litologias e formações incluídas assegura uma compreensão abrangente das condições geológicas e geotécnicas locais, fundamentais para os objetivos do estudo.

O Apêndice A deste trabalho contém os mapas de localização dos dados geotécnicos para cada material considerado.

### 3.3 ANÁLISE EXPLORATÓRIA DOS DADOS

A análise exploratória dos dados selecionados do banco de dados iniciou-se com uma varredura. Nesta etapa, buscou-se identificar e corrigir possíveis inconsistências, como duplicatas, dados errados e discrepâncias.

Posteriormente, procedeu-se ao cálculo de medidas de estatística descritiva para os conjuntos de dados iniciais. Dentre essas medidas, destacam-se a média e o desvio padrão, que foram fundamentais para a identificação de outliers. Estabeleceu-se como critério para a definição de outliers aqueles valores que excediam três desvios padrões da média. Esses outliers foram removidos dos conjuntos de dados para assegurar a precisão e a relevância das análises subsequentes.

Com a realização dos ajustes necessários, foi viável a produção de um sumário estatístico abrangente para cada conjunto de dados. Este sumário incluiu a análise de medidas estatísticas centrais e de dispersão, como a média e o desvio padrão, além do coeficiente de variação, que oferece uma compreensão relativa da dispersão dos dados. Também foram analisadas a assimetria e a curtose (ou distorção) dos conjuntos de dados, fornecendo insights sobre a simetria e o achatamento da distribuição dos dados em relação a uma distribuição normal.

Adicionalmente, procedeu-se ao cálculo do intervalo de confiança, fornecendo uma estimativa de onde é provável que os verdadeiros valores da população estejam localizados, com um grau de confiança específico. Esta etapa é vital para avaliar a precisão e a confiabilidade dos resultados obtidos. Para este estudo, estabeleceu-se um intervalo de confiança com 95% de probabilidade, significando que existe 95% de chance de que os valores verdadeiros da população estejam contidos dentro deste intervalo estabelecido.

O sumário estatístico foi complementado pela elaboração de histogramas e diagramas de frequência acumulada. Esses recursos gráficos são indispensáveis para uma visualização clara e detalhada da distribuição dos dados. Eles permitem não apenas compreender as características gerais dos conjuntos de dados, mas também facilitam a interpretação e a comparação com valores encontrados na literatura especializada.

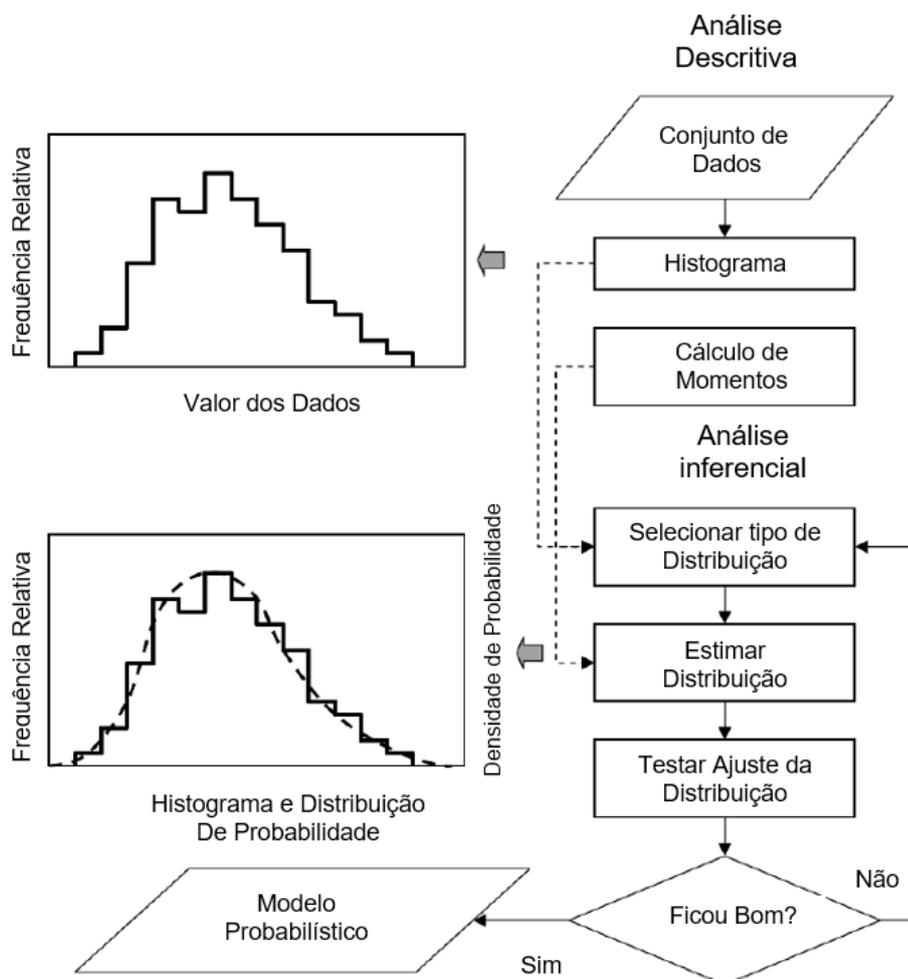
Essa abordagem detalhada na análise exploratória dos dados assegura uma interpretação mais precisa e fundamentada dos resultados, permitindo avaliar a conformidade com padrões e valores referenciados na bibliografia. Esta análise é fundamental para garantir que as conclusões e recomendações baseadas nos dados sejam confiáveis e relevantes para aplicações práticas na engenharia geotécnica.

### 3.4 MODELOS PROBABILISMOS

Uzielli et al. (2006) destacam as etapas envolvidas na modelagem probabilística de uma variável aleatória, conforme esquematizado na Figura 3-3. A fase de análise descritiva abrange o cálculo de momentos da amostra, bem como a inspeção visual dos dados e de histogramas, seguindo as melhores práticas. A análise inferencial contempla a escolha de uma distribuição, a estimativa de parâmetros dessa distribuição e a realização de testes para verificar o quão bem a distribuição escolhida

se ajusta aos dados originais. As conexões entre análise descritiva e inferencial são representadas por linhas tracejadas, indicando que, embora a análise descritiva possa informar a inferencial, esta última pode ser realizada independentemente de uma descrição estatística preliminar.

**Figura 3-3:** Análise descritiva e inferencial integrada para modelagem probabilística de uma variável aleatória.



(Fonte: Adaptado de Uzielli et al. (2006))

Na etapa seguinte do estudo, avaliou-se a normalidade dos dados para determinar se seguiam uma distribuição normal ou log-normal. Para tanto, transformou-se cada valor de dado aplicando o logaritmo natural e, subsequente a isso, realizaram-se testes de normalidade tanto para os dados originais quanto para os dados transformados. Esta etapa é essencial para identificar se, ao seguir uma distribuição log-normal, os valores transformados ajustam-se a uma distribuição normal. Os testes utilizados nesta análise incluíram Shapiro-Wilk (SW), Kolmogorov-

Smirnov (KS) com a correção de Lilliefors (L) e Anderson-Darling (AD), utilizando o software PAST 4.03 (*Paleontological Statistics Software Package for Education and Data Analysis*).

Além dos testes estatísticos, realizou-se também uma verificação visual. Esta consistiu em comparar a função densidade de probabilidade definida com os histogramas dos dados. Uma ferramenta adicional utilizada foi o Gráfico de Probabilidade Normal, que representa os dados em comparação com a reta que melhor se ajusta a uma distribuição normal. Esse gráfico possibilita a verificação do ajuste dos dados à distribuição normal e, por contraste, a identificação dos dados que não se ajustam bem a uma distribuição log-normal.

Com base nos resultados obtidos, definiram-se as médias e os desvios padrões dos conjuntos de dados, bem como as funções de distribuição de probabilidade, seja normal ou log-normal. Estes foram representados juntamente com os histogramas e diagramas de frequência acumulada, permitindo uma verificação visual e intuitiva dos ajustes das distribuições aos dados observados.

Essa abordagem probabilística é fundamental para compreender a natureza e a variação dos dados geotécnicos, fornecendo uma base sólida para análises posteriores e para a tomada de decisões informadas em projetos de engenharia geotécnica.

### 3.5 SEÇÕES DE CÁLCULO E PARÂMETROS PROBABILÍSTICOS COMPARATIVOS

Nesta seção, discutimos as seções de cálculo adotadas no projeto. Estas seções, embora fundamentadas em cenários teóricos, refletem situações reais e preservam a confidencialidade das informações originais. Esse resguardo é essencial para manter a integridade do estudo comparativo que será mais detalhado no capítulo seguinte. O estudo compara dois conjuntos distintos de dados: os resultados analíticos dos dados coletados confrontados com parâmetros padrão, oriundos de projetos voltados à estabilidade de taludes em minerações de ferro. Esses projetos se fundamentam em uma variedade de dados de ensaios geotécnicos, abrangendo testes de cisalhamento direto, ensaios triaxiais e métodos de retroanálise, todos conduzidos sob a supervisão da equipe de projeto. Esse procedimento assegura uma avaliação exata e pertinente dos dados no âmbito geotécnico.

A Tabela 6-2, encontrada no Apêndice C, apresenta os parâmetros geotécnicos de referência selecionados. Entretanto, devido a questões de confidencialidade, a origem específica dos locais e projetos desses parâmetros não é divulgada. Assim, uma premissa fundamental deste estudo é considerar que os valores listados na tabela correspondem ao valor médio de distribuições probabilísticas, funcionando como ponto de referência para comparações futuras.

As seções de cálculo derivam de projetos que foram originalmente executados com análises de estabilidade determinística. Estas seções serão reanalisadas utilizando os resultados estatístico dos dados coletados e os dados de referência, os quais serão aplicados coeficientes de variação (CV) obtidos da literatura, especificamente um CV de 40% para o intercepto coesivo, CV de 15% para o ângulo de atrito e CV de 5% para o peso específico. Estes valores são baseados no Tabela 2-1. Com base nesses coeficientes, calculou-se a média, o desvio padrão e os valores máximos e mínimos, considerando dois desvios padrões acima e abaixo da média. Estes cálculos resultaram na

Tabela 6-3, também localizada no Apêndice C deste trabalho.

É importante ressaltar que, por razões de confidencialidade, as origens exatas das seções de cálculo e dos parâmetros geotécnicos não são divulgadas. Esta abordagem assegura a proteção das informações confidenciais dos projetos originais, ao mesmo tempo que permite uma análise robusta e comparativa dos dados geotécnicos em estudo.

## 4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE PROBABILÍSTICA DE TALUDES

Neste capítulo, detalha-se os estudos de caso que fundamentam as análises de estabilidade probabilísticas. Os dados empregados nestas análises englobam tanto os dados coletados do acervo de projetos, que foram analisados estatisticamente, e os dados geotécnicos de referência, todos eles integrados aos modelos geomecânicos considerados e à metodologia de cálculo implementada no software SLIDE v.6.0 Os parâmetros de referência são selecionados do bancos de dados de projetos pré-existent, especificamente no quadrilátero ferrífero, abrangendo os locais das seções dos estudos de caso, que são de minas de ferro.

As seções de projeto apresentadas são baseadas em cenários hipotéticos, embora inspiradas em casos concretos. Isso permite a criação de um modelo de estudo comparativo robusto, enquanto mantém a confidencialidade das informações originais. A comparação será estabelecida entre os resultados obtidos a partir dos dados coletados e os parâmetros de referência, proveniente de projetos de estabilidade de taludes balizados pela projetista e originários de ensaios de caracterização geotécnica como ensaios de cisalhamento direto, ensaios triaxiais e processos de retroanálise, avaliando-se o fator de segurança, o índice de confiabilidade, a probabilidade de ruptura ou probabilidade de performance insatisfatório, conforme diretrizes do U.S. Army (1995) e Dell'Avanzi e Sayao (1998).

Além disso, os resultados serão confrontados com as referências bibliográficas que estipulam intervalos e limites para o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruptura. Os estudos de caso incluirão seções típicas de cavas de mineração com pilhas de estéril, além de obras de contenção de taludes, como solos grampeados e cortinas atirantadas. Este enfoque permite uma avaliação abrangente das práticas de engenharia geotécnica e contribui para o desenvolvimento de estratégias de mitigação de riscos e melhoria da segurança de taludes e estruturas de contenção.

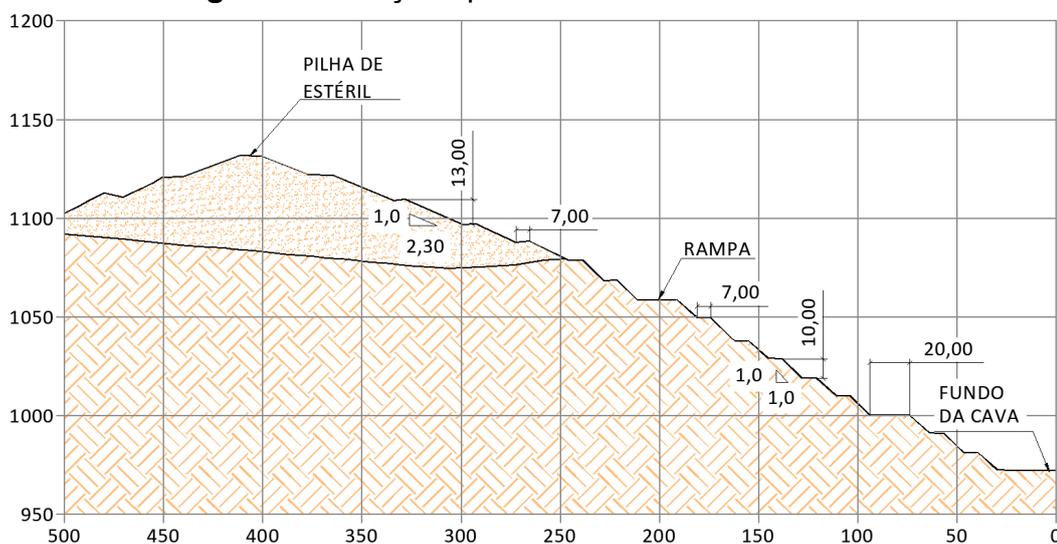
### 4.1 ESTUDOS DE CASOS

A primeira seção tipo descrita neste capítulo ilustra uma cava de mineração de ferro acompanhada por uma pilha de estéril situada a montante. A configuração geométrica da cava é definida por sua profundidade significativa de cerca de 110

metros. Acima do nível da cava, encontra-se a pilha de estéril com uma altura de 52 metros, totalizando assim um talude com mais de 160 metros de elevação. Em termos de design, a cava é estruturada com bancadas de 10 metros de altura, cada uma delimitada por bermas de 7 metros de largura, projetadas com uma inclinação agressiva de 1,0 H:1,0 V, que corresponde a um ângulo de 45 graus. Este arranjo é complementado por rampas de acesso com aproximadamente 20 metros de largura, sendo que a inclinação do talude global da cava é de cerca de 26,5 graus.

Por outro lado, a pilha de estéril é caracterizada por bancadas com 13 metros de altura, cada uma também com bermas de 7 metros, mas com uma inclinação mais moderada de 1,0 H:2,3 V, equivalente a aproximadamente 23,5 graus. Este perfil menos íngreme oferece uma disposição que tende a ser mais estável e segura. A Figura 4-1, referenciada no texto, provavelmente fornece uma representação visual clara dessa configuração, permitindo uma compreensão mais concreta da geometria e das dimensões envolvidas neste cenário de cava e pilha de estéril.

**Figura 4-1:** Seção tipo 01 – Cava e Pilha e Estéril.



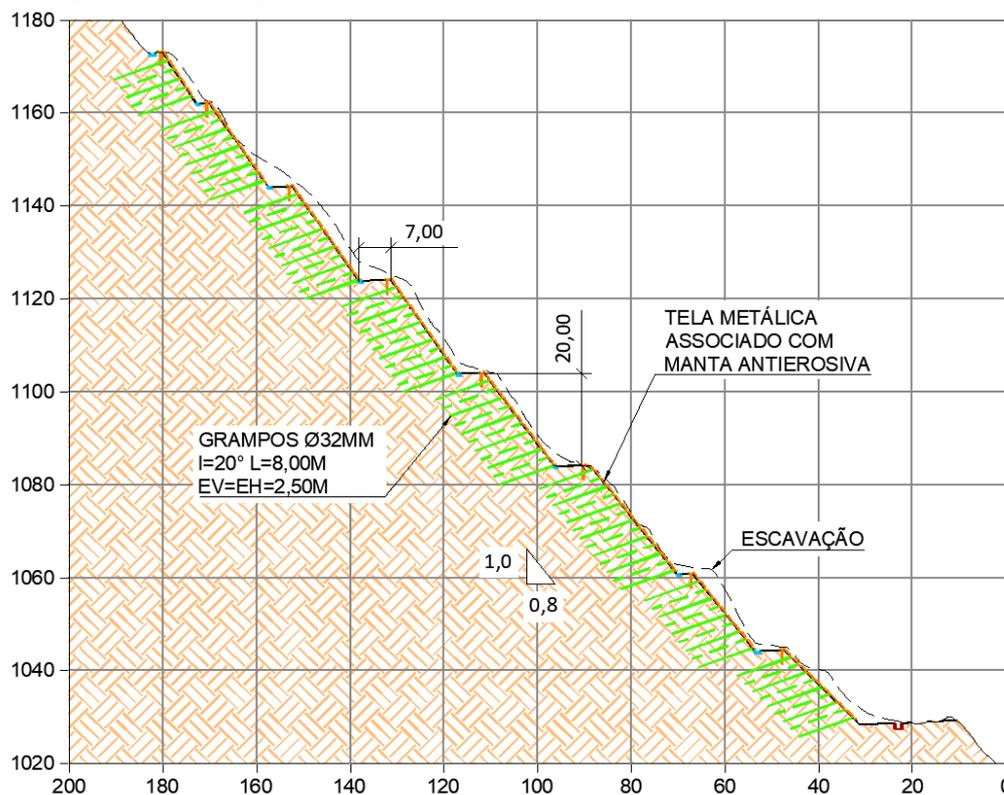
(Fonte: Elaborado pelo autor)

A segunda seção tipo abordada uma cava de mina de ferro com uma altura total que excede 300 metros. Dentro deste conjunto, cerca de 150 metros de altura do talude serão estabilizados utilizando a técnica de solo grampeado. O processo de retaludamento criou bancadas com 20 metros de altura e bermas de 7 metros, configuradas com uma inclinação agressiva de 1,0 H:0,8 V, o que resulta em aproximadamente 51,3 graus de inclinação.

Para a contenção deste talude, o solo grampeado foi a técnica escolhida, complementada pelo uso de tela metálica e manta antierosiva, constituindo um sistema de estabilização passiva. Esta abordagem passiva significa que os componentes do sistema trabalham resistindo às forças aplicadas a eles, em vez de ativamente aplicar forças para estabilizar o solo.

Os grampos utilizados são de 8 metros de comprimento e 32 mm de diâmetro, dispostos com espaçamento de 2,5 metros tanto na vertical quanto na horizontal, e são instalados com uma inclinação de 20 graus em relação à horizontal. Esses grampos são provavelmente do tipo monobarra, que é uma barra de aço com diâmetro de 32 mm. A Figura 4-2 apresenta a seção tipo com a configuração descrita.

**Figura 4-2:** Seção tipo 02 – Solo Grampeado em Talude de Cava.

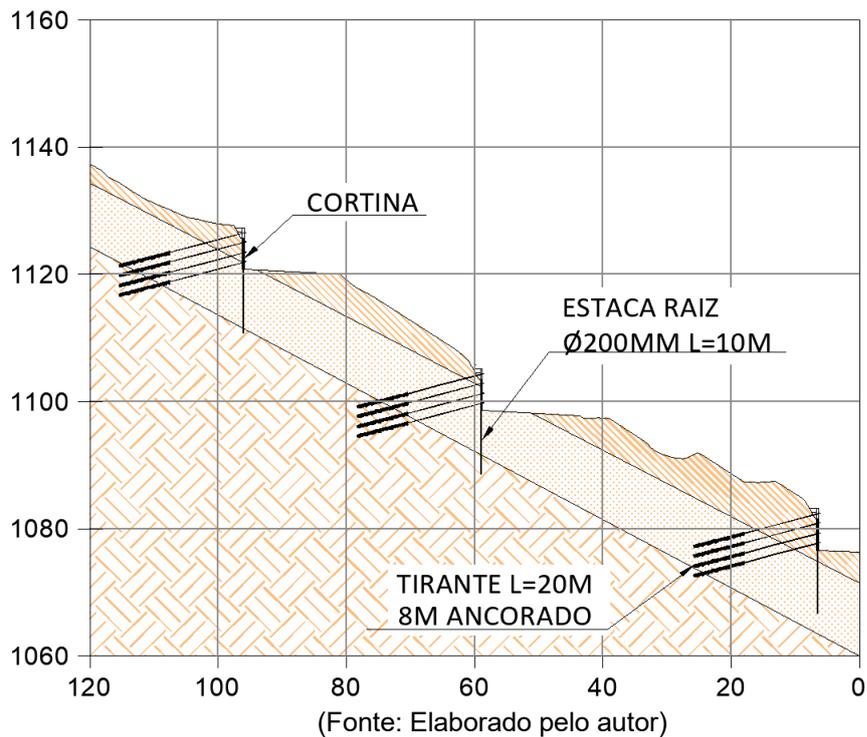


(Fonte: Elaborado pelo autor)

A terceira seção tipo aborda a estabilização de um talude de acesso em uma mina através de uma série de cortinas atirantadas. O método consiste em realizar cortes de aproximadamente 6,5 metros ao longo do talude. Para garantir a estabilidade, foram construídas três cortinas de concreto armado, apoiadas em fundações com estacas raiz de 200 mm de diâmetro e 10 metros de comprimento.

Os tirantes que reforçam as cortinas têm 20 metros de comprimento, dos quais 8 metros constituem o trecho ancorado no concreto e os restantes 12 metros formam o trecho livre. Esses tirantes são fabricados como monobarras de 32 mm de diâmetro e são instalados com uma inclinação de 15 graus em relação à horizontal. A configuração e disposição dos elementos de contenção podem ser visualizadas na Figura 4-3.

**Figura 4-3:** Seção tipo 03 – Cortina Atirantada em Talude de Acesso de Mina.



## 4.2 MODELO GEOLÓGICO E GEOMECÂNICO

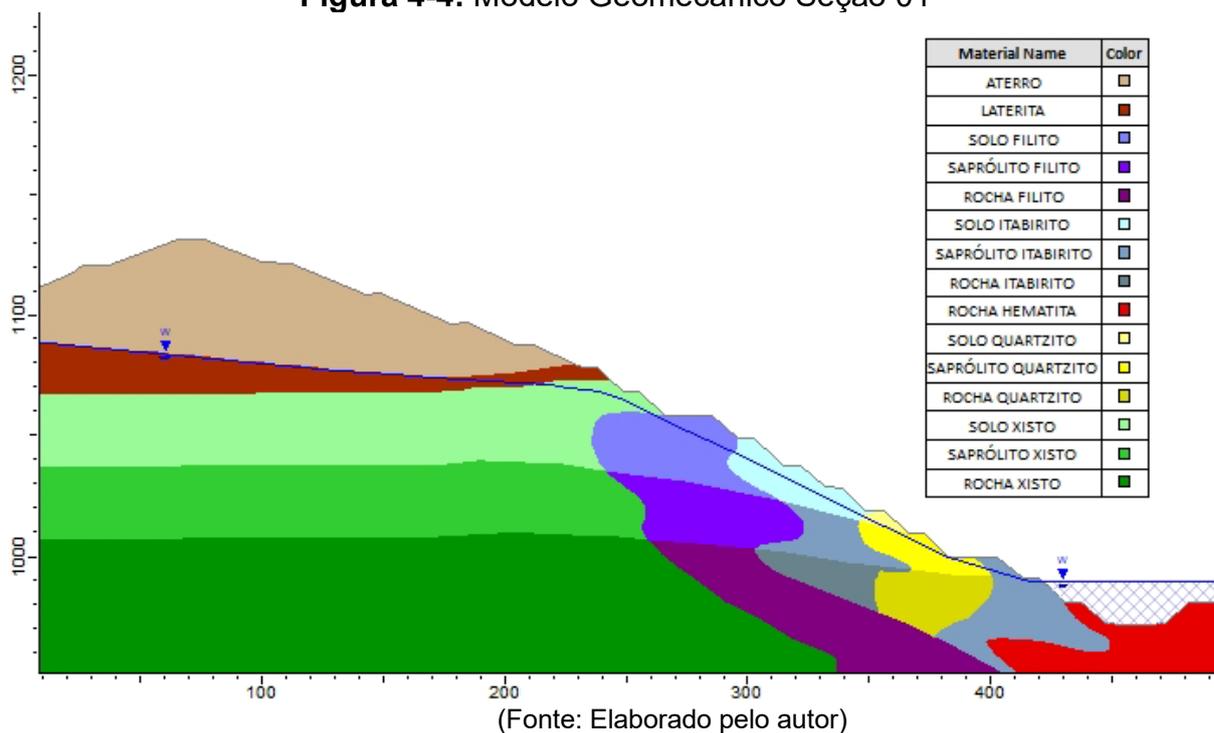
Nesta seção, os modelos geomecânicos para cada seção tipo são detalhados, compostos predominantemente por litologias típicas das minas do Quadrilátero Ferrífero, como itabiritos e filitos. Essas litologias são representadas tanto na forma de solos e saprólitos quanto na de rochas. As seções descritas foram desenvolvidas com base em modelos geológicos já estabelecidos. A seção tipo 1 foi adaptada para incorporar diversas litologias e refletir a estratigrafia característica do Quadrilátero Ferrífero. As seções tipo 2 e 3 derivam de modelos construídos a partir de investigações e mapeamentos geológicos específicos utilizados em projetos reais.

A seção tipo 01 explora a estratigrafia do Quadrilátero Ferrífero, apresentando uma sequência de camadas geológicas que são comuns na região. Partindo do fundo da cava, identifica-se inicialmente a presença de rocha de hematita, material que compõe o minério de ferro explorado. Acima da hematita, encontram-se camadas de itabiritos e quartzitos, associados à Formação Itabira, uma das principais unidades geológicas da área.

Prosseguindo na estratigrafia, são observados filitos, que são característicos, por exemplo, da Formação Batatal. Acima dos filitos, a seção mostra xistos pertencentes ao Grupo Nova Lima. Essas rochas apresentam variados níveis de alteração e, em estágios mais avançados, são classificadas como solos residuais ou saprólitos, evidenciando o processo de intemperismo.

Finalizando a seção, no topo, é possível identificar a presença de lateritas e uma pilha de estéril, representando os materiais removidos e acumulados durante as atividades de mineração. A Figura 4-4 ilustra essa descrição geomecânica, fornecendo um recurso visual para melhor compreensão das camadas e da disposição dos materiais na seção tipo.

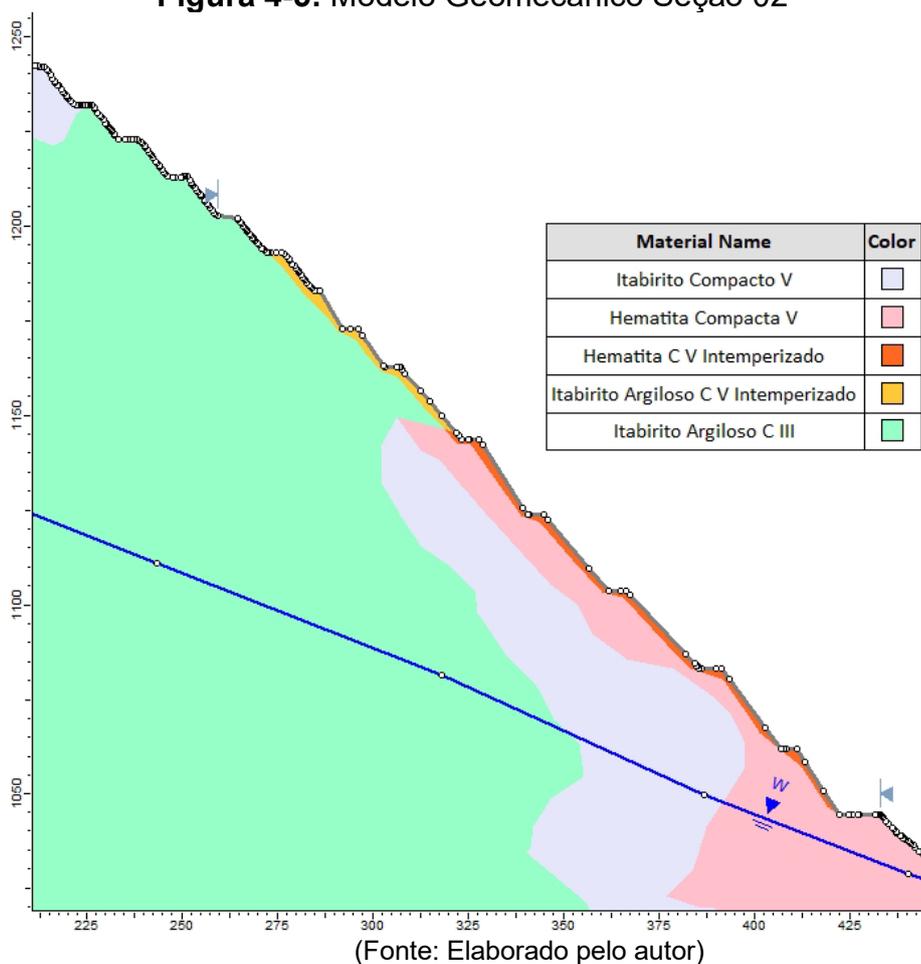
**Figura 4-4: Modelo Geomecânico Seção 01**



A seção tipo 02 é caracterizada principalmente pela presença de itabiritos e hematitas, com diferentes graus de alteração e composição, Figura 4-5. Esta seção revela a existência de itabiritos compactos classificados como classe V e itabiritos argilosos compactos nas classes III e V, sendo estes últimos também classificados como classe V intemperizados. Além disso, são encontradas camadas de hematita compacta, tanto na classe V em seu estado natural quanto na classe V e também classe V intemperizada.

Um aspecto crucial a ser enfatizado é a presença de camadas intemperizadas, cuja relevância para a estabilidade estrutural da seção é significativa. Estas camadas possuem espessuras que oscilam entre 2 e 3 metros. Essa definição das espessuras é resultado de um processo de retroanálise, que pode ser interpretado como um ensaio em escala real para replicar as rupturas superficiais existentes. Essa abordagem foi necessária devido à falta de informações específicas sobre o local, contando apenas com o modelo geológico desenvolvido para as operações lavra.

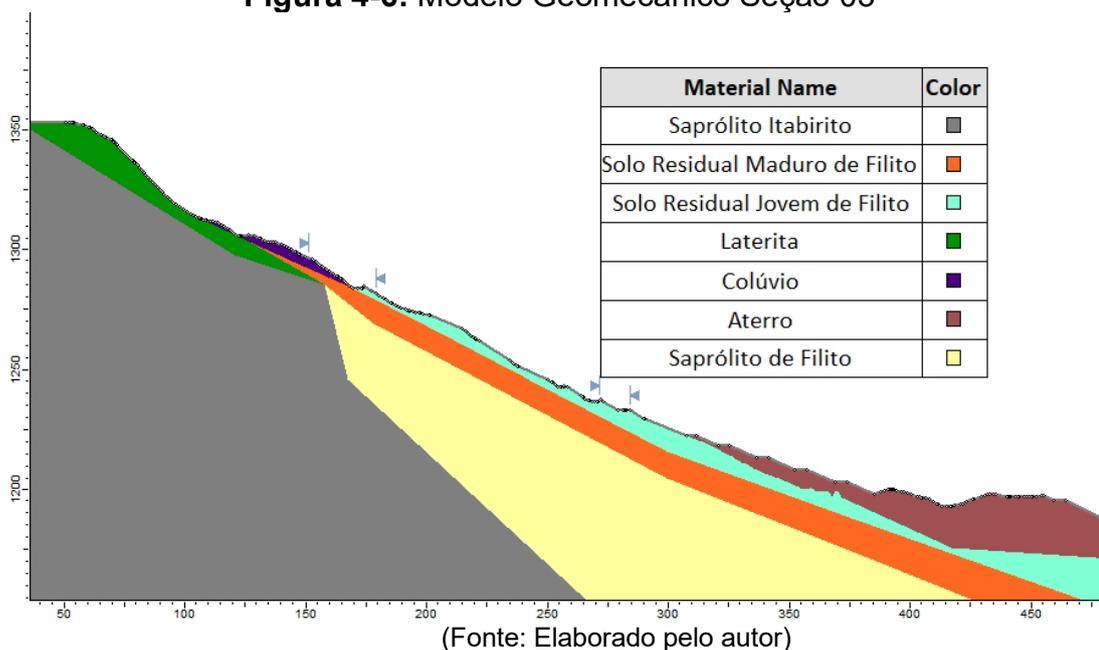
**Figura 4-5: Modelo Geomecânico Seção 02**



Para a seção tipo 03, o modelo geomecânico adotado é ilustrado na figura 4,6. Este modelo destaca a estratificação das camadas geológicas, começando com solo residual maduro e jovem de filito na parte superior. Essas camadas são seguidas pelo saprólito de filito e pelo saprólito de itabirito, refletindo estágios progressivos de intemperismo e decomposição da rocha original.

Além disso, o modelo inclui camadas de laterita, caracterizando uma zona altamente intemperizada com uma significativa concentração de óxidos de ferro, e colúvio, composto por material desagregado e transportado por processos de erosão e deposição ao longo do talude. Na base do talude, identifica-se a presença de um aterro, que é um material proveniente de atividades de mineração ou movimentação de terra.

**Figura 4-6: Modelo Geomecânico Seção 03**



#### 4.3 METODOLOGIA DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE PROBABILÍSTICA

Para a realização da análise de estabilidade probabilística e o cálculo dos fatores de segurança relacionados à estabilidade dos taludes considerados, adotou-se as seguintes premissas nos cálculos geotécnicos:

**Utilização do Software Slide V6:** As análises foram realizadas no programa Slide V6, que é especializado em análises de equilíbrio limite.

**Análises Bidimensionais:** Foram consideradas análises bidimensionais em estado plano de tensões. Cada seção analisada continha no mínimo 100 fatias. Adotou-se um critério de convergência com tolerância de 0,005 e um limite de até 50 iterações.

**Critério de Ruptura:** O critério de ruptura escolhido foi o de Mohr-Coulomb, amplamente utilizado em análises geotécnicas para prever a falha de materiais.

**Métodos de Equilíbrio Limite:** Foi adotado o método rigoroso GLE-Morgenstern-Price, que é conhecido pela sua precisão em calcular o fator de segurança.

**Análise de Superfícies de Ruptura:** Foram analisadas aproximadamente 10.000 superfícies de ruptura em cada seção de cálculo, utilizando o método de busca "Path Search". Este método é eficaz na localização do menor fator de segurança global para superfícies de deslizamento não circulares.

**Consideração das Poropressões:** O efeito das poropressões foi incorporado por meio de linhas freáticas obtidas no modelo hidrogeológico da cava em análise. Também foi definida a linha freática que gerou o FS (Fator de Segurança) igual a 1,0, ou foram utilizados valores típicos de razão de poropressão ( $R_u$ ) empregados em projetos.

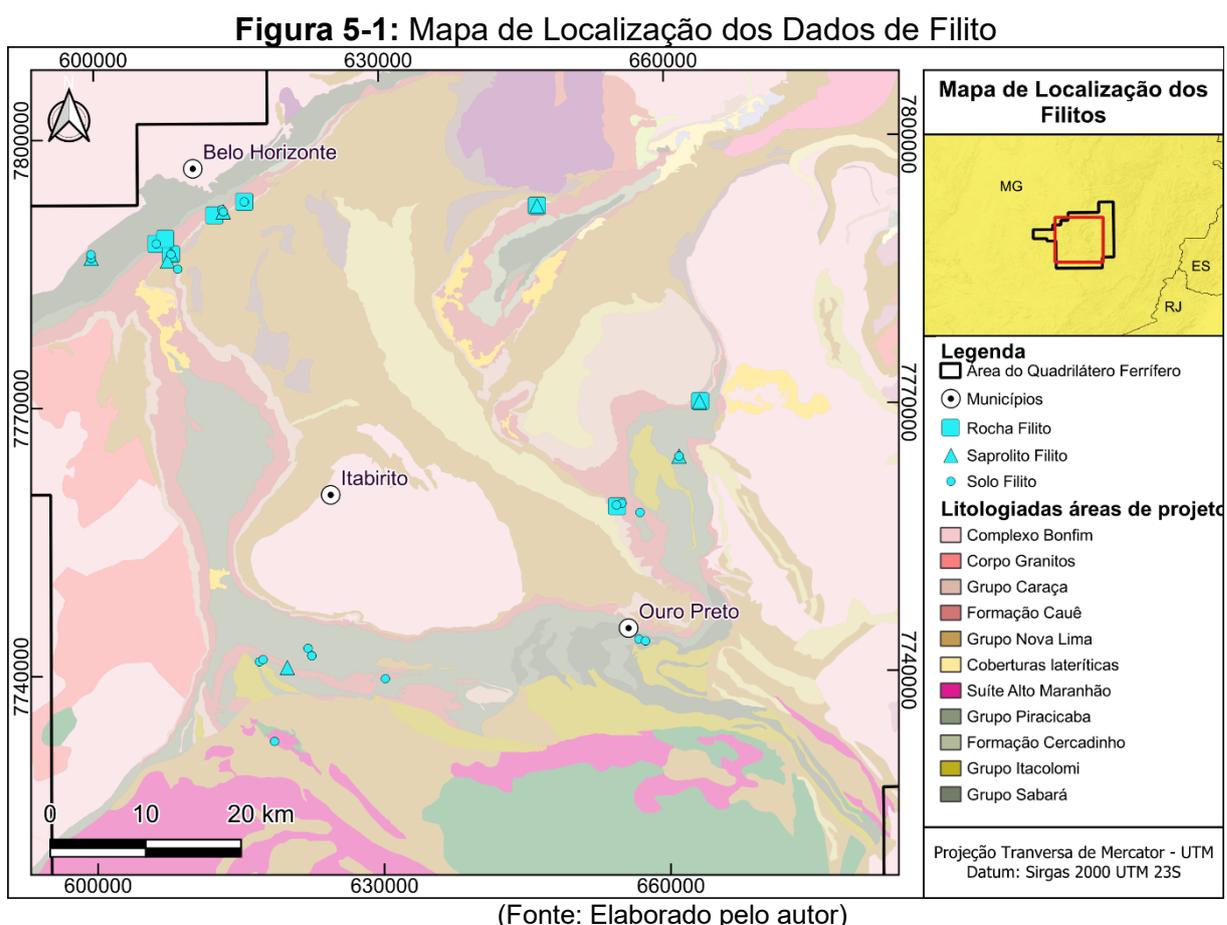
**Análises Probabilísticas:** Para as análises probabilísticas, adotou-se o método de Monte Carlo e Hipercubo-latino. A busca pelo mínimo global foi realizada com 5000 amostras.

**Distribuições de Probabilidade:** Nos cálculos de distribuição de probabilidade, os extremos foram truncados, considerando como máximos e mínimos os valores entre dois desvios padrões para mais ou para menos. Caso os valores mínimos ainda fossem negativos, estabeleceu-se a metade do valor mínimo dos dados.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS ESTATÍSTICOS DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

A análise exploratória dos dados gerou um sumário estatístico detalhado para cada parâmetro geotécnico. A Figura 5-2, Figura 5-3 e Figura 5-4 apresentados respectivamente no documento, concentram-se no peso específico, intercepto coesivo e ângulo de atrito do solo residual de filito, servindo como exemplos para demonstrar a metodologia de apresentação dos resultados. Informações estatísticas adicionais estão disponíveis no Apêndice B do relatório. Sendo que a Figura 5-1 apresenta o mapa de localização dos dados de filito, e os demais mapas de localização estão no Apêndice A deste trabalho.



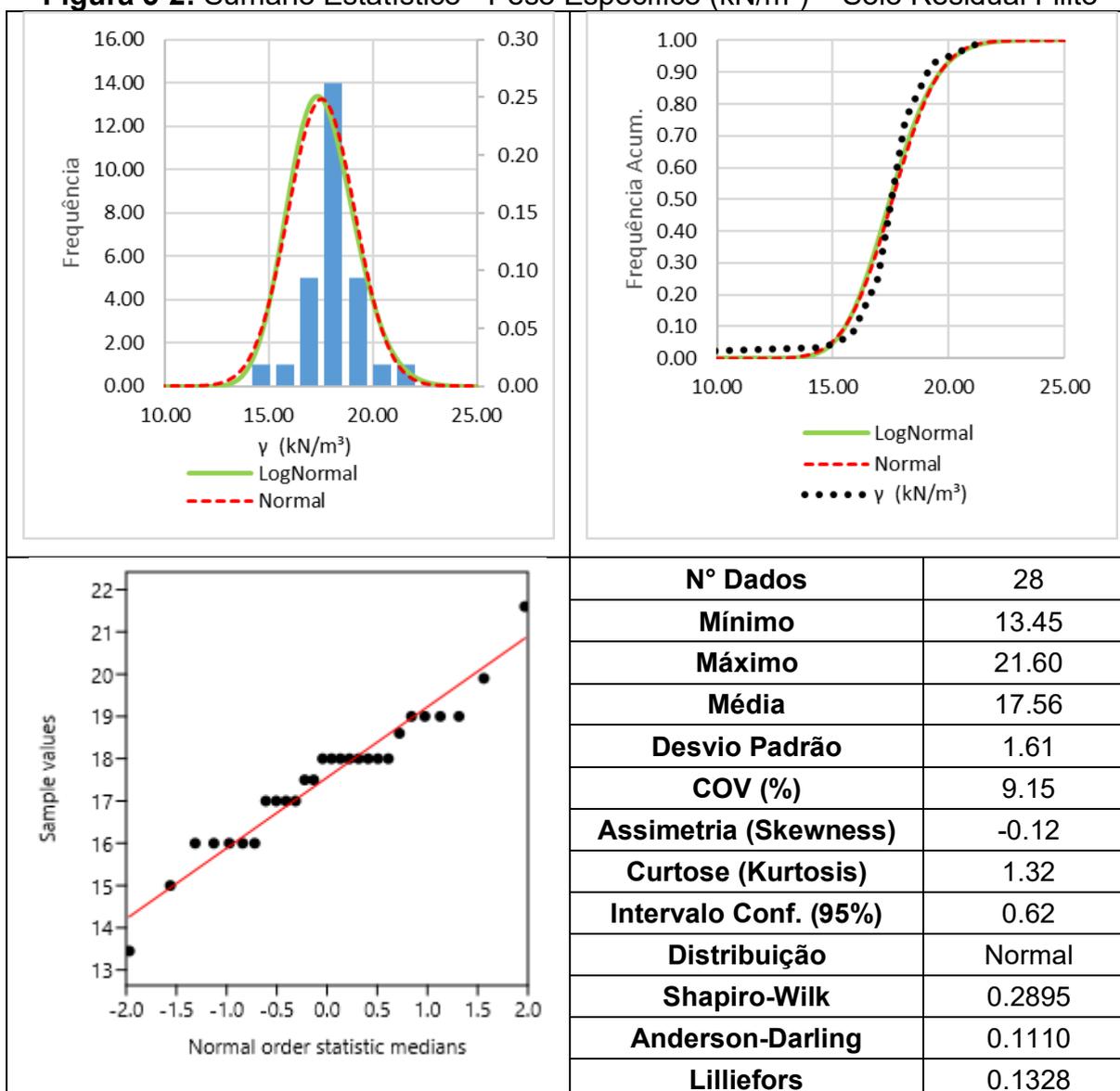
Cada um desses quadros inclui histogramas dos dados, acompanhados por distribuições de probabilidade tanto normal quanto log-normal, permitindo uma

comparação visual entre os dados e as distribuições teóricas. Também são apresentados diagramas de distribuição acumulada, que exibem as distribuições de probabilidade acumulada normal e log-normal, facilitando a identificação de qual distribuição se ajusta melhor aos dados.

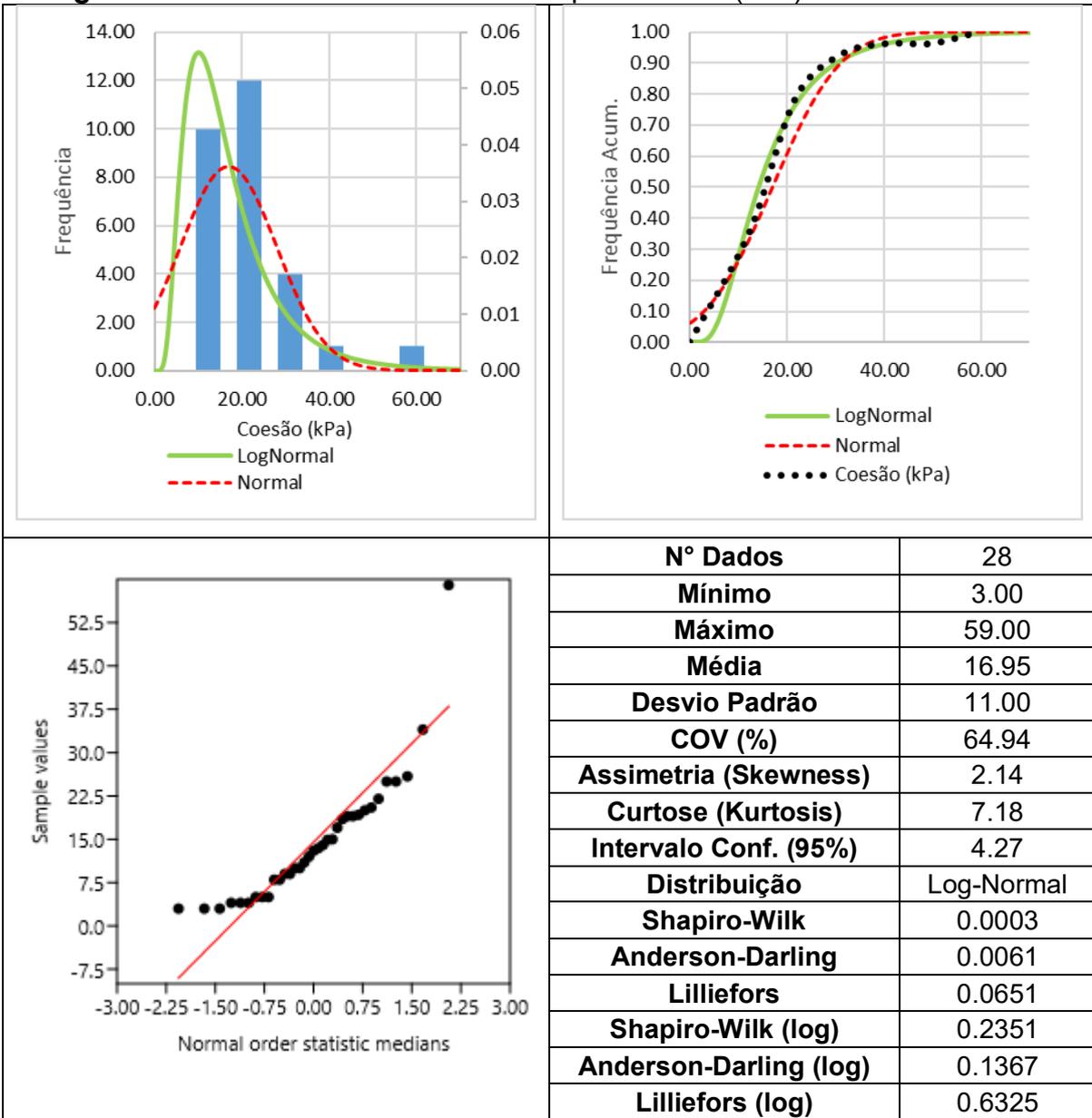
Um aspecto notável é a inclusão de gráficos de probabilidade normal. Por meio deles, é possível observar os dados em relação a uma linha que representa a distribuição normal. No caso do peso específico e do ângulo de atrito do solo residual de filito (Figura 5-2 e Figura 5-4), os dados parecem se ajustar bem à linha normal. No entanto, os dados de intercepto coesivo (Figura 5-3) apresentam desvios característicos da distribuição log-normal, mas se ajustam à distribuição log-normal, conforme evidenciado pelo histograma.

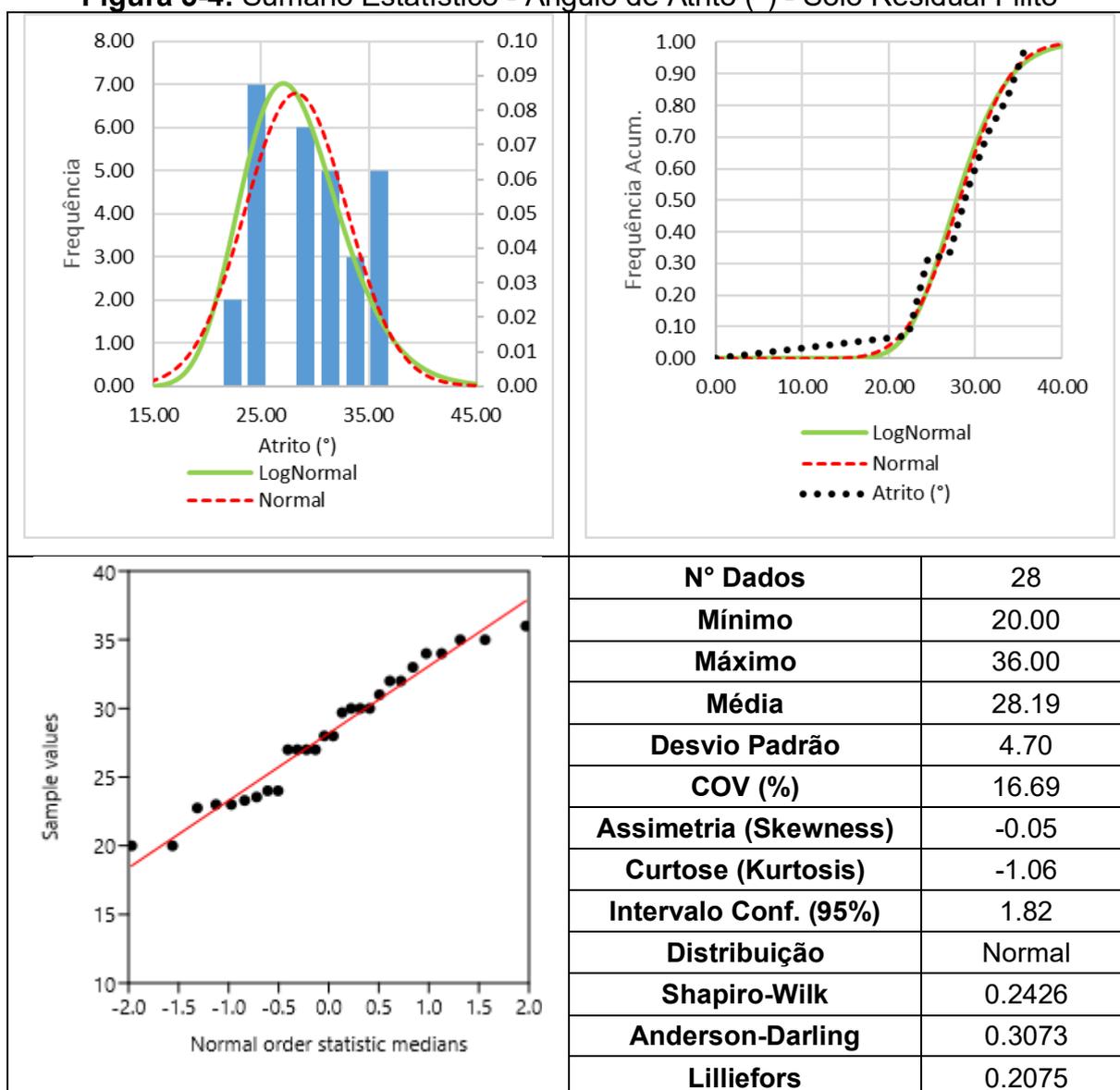
Além dos gráficos, os quadros também fornecem estatísticas descritivas, incluindo o número de dados, valores mínimos e máximos, média, desvio padrão, coeficiente de variação, assimetria, curtose e intervalo de confiança para a média com 95% de probabilidade. Os resultados dos testes de normalidade de Shapiro-Wilk, Anderson-Darling e Lilliefors são igualmente importantes. Valores de "p" superiores a 0,05 indicam que a hipótese de normalidade pode ser aceita. Nos casos em que a distribuição log-normal é mais adequada, os valores de "p" para os dados transformados (logaritmo natural dos dados) são maiores que 0,05. Isso é observado no caso do intercepto coesivo do solo residual de filito, onde os dados são log-normais. O teste Shapiro-Wilk é particularmente significativo para conjuntos de dados menores, conforme descrito no item 2.1.6.

Em resumo, a análise exploratória fornece um entendimento aprofundado das características dos dados geotécnicos, essencial para análises de estabilidade probabilísticas e dimensionamento das intervenções geotécnicas.

**Figura 5-2: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Solo Residual Filito**

**Figura 5-3: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Solo Residual Filito**



**Figura 5-4:** Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Solo Residual Filito

A Tabela 5.1 sumariza a análise exploratória dos dados deste estudo, destacando as três propriedades geotécnicas dos materiais: peso específico, intercepto coesivo e ângulo de atrito. Estes materiais incluem aterro colúvio, laterita, e diversos graus de alteração de litologias, tais como solo residual, saprólito e rocha, abrangendo filito, itabirito, hematita, quartzito e xisto. A tabela fornece estatísticas descritivas para estes parâmetros, assim como os valores máximos e mínimos utilizados nas distribuições de probabilidade para as análises de estabilidade probabilística. Ademais, indica a distribuição de probabilidade mais adequada para cada material, baseada em critérios anteriormente apresentados.

Conforme Uzielli et al. (2006), o peso específico submerso ( $\gamma_n$ ) geralmente segue uma distribuição normal, assim como os dados da tabela. O ângulo de atrito,

especialmente para areia, também tende a seguir uma distribuição normal, o que é corroborado pela tabela para diferentes materiais.

Baecher e Christian (2003) apontam que muitas medidas de resistência do solo se encaixam bem na distribuição normal, o que é consistente com a maioria dos dados de ângulo de atrito e peso específico apresentados.

Fenton e Griffiths (2008) identificam o intercepto coesivo do solo como frequentemente seguindo uma distribuição log-normal, o que é parcialmente confirmado pelos dados, visto que várias medidas de intercepto coesivo são classificadas como log-normais.

Guedes (1997) sugere intervalos para o coeficiente de variação (CV) de propriedades de solos residuais, com 4 a 20 para ângulo de atrito efetivo e 10 a 60 para o intercepto coesivo efetivo. A tabela mostra que quase todos os CVs para o ângulo de atrito estão dentro dessa faixa, com exceção do Solo residual de hematita (CV de 24,36). No entanto, para o intercepto coesivo efetivo, alguns materiais, como o Solo Residual de Filito (CV de 64,94), Saprólito de Filito (CV de 65,53), Rocha Hematita (CV de 77,20), Solo Residual Xisto (CV de 107,03), Rocha de Itabirito ( CV de 121,92) e Rocha xisto (CV de 111,23) apresentam valores de CV acima do limite superior da faixa sugerida. Já Assis et al. (2011) ampliam a faixa de CV para a intercepto coesivo efetiva para CV de 20 a 80.

Phoon e Kulhawy (1999a) estabelecem que o peso específico de argila e silte deve ter um CV abaixo de 10%. Dos 18 materiais listados, metade está dentro dessa faixa, indicando consistência com argilas e siltes. No entanto, 9 materiais excedem esse CV, sugerindo maior variabilidade. Estes incluem Laterita (CV de 19,28), Saprólito Itabirito (CV de 13,66), Rocha Itabirito (CV de 11,23), Solo Residual Hematita (CV de 20,64), Rocha hematita ( CV de 11,20), Rocha Quartzito (CV de 14,43), Solo Residual Xisto (CV de 10,46), Saprólito Xisto (CV de 12,37) e Rocha Xisto (CV de 14,18). Kulhawy et al. (2000) propõem um CV de 10 a 20 para peso específico de granulometria fina. É notável que os dados que mais excedem os limites da literatura possuem menor número de valores, especialmente para saprólito e rocha de hematita, quartzito e xisto, com menos de 5 valores, resultando em altos CVs e, portanto, em grandes intervalos de confiança.

**Tabela 5-1:** Resumo estatístico para os dados de parâmetros geotécnicos.

Material	Propriedade	n	Média	Desvio Padrão	CV (%)	Intervalo Conf. (95%)	Mín	Máx	Distribuição
Aterro	Intercepto coesivo (kPa)	22	4.98	2.59	52.10	1.15	0.75	10.16	Log-normal
	Atrito (°)	22	29.91	2.88	9.62	1.28	24.16	35.66	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	22	17.33	1.39	8.01	0.62	14.55	20.10	Normal
Laterita	Intercepto coesivo (kPa)	11	32.82	16.96	51.69	11.40	2.00	66.75	Normal
	Atrito (°)	11	31.18	3.60	11.55	2.42	23.98	38.38	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	11	22.64	4.37	19.28	2.93	13.91	31.37	Normal
Solo Residual de Filito	Intercepto coesivo (kPa)	28	16.95	11.00	64.94	4.27	1.50	59.00	Log-normal
	Atrito (°)	28	28.19	4.70	16.69	1.82	18.78	37.60	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	28	17.56	1.61	9.15	0.62	14.34	20.77	Normal
Solo Residual Jovem de Filito	Intercepto coesivo (kPa)	11	15.32	6.87	44.82	4.61	1.59	29.06	Normal
	Atrito (°)	11	29.10	6.07	20.86	4.08	16.96	41.24	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	11	17.89	1.29	7.19	0.86	15.32	20.46	Normal
Solo Residual Maduro de Filito	Intercepto coesivo (kPa)	11	13.53	7.66	56.61	5.15	1.50	28.85	Normal
	Atrito (°)	11	26.84	3.77	14.04	2.53	19.31	34.38	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	11	17.73	2.26	12.72	1.52	13.22	22.24	Normal
Saprólito de Filito	Intercepto coesivo (kPa)	9	52.06	34.11	65.53	26.22	4.00	120.28	Log-normal
	Atrito (°)	9	32.56	5.15	15.82	3.96	22.25	42.86	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	9	19.17	1.37	7.14	1.05	16.43	21.91	Normal
Rocha Filito	Intercepto coesivo (kPa)	10	94.80	58.57	61.78	41.90	25.00	211.94	Log-normal
	Atrito (°)	10	33.30	3.59	10.79	2.57	26.12	40.48	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	10	21.10	2.08	9.85	1.49	16.94	25.26	Normal
Solo Residual Itabirito	Intercepto coesivo (kPa)	7	21.29	7.48	35.13	6.92	6.33	36.24	Log-normal
	Atrito (°)	7	34.29	4.07	11.87	3.76	26.14	42.43	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	7	19.43	1.13	5.84	1.05	17.16	21.70	Normal
Saprólito Itabirito	Intercepto coesivo (kPa)	6	66.00	28.59	43.31	30.00	8.83	123.17	Log-normal
	Atrito (°)	6	36.33	3.20	8.82	3.36	29.93	42.74	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	6	23.50	3.21	13.66	3.37	17.08	29.92	Normal
Rocha Itabirito	Intercepto coesivo (kPa)	9	176.11	214.71	121.92	165.04	15.00	605.52	Log-normal
	Atrito (°)	9	40.22	7.41	18.43	5.70	25.40	55.05	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	9	30.56	3.43	11.23	2.64	23.69	37.42	Normal
Solo Residual Hematita	Intercepto coesivo (kPa)	8	49.00	35.41	72.26	29.60	0.00	119.82	Normal
	Atrito (°)	8	34.00	8.28	24.36	6.92	17.44	50.56	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	8	27.25	5.63	20.64	4.70	16.00	38.50	Normal
Saprólito Hematita	Intercepto coesivo (kPa)	5	102.40	20.51	20.03	25.47	61.37	143.43	Normal
	Atrito (°)	5	36.40	5.27	14.49	6.55	25.85	46.95	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	5	32.80	2.59	7.89	3.21	27.62	37.98	Normal
Rocha Hematita	Intercepto coesivo (kPa)	5	148.20	114.42	77.20	142.07	35.00	377.03	Log-normal

Material	Propriedade	n	Média	Desvio Padrão	CV (%)	Intervalo Conf. (95%)	Mín	Máx	Distribuição
	Atrito (°)	5	38.60	5.18	13.41	6.43	28.25	48.95	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	5	34.00	3.81	11.20	4.73	26.38	41.62	Normal
Solo Residual Quartzito	Intercepto coesivo (kPa)	14	13.34	8.09	60.65	4.67	0.88	29.52	Log-normal
	Atrito (°)	14	30.86	2.74	8.88	1.58	25.37	36.34	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14	17.59	1.11	6.32	0.64	15.36	19.81	Normal
Saprólito Quartzito	Intercepto coesivo (kPa)	4	36.50	16.60	45.49	26.42	3.29	69.71	Normal
	Atrito (°)	4	34.25	2.22	6.47	3.53	29.82	38.68	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	4	18.75	0.96	5.11	1.52	16.84	20.66	Normal
Rocha Quartzito	Intercepto coesivo (kPa)	5	195.00	187.42	96.11	232.71	25.00	569.83	Log-normal
	Atrito (°)	5	37.20	7.19	19.33	8.93	22.82	51.58	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	5	24.20	3.49	14.43	4.34	17.21	31.19	Normal
Solo Residual Xisto	Intercepto coesivo (kPa)	13	24.46	26.18	107.03	15.82	2.00	76.82	Log-normal
	Atrito (°)	13	29.23	2.77	9.49	1.68	23.68	34.78	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	13	18.08	1.89	10.46	1.14	14.29	21.86	Normal
Saprólito Xisto	Intercepto coesivo (kPa)	3	63.33	31.75	50.14	78.88	22.50	126.84	Log-normal
	Atrito (°)	3	31.00	3.61	11.63	8.96	23.79	38.21	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	3	18.67	2.31	12.37	5.74	14.05	23.29	Normal
Rocha Xisto	Intercepto coesivo (kPa)	3	109.67	121.98	111.23	303.03	14.50	353.64	Log-normal
	Atrito (°)	3	33.33	3.79	11.36	9.40	25.76	40.91	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	3	22.67	3.21	14.18	7.99	16.24	29.10	Normal
Colúvio	Intercepto coesivo (kPa)	12	6.96	4.77	68.54	3.03	0.50	16.50	Normal
	Atrito (°)	12	25.58	3.03	11.84	1.92	19.53	31.64	Normal
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	12	16.42	1.04	6.34	0.66	14.34	18.50	Normal

## 5.2 ANÁLISE COMPARATIVA DOS FATORES DE SEGURANÇA, PROBABILIDADE DE RUPTURA E ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

Nesta seção, apresenta-se os resultados das análises de estabilidade probabilística das três seções tipo apresentadas, utilizando os parâmetros da Tabela 5-1. Realizou-se análises tanto com dados coletados quanto com dados de referência, provenientes de projetos geotécnicos de estabilidade de taludes de mineração, inclusos no banco de dados. Selecionou-se esses dados para compatibilidade com os cálculos realizados, focando na comparação de coeficientes de variação típicos encontrados na literatura e em projetos, ao invés do valor exato dos parâmetros. Nesta análise probabilística, adotou-se como padrão o uso de do valor médio de referência e covariância bibliográfica, considerando distribuições normais para todos os parâmetros. Os coeficientes de variação adotados foram de 40% para a intercepto coesivo, 15% para o ângulo de atrito e 5% para o peso específico em todas as análises. Também se limitou as distribuições aos extremos de dois desvios padrões. O Apêndice C deste trabalho inclui uma tabela completa com os dados de referência, desvios padrões, covariâncias e os valores máximos e mínimos das distribuições, todos seguindo a distribuição normal.

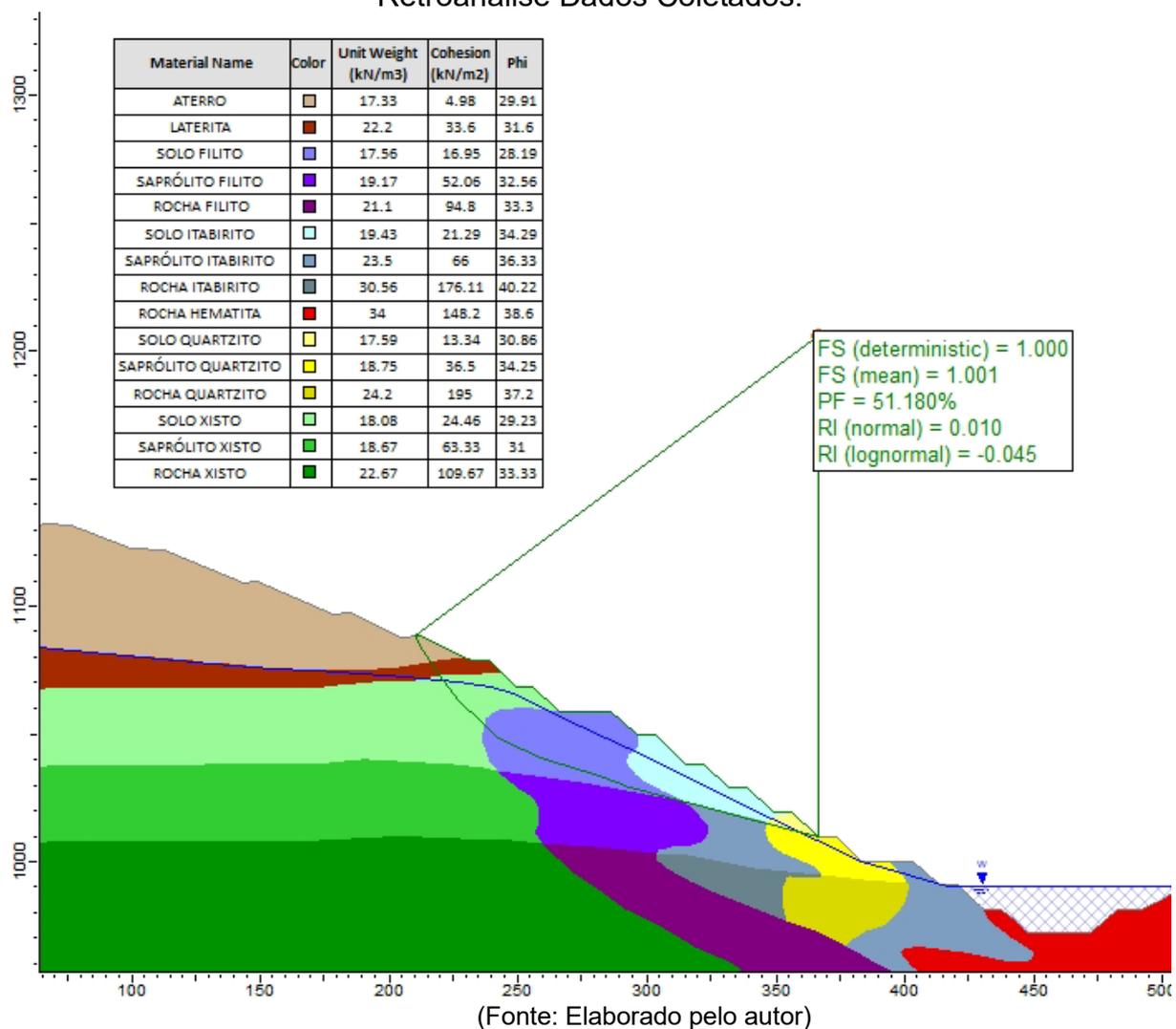
### 5.2.1 Seção Tipo 01 – Talude de cava Mina de Ferro e Pilha de Estéril (PDE)

A Seção Tipo 01 foi analisada em dois cenários distintos, cada um com um nível freático diferente. O primeiro cenário, NA1, corresponde à linha freática na condição de ruptura, ou seja, quando o Fator de Segurança (FS) é igual a 1,0. Esse nível foi determinado por meio do processo de retroanálise, no qual ajustou-se o nível freático (NA) até alcançar-se um FS de 1,0. A retroanálise é um método considerado como um ensaio em escala real, onde altera-se o parâmetro desconhecido — neste caso, o nível freático — até que a análise de estabilidade indique a ocorrência de ruptura. O ponto de partida para a variação do NA foi o NA2, que deriva do estudo hidrogeológico da cava real, utilizando os dados dos níveis de água locais.

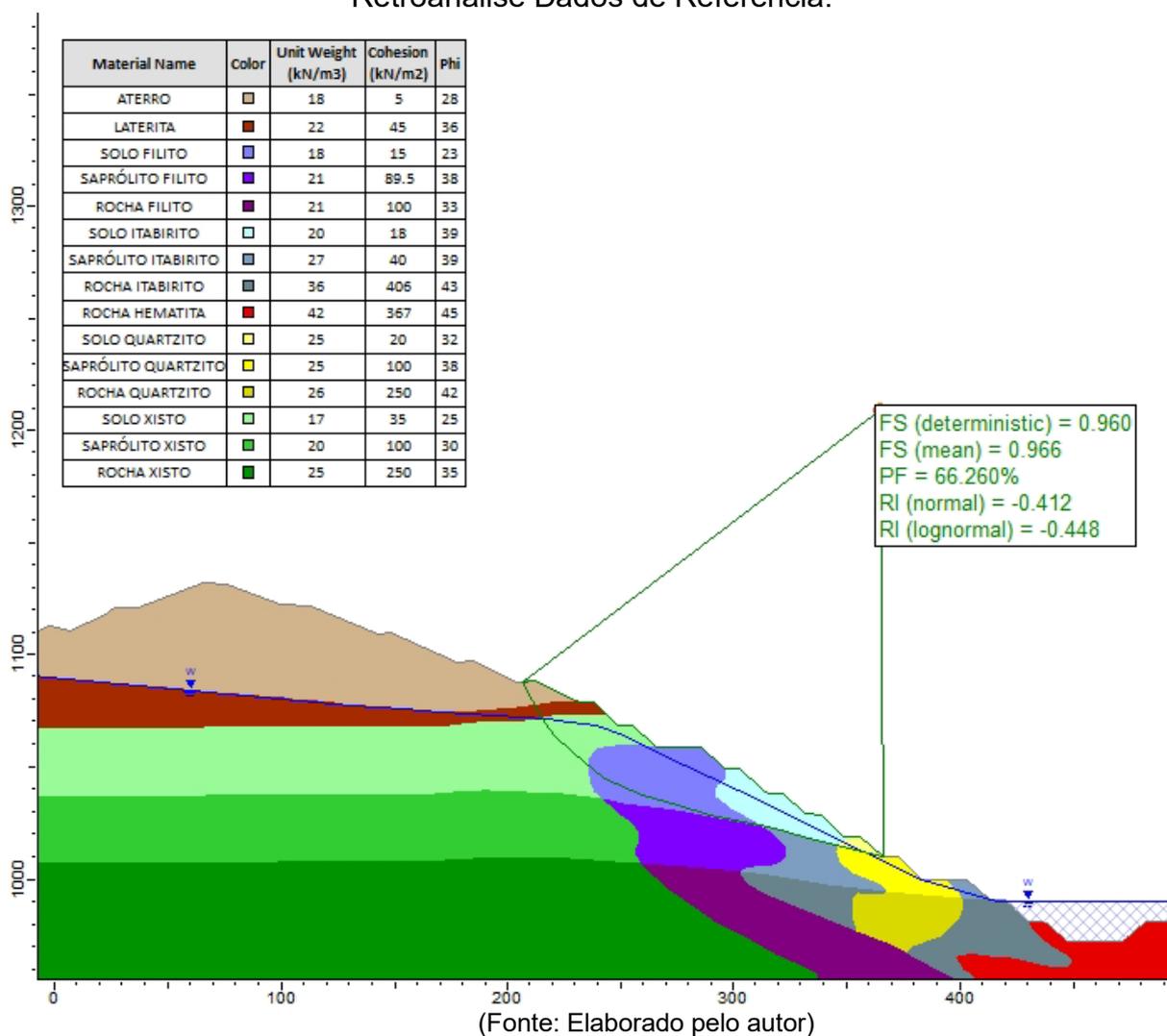
A Figura 5-5 apresenta os resultados da análise de estabilidade probabilística com base nos dados coletados, onde o Fator de Segurança (FS) alcançou 1,0. Isso resultou em uma probabilidade de falha de 51,18% e um índice de confiabilidade,  $\beta$  (indicado como RI, ou 'reliability index', na figura), aproximadamente igual a zero. Para

a análise de estabilidade usando os dados de referência, aplicou-se o nível freático NA1, estabelecido na retroanálise. Os resultados dessa análise estão na Figura 5-6, evidenciando um FS de 0,96, uma probabilidade de falha de 66,26% e um índice de confiabilidade  $\beta$  de 0,41.

**Figura 5-5:** Análise de Estabilidade Probabilística Global - Seção tipo 01 – Retroanálise Dados Coletados.

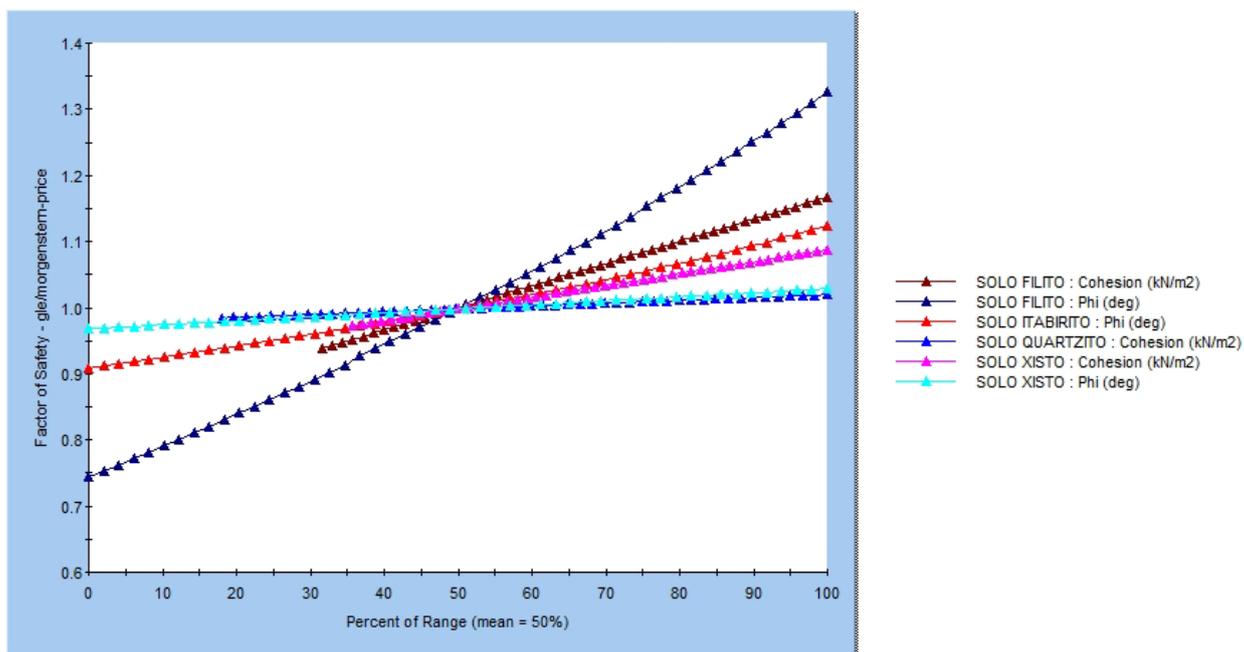


**Figura 5-6:** Análise de Estabilidade Probabilística Global - Seção tipo 01 – Retroanálise Dados de Referência.



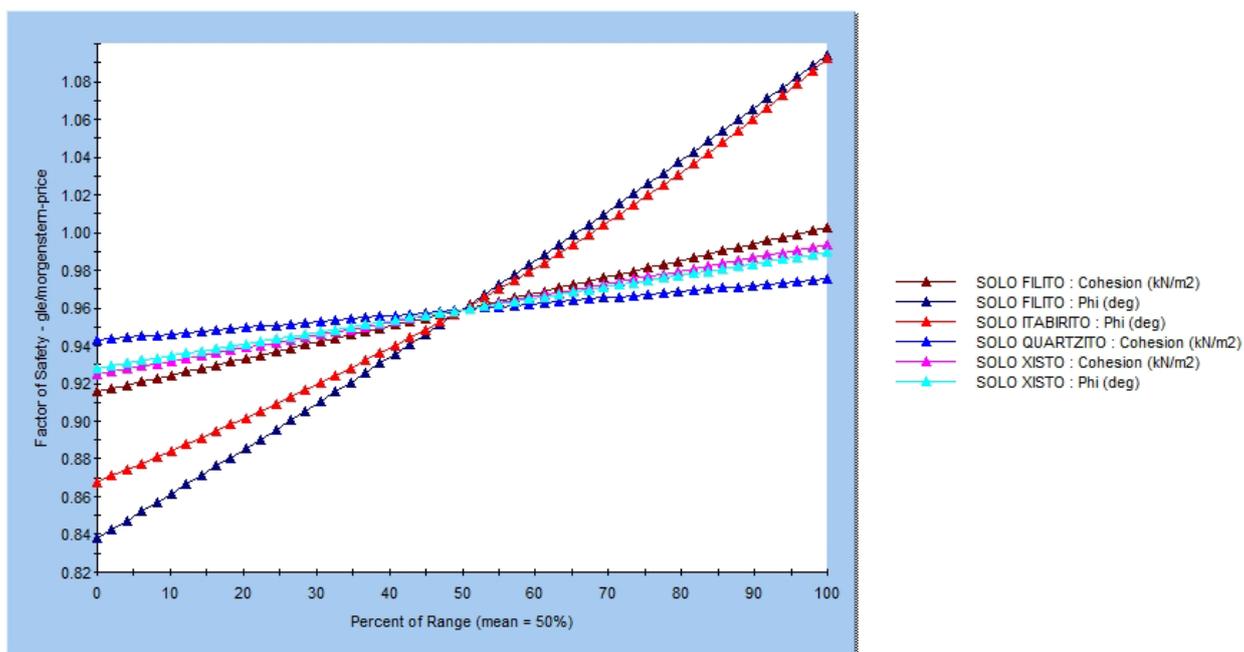
A análise de sensibilidade dos parâmetros simulados apresentada na Figura 5-7 para os dados coletados e na Figura 5-8 para os dados de referência, mostrou que o principal parâmetro que controla a estabilidade da seção é o Ângulo de Atrito do Filito, para os dois casos.

**Figura 5-7:** Análise de Sensibilidade dos Dados Coletados, NA1



(Fonte: Elaborado pelo autor)

**Figura 5-8:** Análise de Sensibilidade dos Dados de Referência NA1

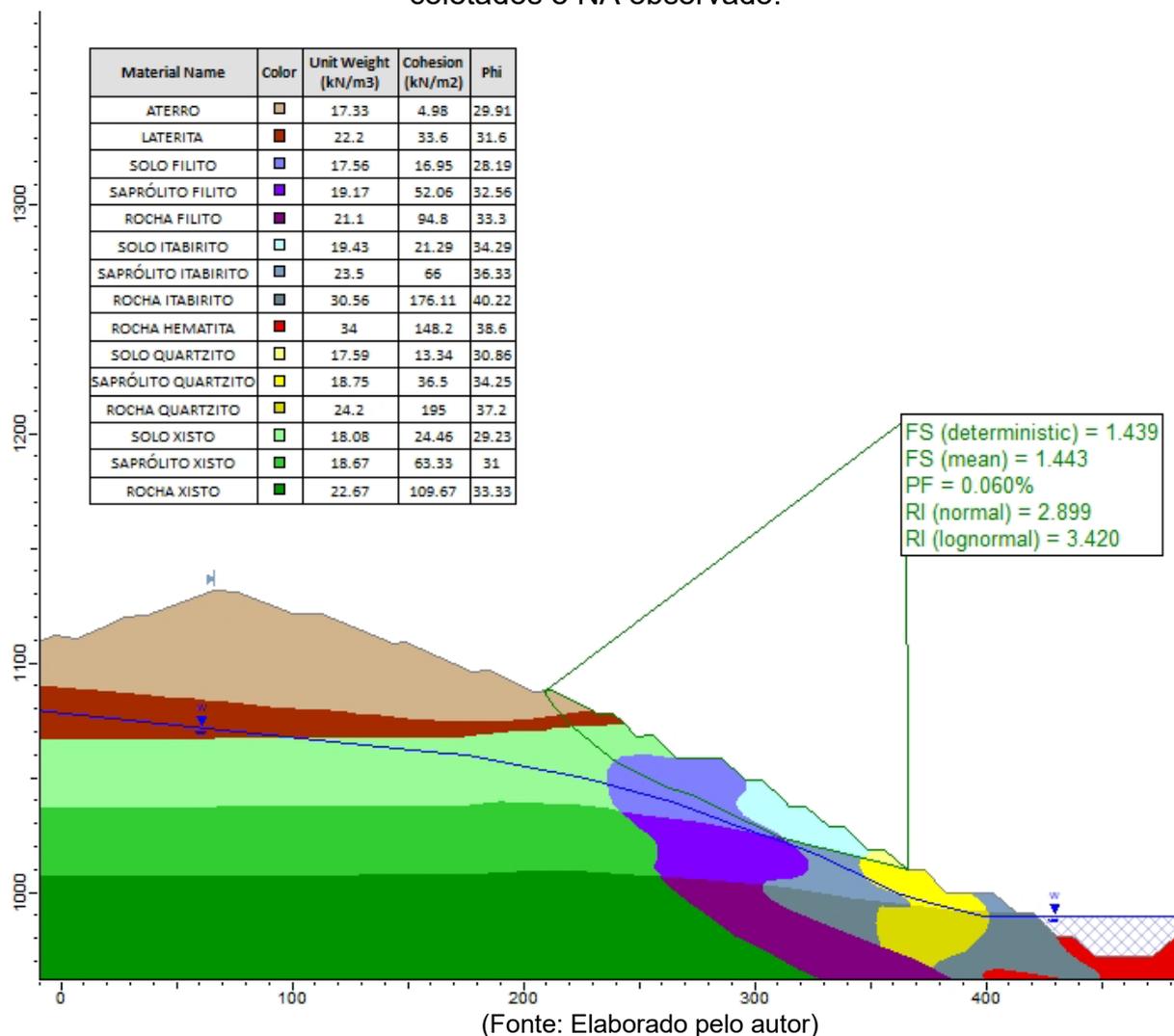


(Fonte: Elaborado pelo autor)

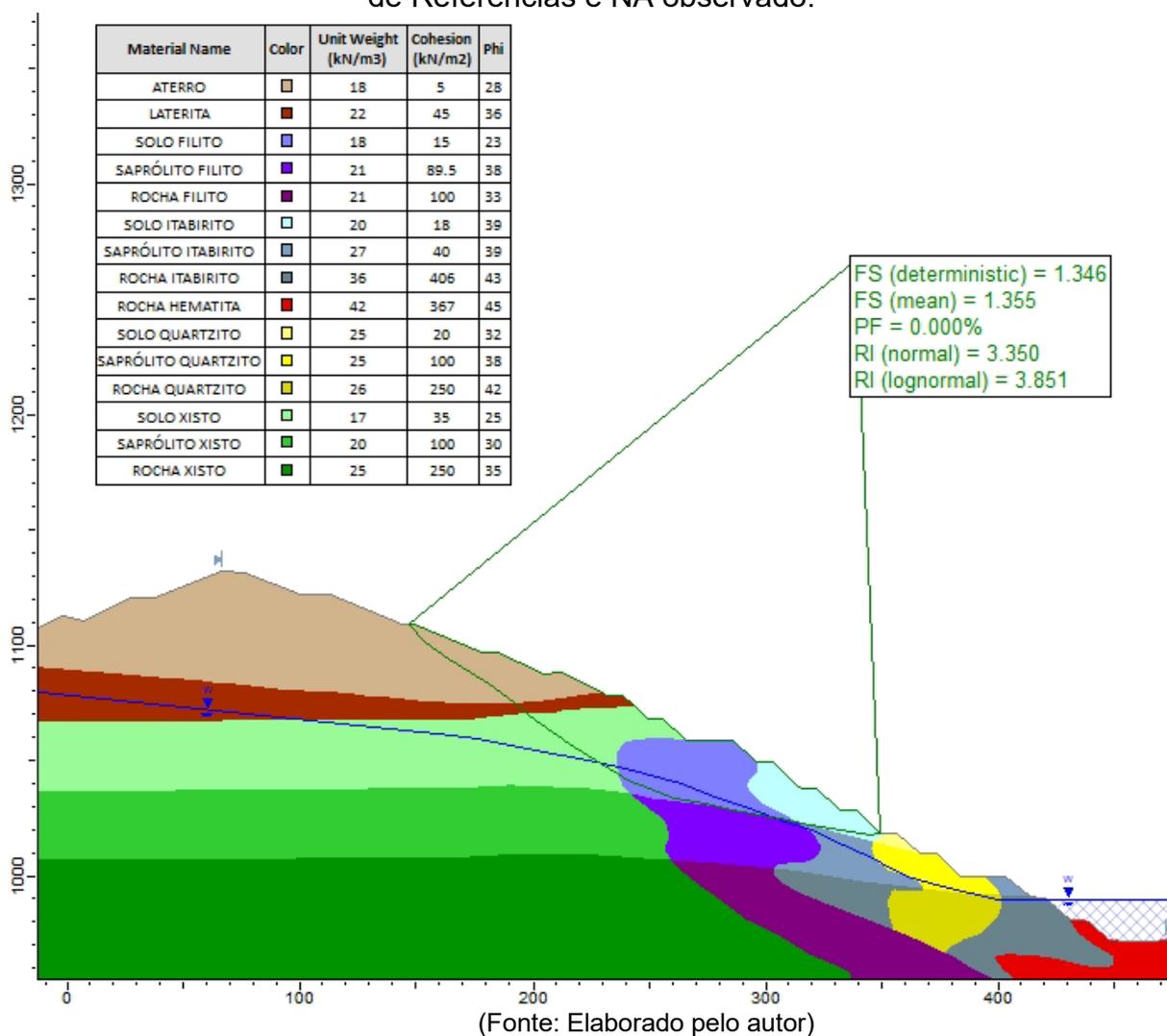
A segunda comparação foi realizada com NA2 referente ao NA observado na Cava. A análise de estabilidade com os dados coletados apresentou tanto o fator de segurança determinístico quando o probabilista de 1,44, e um índice de confiabilidade

$\beta$  de 2,90 e uma probabilidade falha de  $6,0 \times 10^{-3}$ , Figura 5-9. Já a seção tipo 01 com NA observado e dados de referência, Figura 5-10, apresentou um FS de 1,35 tanto probabilístico quando determinístico, um índice de confiabilidade  $\beta$  de 3,35 e um probabilidade de ruptura  $4 \times 10^{-4}$ , calculado com a Equação (16).

**Figura 5-9:** Análise de Estabilidade Probabilística Global - Seção Tipo 01 – Dados coletados e NA observado.



**Figura 5-10:** Análise de Estabilidade Probabilística Global – Seção tipo 01 - Dados de Referências e NA observado.



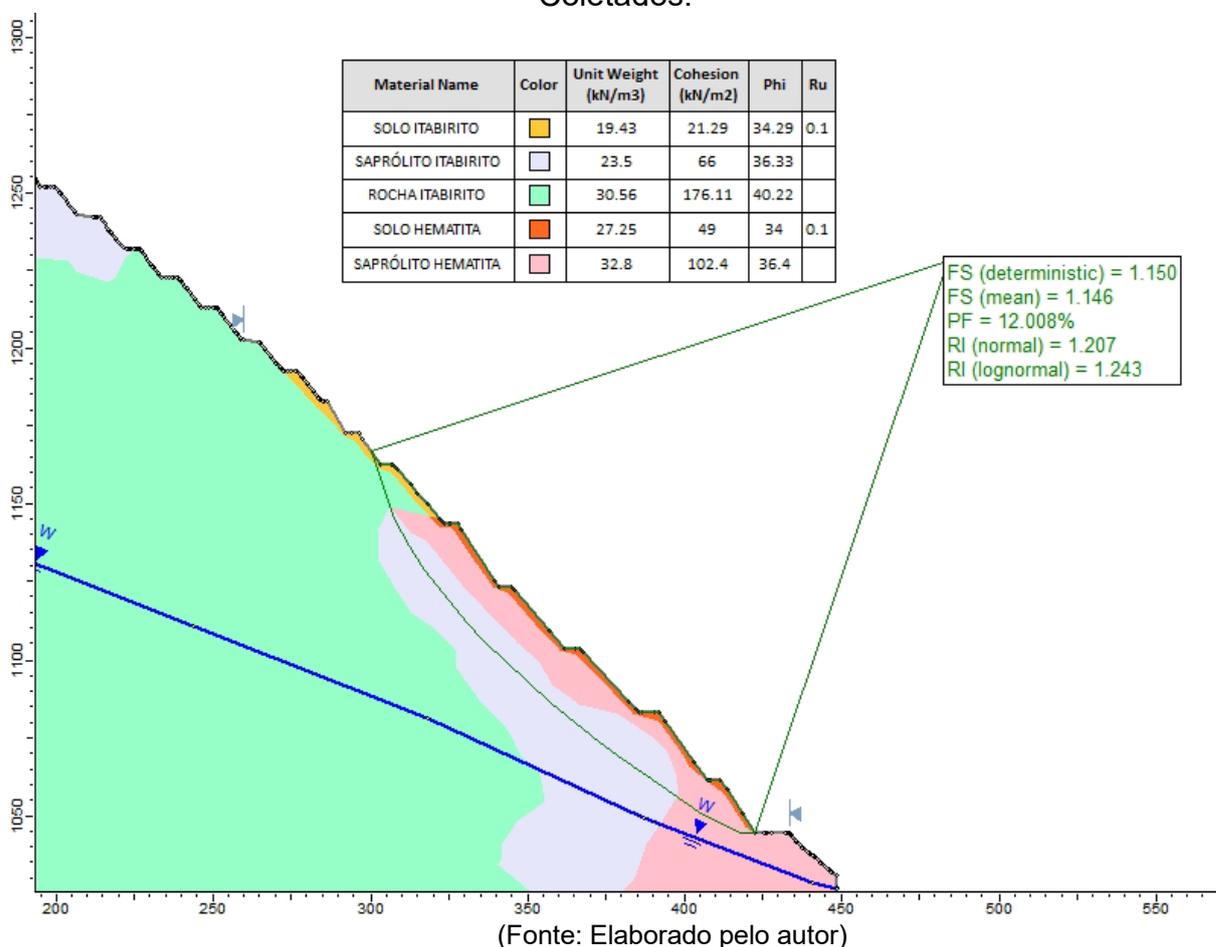
### 5.2.2 Seção Tipo 02 – Talude de cava Mina de Ferro e Contenção de Solo Grampeado

Para a seção tipo 02, foram considerados dois cenários: o primeiro relacionado à estabilidade global do talude da cava e o segundo à eficácia da solução de contenção adotada. Esta contenção foi projetada para estabilizar localmente a cava, visando interromper processos erosivos. Portanto, as análises de estabilidade apresentada é focada apenas em duas bancadas, pois não tem a intenção de elevar o fator de segurança global. Observou-se que o nível freático (NA) na seção da cava não afetou as poro pressões utilizadas nos cálculos. Assim, adotou-se uma razão de

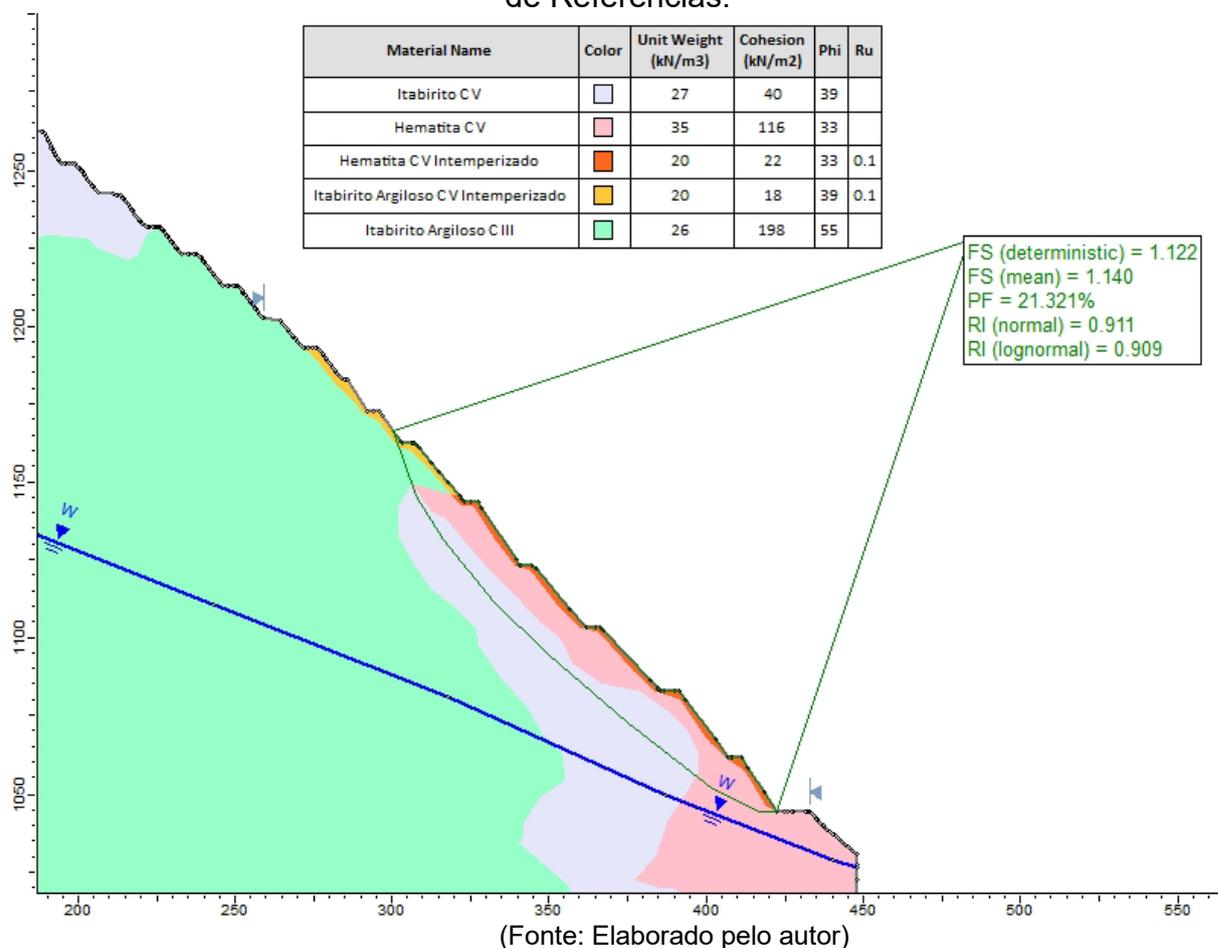
poropressão de 0,1 para os materiais superficiais, cujas espessuras foram determinadas pelo processo de retroanálise.

A análise de estabilidade realizada com os dados coletados indicou um Fator de Segurança (FS) de 1,15, tanto na abordagem determinística quanto na probabilística. O índice de confiabilidade  $\beta$  foi de 1,27, com uma probabilidade de falha de  $1,2 \times 10^{-1}$ , Figura 5-11. Por outro lado, a análise da estabilidade global da seção tipo 02, utilizando dados de referência, revelou um FS determinístico de 1,12 e um FS probabilístico de 1,14. O índice de confiabilidade  $\beta$  para este caso foi de 0,91, acompanhado de uma probabilidade de ruptura de  $2,13 \times 10^{-1}$ , Figura 5-12.

**Figura 5-11:** Análise de Estabilidade Probabilística Global - Seção Tipo 02 – Dados Coletados.

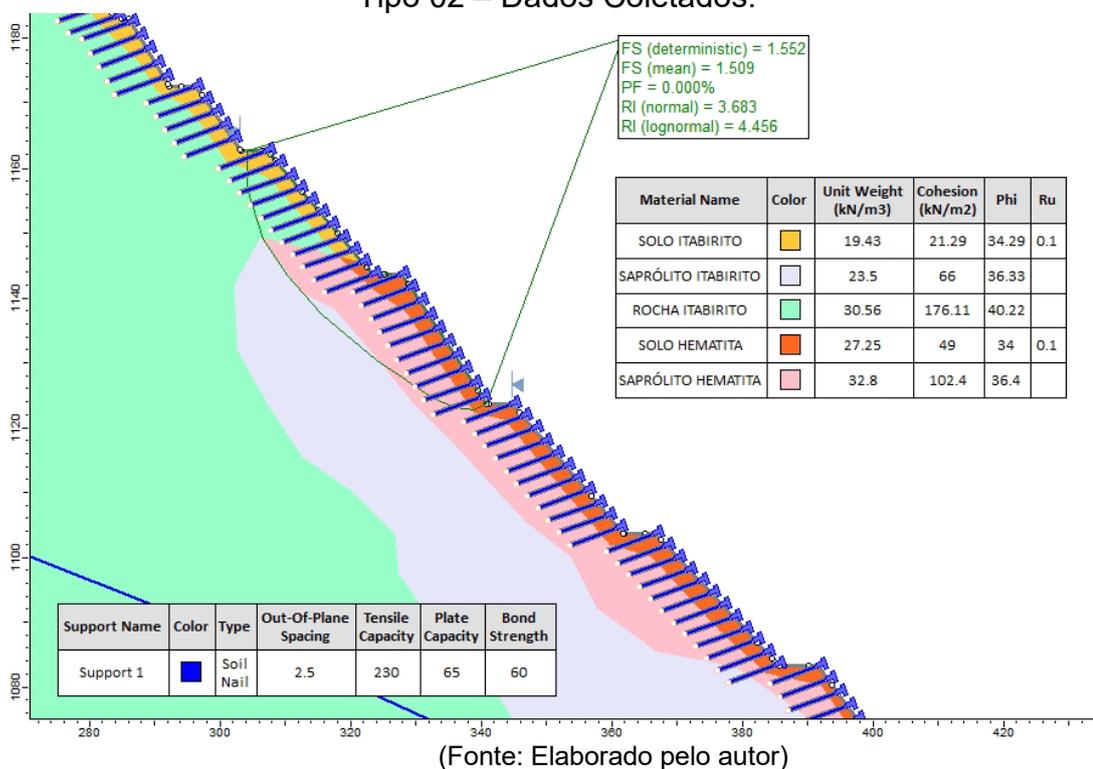


**Figura 5-12:** Análise de Estabilidade Probabilística Global – Seção Tipo 02 - Dados de Referências.

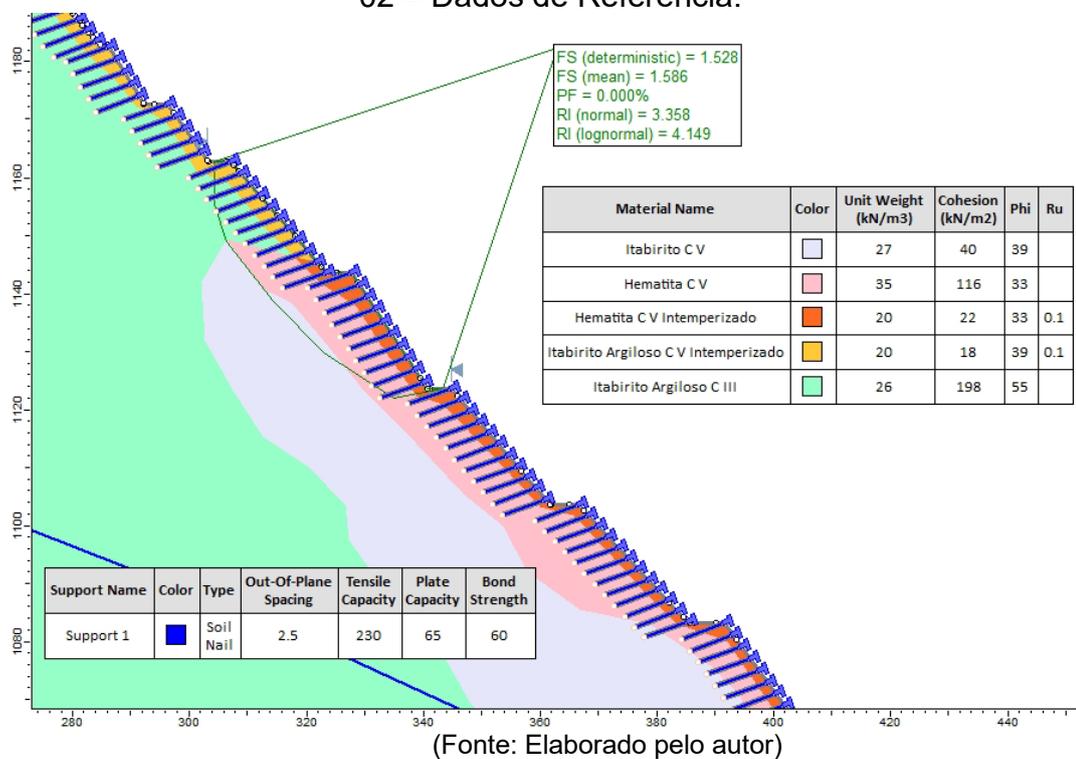


No segundo cenário de análise da seção tipo 02, considerou-se a solução de contenção implementada: solo grampeado com revestimento em tela metálica. A análise de estabilidade, utilizando os dados coletados, Figura 5-13, revelou um Fator de Segurança (FS) determinístico de 1,55 e um FS probabilístico de 1,51. O índice de confiabilidade  $\beta$  foi de 3,68 (indicado como RI, ou 'reliability index'), com uma probabilidade de ruptura de  $1,15 \times 10^{-4}$ , calculado com a Equação (16). Já no cenário com os parâmetros de referência, Figura 5-14, observou-se um FS determinístico de 1,53 e um FS probabilístico de 1,59. O índice de confiabilidade  $\beta$  foi de 3,36 e a probabilidade de ruptura foi de  $3,93 \times 10^{-4}$ , calculado igualmente com a Equação (16).

**Figura 5-13:** Análise de Estabilidade Probabilística. do Solo Grampeado - Seção Tipo 02 – Dados Coletados.

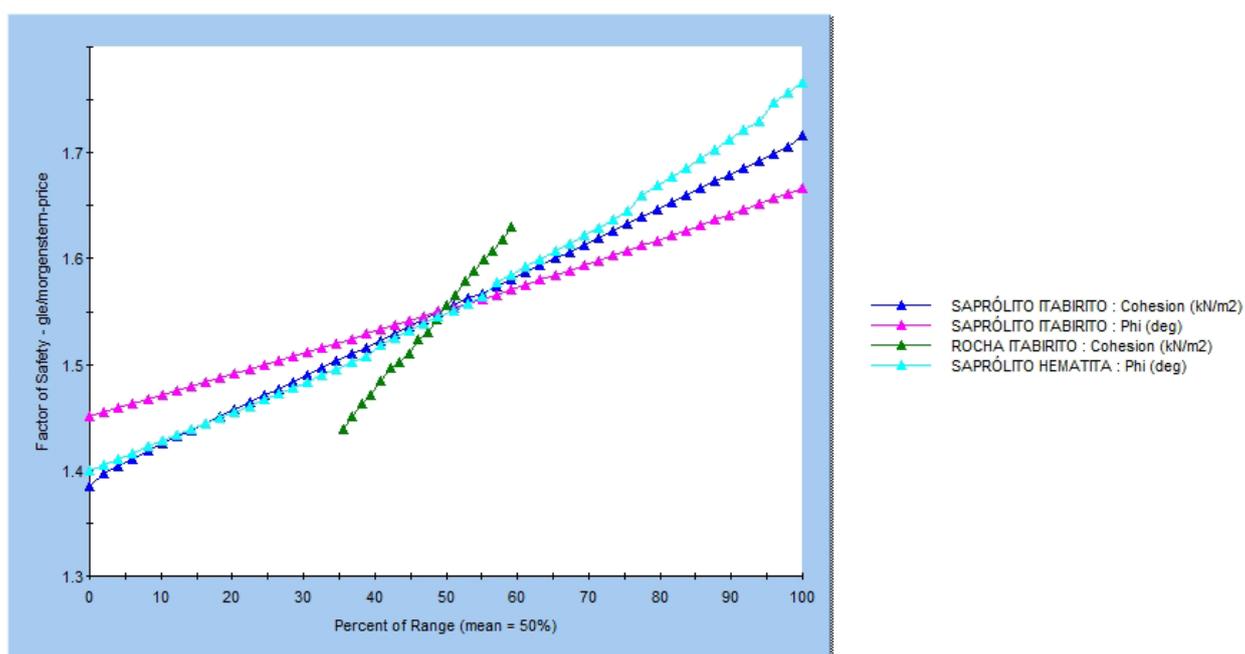


**Figura 5-14:** Análise de Estabilidade Probabilística do Solo Grampeado - Seção Tipo 02 – Dados de Referência.

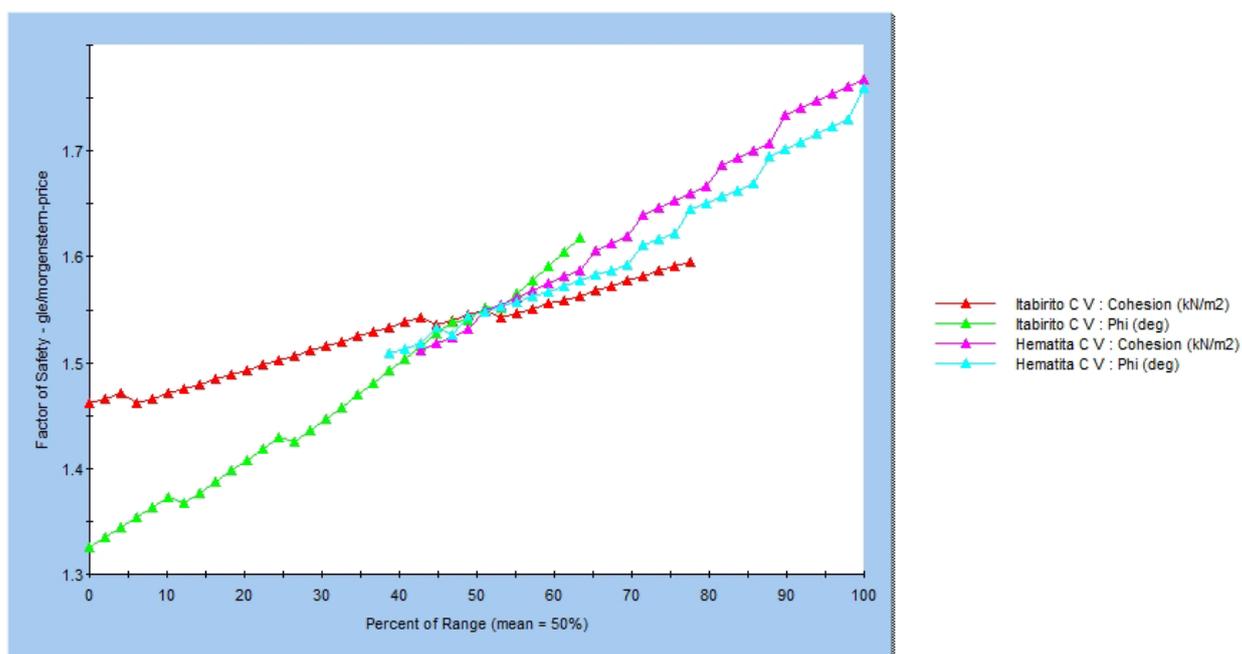


A análise de sensibilidade dos parâmetros geotécnicos, ilustrada na Figura 5-15 para os dados coletados, indicou que o intercepto coesivo da rocha de itabirito é o parâmetro mais sensível a variações. No entanto, diversos outros parâmetros também influenciam significativamente o fator de segurança. Em contrapartida, para os dados de referência, apresentados na Figura 5-16, tanto o intercepto coesivo quanto o ângulo de atrito da hematita e do itabirito compacta classe V mostraram-se como parâmetros sensíveis nas análises.

**Figura 5-15:** Análise de Sensibilidade dos Dados Coletados – Seção tipo 02



(Fonte: Elaborado pelo autor)

**Figura 5-16:** Análise de Sensibilidade dos Dados de Referência – Seção tipo 02

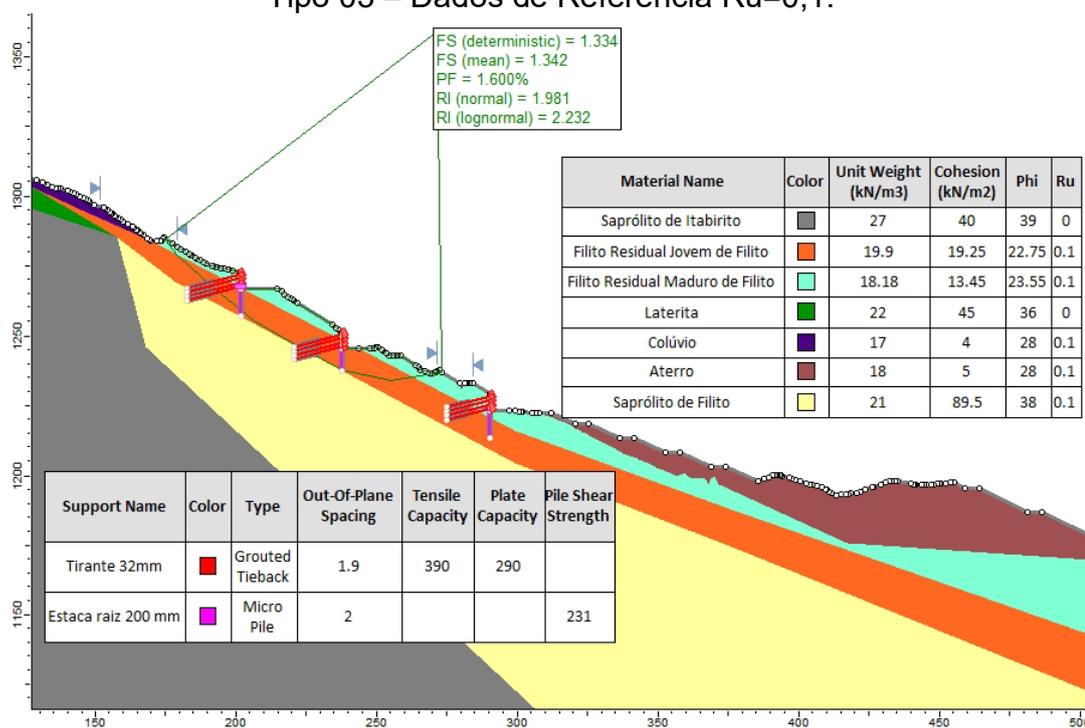
(Fonte: Elaborado pelo autor)

### 5.2.3 Seção Tipo 03 – Talude de Acesso de Mina e Contenção de Cortina Atirantada.

Na seção tipo 03, que trata da contenção de taludes com cortinas atirantadas, a análise de estabilidade probabilística focou nas distribuições de probabilidade para o solo residual jovem e maduro de filito, onde estão localizadas a solução de contenção e a potencial superfície de ruptura. Devido à ausência de dados de nível freático (NA) para esta seção, a poropressão foi estimada usando a razão de poropressão, valor este determinado pelo processo de retroanálise.

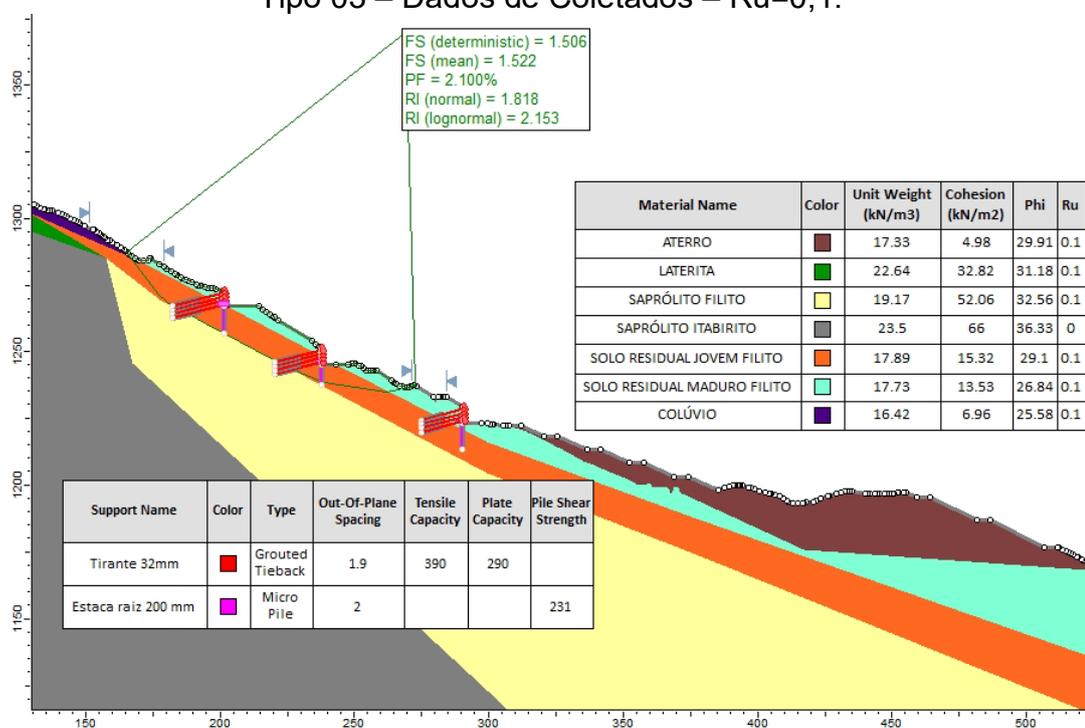
Considerando os dados de referência e uma razão de poropressão ( $R_u$ ) de 0,1, a análise resultou em um Fator de Segurança (FS) determinístico de 1,33 e um FS probabilístico de 1,34, conforme ilustrado na Figura 5-17. O índice de confiabilidade  $\beta$  foi de 1,98 (indicado como RI, ou 'reliability index'), e a probabilidade de ruptura foi de  $1,6 \times 10^{-2}$ . Por outro lado, utilizando os dados coletados, obteve-se um FS determinístico de 1,51 e um FS probabilístico de 1,52, com um índice de confiabilidade  $\beta$  de 1,82 e uma probabilidade de ruptura de  $2,1 \times 10^{-2}$ , como mostrado na Figura 5-18.

**Figura 5-17: Análise de Estabilidade Probabilística do Cortina Atirantada- Seção Tipo 03 – Dados de Referência Ru=0,1.**



(Fonte: Elaborado pelo autor)

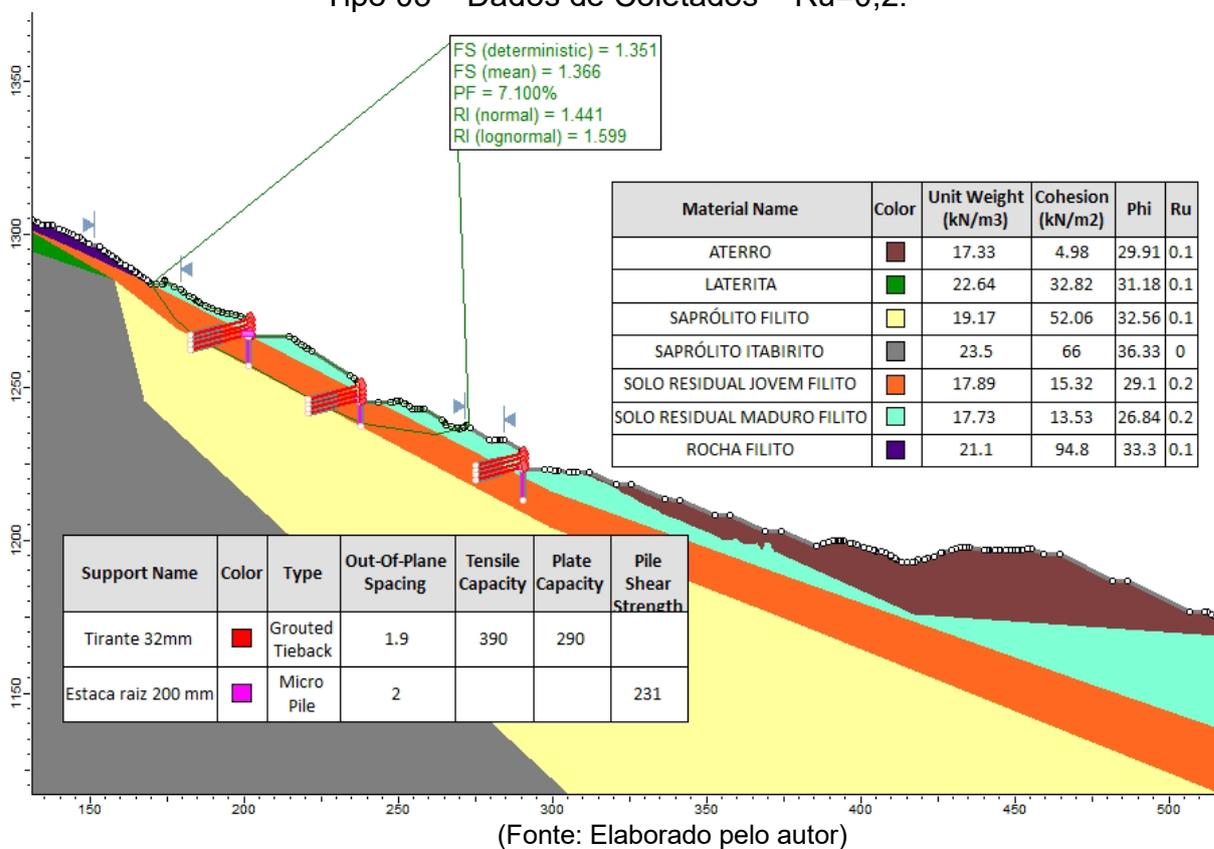
**Figura 5-18: Análise de Estabilidade Probabilística do Cortina Atirantada- Seção Tipo 03 – Dados de Coletados – Ru=0,1.**



(Fonte: Elaborado pelo autor)

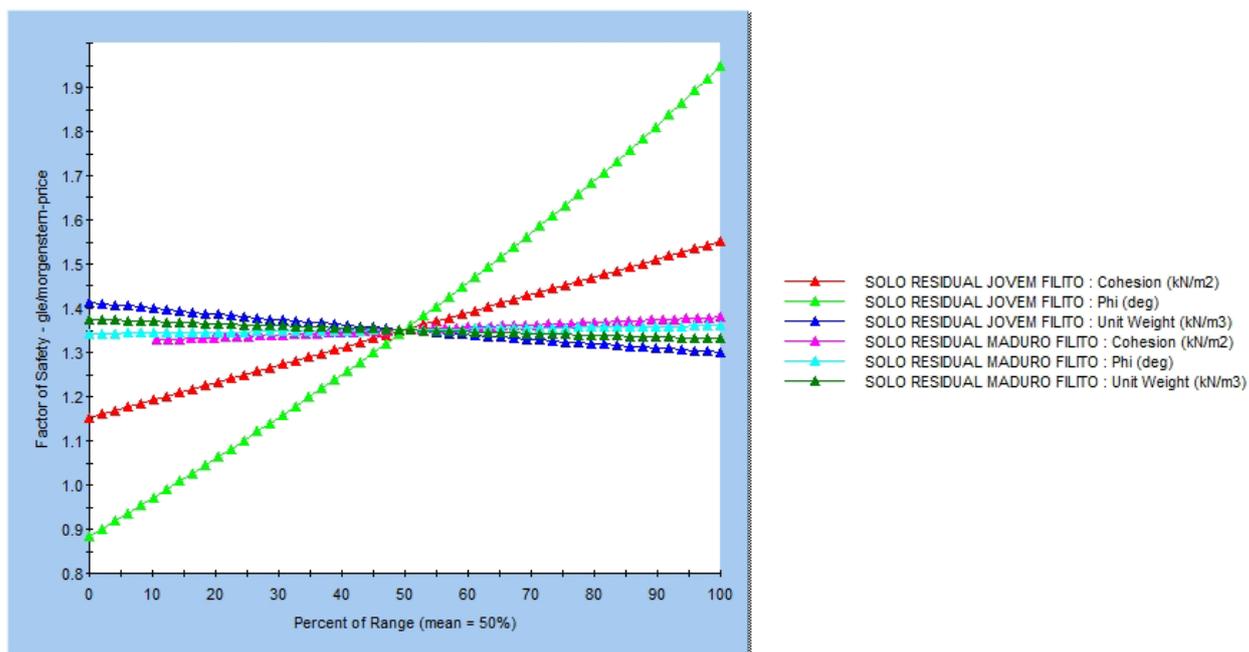
Realizou-se outra análise de estabilidade para a seção tipo 03, utilizando os dados coletados e desta vez considerando uma razão de poropressão ( $R_u$ ) de 0,2. Essa análise resultou em um Fator de Segurança (FS) determinístico de 1,35 e um FS probabilístico de 1,37. O índice de confiabilidade  $\beta$  obtido foi de 1,44, e a probabilidade de ruptura calculada foi de  $7,1 \times 10^{-2}$ . Estes resultados estão detalhadamente representados na Figura 5-19.

**Figura 5-19:** Análise de Estabilidade Probabilística do Cortina Atirantada- Seção Tipo 03 – Dados de Coletados –  $R_u=0,2$ .



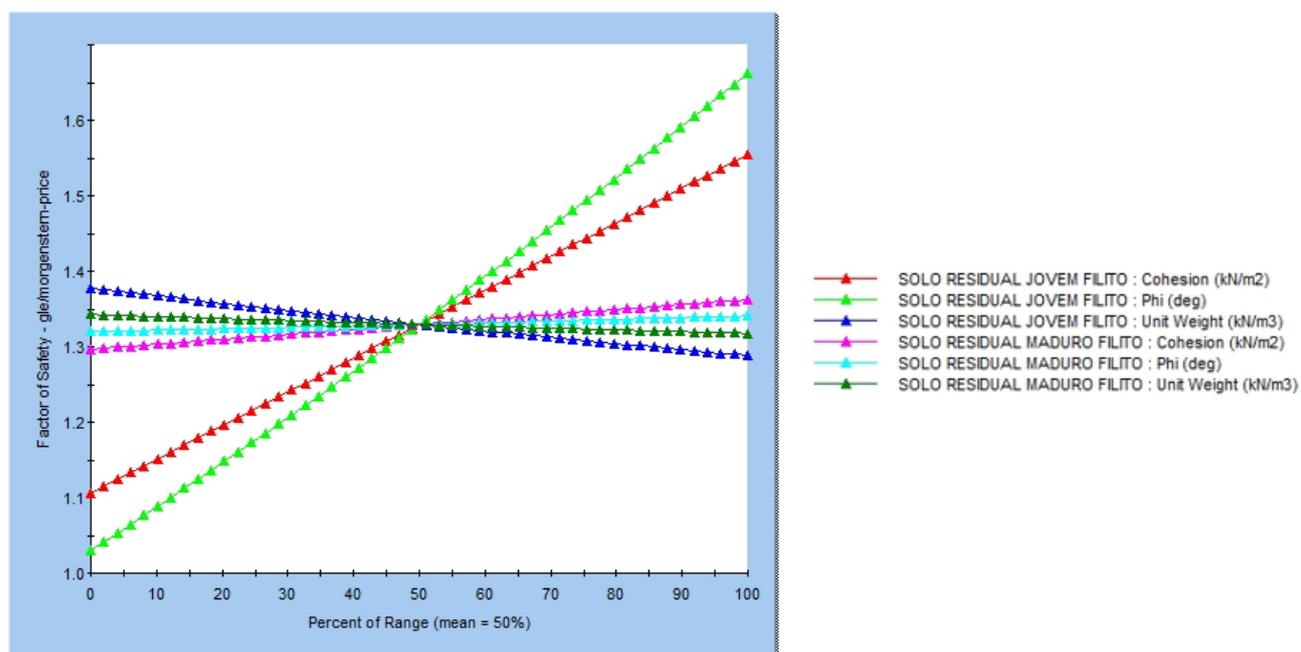
A análise de sensibilidade para a seção tipo 03, levando em conta os parâmetros de referência, é ilustrada na Figura 5-20, enquanto a análise com base nos dados coletados é apresentada na Figura 5-21. Ambas as análises demonstram resultados muito similares, identificando o intercepto coesivo e o ângulo de atrito do solo residual jovem como os parâmetros mais sensíveis em relação ao Fator de Segurança.

**Figura 5-20:** Análise de Sensibilidade dos Dados Coletados – Seção tipo 03



(Fonte: Elaborado pelo autor)

**Figura 5-21:** Análise de Sensibilidade dos Dados de Referência – Seção tipo 03



(Fonte: Elaborado pelo autor)

### 5.2.4 Resumo dos resultados obtidos e comparação com resultados típicos.

Os resultados das análises de estabilidade probabilísticas realizadas para as diferentes seções tipo, conjuntos de dados e cenários, estão resumidos na Tabela 5-2. Esta tabela apresenta os Fatores de Segurança (FS) determinístico e probabilístico, o índice de confiabilidade  $\beta$  (também conhecido como reliability index, RI), e a probabilidade de ruptura Pr (que representa a probabilidade de desempenho insatisfatório).

Observa-se que os FS se mantiveram próximos de 1 para as condições de ruptura, definidas na retroanálise, na seção tipo 01. Em comparação com a Tabela 2-9 para a seção tipo 01 com o nível freático (NA) observado, o FS foi de 1,35, o que está em conformidade com os parâmetros definidos por Wesselo e Read (2009). A seção tipo 02 apresentou um FS global de 1,12, abaixo do estipulado por Wesselo e Read (2009) na Tabela 2-9, mas para a estabilização local, um FS de aproximadamente 1,55, que atende aos critérios para obras de contenção estabelecidos no Tabela 2-7 da NBR 11.682. Já a seção tipo 03 mostrou um FS de 1,35, que não é compatível com todos os cenários do Tabela 2-7 da NBR 11.682, e um FS de 1,51 para um Ru de 0,1, que está alinhado com todos os cenários do mesmo quadro da NBR 11.682.

**Tabela 5-2:** Resumo dos Resultados de FS,  $\beta$  e Pr

Caso	FS Det.	FS Prob.	$\beta$	Pr
Seção Tipo 01 - PDE e Cava - NA 1 - Referência	0.96	0.97	-0,041	$6,63 \times 10^{-1}$
Seção Tipo 01 - PDE e Cava - NA 1 - Dados	1.00	1.001	0,01	$5,12 \times 10^{-1}$
Seção Tipo 01 - PDE e Cava - NA 2 - Referência	1.35	1.35	3,35	$4,0 \times 10^{-4}$
Seção Tipo 01 - PDE e Cava - NA 2 - Dados	1.44	1.44	2,90	$6,0 \times 10^{-3}$
Seção Tipo 02 – Talude Cava Global - Referência	1.12	1.14	0,91	$2,1 \times 10^{-1}$
Seção Tipo 02 - Talude Cava Global - Dados	1.15	1.15	1,21	$1,2 \times 10^{-1}$
Seção Tipo 02 - Solo Grampeado - Referência	1.53	1.59	3,36	$3,93 \times 10^{-4}$
Seção Tipo 02 - Solo Grampeado - Dados	1.55	1.51	3,68	$1,15 \times 10^{-4}$
Seção Tipo 03 - Cortina Atirantada - Ru =0.1 - Referência	1.33	1.34	1,98	$1,6 \times 10^{-6}$
Seção Tipo 03 - Cortina Atirantada - Ru =0.1 - Dados	1.51	1.52	1,82	$2,0 \times 10^{-2}$
Seção Tipo 03 - Cortina Atirantada - Ru =0.2 - Dados	1.35	1.37	1,44	$7,1 \times 10^{-2}$

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Conforme ilustrado na Figura 5-22, que exhibe os limites estabelecidos pelo US Army Corps of Engineers (1995) para índices de confiabilidade  $\beta$  e probabilidades de

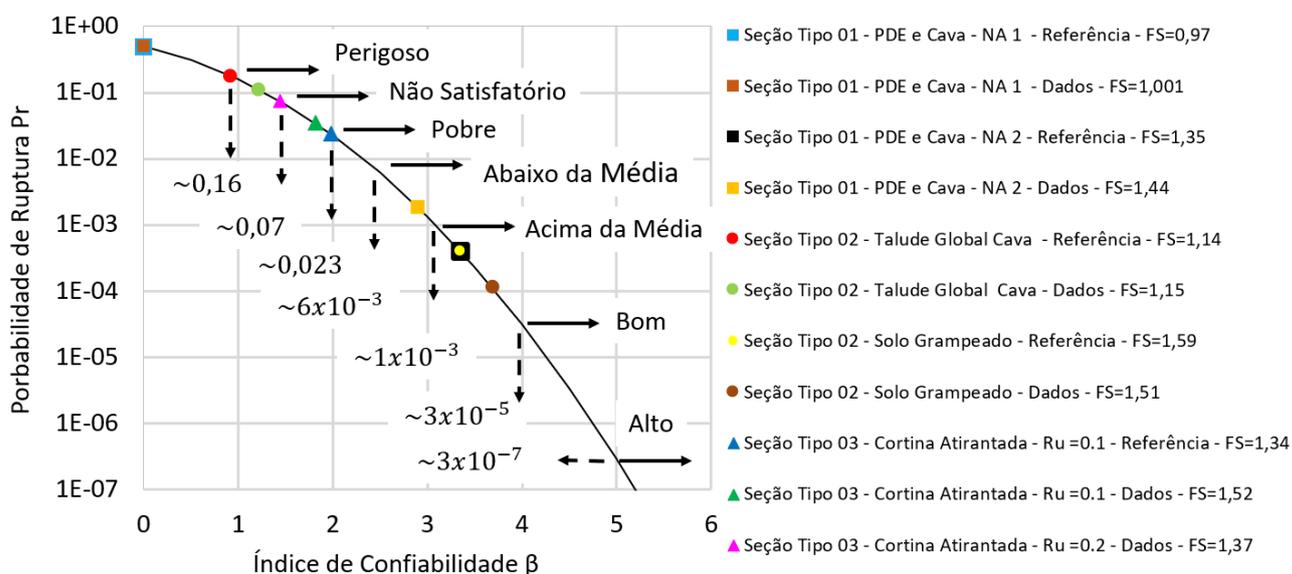
ruptura em taludes, observa-se que os resultados obtidos se distribuem ao longo de diversos intervalos de classificação. De acordo com esses critérios:

A **Seção Tipo 01**, considerando o nível freático (NA) observado, apresenta índices próximos da média, do que é considerado seguro;

A **Seção Tipo 02**, analisando o talude global, os índices são insatisfatórios para a segurança ou perigoso. No entanto, para a contenção de solo grampeado da seção tipo 02, os índices estão acima da média, indicando maior segurança;

A **Seção Tipo 03** mostra índices entre "não satisfatório" e "pobre" para a segurança da contenção de cortina atirantada, indicando uma necessidade de revisão ou melhoria na solução de contenção adotada.

**Figura 5-22:** Probabilidades de ruptura, US Army Corps of Engineers (1995).



(Fonte: Adaptado de FLORES 2008).

A comparação entre os índices de confiabilidade  $\beta$  e as probabilidades de ruptura  $Pr$  resultantes das análises de estabilidade com os valores típicos para taludes de mineração e estruturas de contenção, definidos por Dell'Avanzi e Sayao (1998) e apresentados na Tabela 5-3, é a seguinte

**Seção Tipo 01 (Talude de Mineração):** Com o nível freático (NA2) observado, apresenta índices de confiabilidade superiores aos valores típicos para taludes de mineração,  $\beta$  entre 1,0 a 2,3. No entanto, as probabilidades de ruptura em ambos os cenários são superiores ao intervalo típico de  $10^{-1}$  a  $10^{-2}$ .

**Seção Tipo 02 (Talude de Mineração):** Para o talude global da cava o cenário com dados de referência mostra um índice de confiabilidade abaixo do valor

típico mínimo de 1,0, enquanto a análise dos dados coletados encaixa-se dentro do intervalo esperado de 1,0 a 2,3 e a probabilidade de ruptura em ambos os cenários está acima do intervalo estabelecido de  $10^{-1}$  a  $10^{-2}$ .

**Seção Tipo 02 (Solo Grampeado):** Os índices de confiabilidade estão acima do intervalo típico de 2,0 a 3,0 para estruturas de contenção e as probabilidades de ruptura são inferiores ao intervalo estabelecido de  $10^{-2}$  a  $10^{-3}$ .

**Seção Tipo 03 (Cortina Atirantada):** Tanto as análises para os dados coletados quando para os valores de referência apresentam valores insatisfatórios para os intervalos estabelecidos.

**Tabela 5-3:** Comparação entre Valores típicos de  $\beta$  e Pr (Dell'Avanzi e Sayao, 1998).

Caso	$\beta$	Pr
Taludes de Mineração (Dell'Avanzi e Sayao, 1998).	1,0 a 2,3	$10^{-1}$ a $10^{-2}$
Seção Tipo 01 - PDE e Cava - NA 2 - Referência	3,35	$4,0 \times 10^{-4}$
Seção Tipo 01 - PDE e Cava - NA 2 - Dados	2,90	$6,0 \times 10^{-3}$
Seção Tipo 02 - Talude Global - Referência	0,91	$2,1 \times 10^{-1}$
Seção Tipo 02 - Talude Global - Dados	1,21	$1,2 \times 10^{-1}$
Estruturas de Contenção (Dell'Avanzi e Sayao, 1998).	2,0 a 3,0	$10^{-2}$ a $10^{-3}$
Seção Tipo 02 - Solo Grampeado - Referência	3,36	$3,93 \times 10^{-4}$
Seção Tipo 02 - Solo Grampeado - Dados	3,68	$1,15 \times 10^{-4}$
Seção Tipo 03 - Cortina Atirantada - Ru =0.1 - Referência	1,98	$1,6 \times 10^{-6}$
Seção Tipo 03 - Cortina Atirantada - Ru =0.1 - Dados	1,82	$2,0 \times 10^{-2}$
Seção Tipo 03 - Cortina Atirantada - Ru =0.2 - Dados	1,44	$7,1 \times 10^{-2}$

(Fonte: Elaborado pelo autor)

Observa-se uma variação significativa nos FS e índices  $\beta$  entre as seções, refletindo a complexidade e a diversidade dos cenários geotécnicos analisados. A conformidade de algumas seções com os parâmetros estabelecidos por Wesselo e Read (2009) e pela NBR 11.682 indica um alinhamento com as práticas recomendadas, enquanto as discrepâncias em outras seções sugerem a necessidade de revisões ou melhorias nas soluções de contenção.

A análise comparativa com os limites estabelecidos pelo US Army Corps of Engineers (1995) revela que os resultados obtidos abrangem um espectro amplo de classificações de segurança. Isso destaca a importância de avaliações personalizadas e detalhadas para cada cenário de talude, enfatizando a necessidade de abordagens

adaptativas na engenharia geotécnica. Além disso, a comparação dos índices de confiabilidade  $\beta$  e probabilidades de ruptura  $P_r$  com os valores típicos para taludes de mineração e estruturas de contenção, conforme definido por Dell'Avanzi e Sayao (1998), proporciona um contexto adicional para interpretar os resultados, reiterando a relevância de um estudo aprofundado para cada aplicação específica.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho conduziu uma análise focada na estabilidade de taludes e estruturas de contenção em geotecnia, empregando métodos probabilísticos. A metodologia utilizada abrangeu a coleta e modelagem de dados geotécnicos, visando avaliar diversas configurações de taludes em mineração. Essa abordagem proporcionou um entendimento mais profundo dos riscos associados e das práticas de engenharia requeridas para sua mitigação.

Adicionalmente, o trabalho gerou percepções valiosas sobre a variabilidade dos parâmetros geotécnicos, abordando tanto aspectos intrínsecos quanto metodológicos. Tal aprofundamento enriqueceu a prática e a análise dos resultados em estabilidade de taludes probabilística, evidenciando a necessidade de considerar as variações e incertezas nos projetos de engenharia geotécnica. Portanto, o estudo contribui significativamente para o estudo em geotecnia através da compilação e sumarização prática e objetiva de dados sobre parâmetros geotécnicos assim como intervalos típicos encontrados na literatura sobre variabilidade de dados e intervalos para resultados das análises.

### 6.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES DO ESTUDO

No estudo sobre estabilidade de taludes e análise probabilística em geotecnia, concluí que, em comparação com métodos determinísticos, a análise probabilística oferece uma avaliação mais completa das incertezas. Isso é evidenciado pelos trabalhos de El-Ramly (2001) e Lacasse (2016), que destacam como ela fornece insights valiosos sobre a segurança e eficácia das soluções em engenharia geotécnica, realçando a importância de considerar a variabilidade e incertezas nos projetos para a confiabilidade das análises de estabilidade.

A análise de dados coletados revelou a complexidade e a variabilidade das propriedades geotécnicas, significativamente influenciadas por fatores como variações mineralógicas, geológicas e histórico de tensões do solo, conforme indicado por El-Ramly et al. (2003) e Uzielli et al. (2006). Segundo Einstein e Baecher (1982), Phoon e Kulhawy (1999 a, 1999 b) e Whitman (1984), as incertezas em geotecnia são amplas e incluem variabilidade inerente, erros sistemáticos, incertezas do modelo e erros humanos. Estas categorizações sublinham a complexidade e necessidade de

abordagens sofisticadas na análise geotécnica, especialmente ao considerar a diversidade geológica do Quadrilátero Ferrífero e suas implicações para projetos de engenharia civil e mineração.

A utilização de ferramentas como o software PAST 4.0 e Slide 6.0 da Rocscience para coleta e análise dos dados geotécnicos, juntamente com a modelagem probabilística, permitiu avaliar as variações e incertezas nos parâmetros geotécnicos. As análises exploratórias indicaram uma variabilidade significativa nas propriedades geotécnicas, com distribuições normais e log-normais para diferentes parâmetros, ressaltando a variabilidade e complexidade dessas propriedades.

Os estudos de caso mostraram a eficácia da abordagem probabilística na avaliação da estabilidade de taludes, comparando com limites e padrões de instituições como o U.S. Army Corps of Engineers (1995) e autores como Dell'Avanzi e Sayao (1998). Os resultados das análises probabilísticas indicaram variações significativas nos fatores de segurança e índices de confiabilidade, dependendo das características geotécnicas específicas de cada seção, enfatizando a necessidade de estudos detalhados e personalizados. Comparando com valores típicos e recomendações da literatura, algumas seções analisadas apresentaram resultados insatisfatórios, sugerindo a necessidade de revisão das práticas de engenharia ou melhoria das soluções de contenção adotadas.

Portanto, a metodologia proposta neste estudo pode ser especialmente benéfica para projetos conceituais, projetos com escassez de dados e situações emergenciais. No entanto, é essencial utilizar esta abordagem com prudência, pois ela não substitui a necessidade de realizar ensaios de caracterização, bem como ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto, que são fundamentais para uma análise precisa e confiável.

## 6.2 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

As sugestões para estudos futuros abrangem algumas iniciativas que visam aprimorar significativamente a compreensão e a eficácia das práticas geotécnicas abordadas nesse trabalho:

**Ampliação do Banco de Dados Geotécnicos:** É crucial expandir a coleta de dados geotécnicos para abranger uma gama maior de variações de materiais e condições de campo. Isso aumentará a precisão e a relevância das análises probabilísticas. Um foco particular deve ser dado ao estudo de parâmetros anisotrópicos, que podem oferecer insights mais detalhados sobre o comportamento do solo e da rocha.

**Realização de Estudos de Caso Adicionais:** É sugerido realizar análises em diferentes locais e condições geológicas, especialmente em regiões com histórico de instabilidade geotécnica. Isso ajudará a validar e aprimorar os modelos e abordagens propostos, fornecendo uma compreensão mais abrangente e diversificada das questões geotécnicas.

**Desenvolvimento de Modelos Geotécnicos Mais Avançados:** A adoção de modelos mais sofisticados, que possam integrar a complexidade e a heterogeneidade dos solos e rochas, é recomendada. Isto é particularmente relevante em regiões complexas, como o Quadrilátero Ferrífero.

**Utilização de Dados em Modelos com Elementos Finitos ou Simulação de Variabilidade Espacial:** Explorar o uso do banco de dados geotécnicos em modelos computacionais avançados, como aqueles baseados em elementos finitos, ou em simulações que considerem a variabilidade espacial dos dados geotécnicos, pode oferecer novas perspectivas sobre a estabilidade de taludes e outras estruturas geotécnicas.

**Pesquisas em Métodos de Coleta e Análise de Dados e Utilização da abordagem Bayesiana:** Finalmente, é essencial focar em aprimorar as técnicas de coleta e análise de dados geotécnicos. Estudos que busquem reduzir as incertezas e melhorar a precisão das análises contribuirão significativamente para o campo da geotecnia.

## REFERÊNCIAS

ABRAMSON, L.W.; LEE, T.S.; SHARMA, S.; BOYCE, G.M. **Slope stability and stabilization methods**. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc., 2002.

ALMEIDA, L. G.; CASTRO, P. de T. A.; ENDO, I.; FONSECA, M. A.. **O Grupo Sabará no sinclinal Dom Bosco**, Quadrilátero Ferrífero: uma revisão estratigráfica. Rev. Bras. de Geoc., 35(2):177-186, 2005.

ANGELI, G. **Arcabouço estrutural e contribuição à estratigrafia do Grupo Maquiné, Quadrilátero Ferrífero** – Minas Gerais: Idade e controle da mineralização aurífera. Ouro Preto: Departamento de Geologia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Dissertação de Mestrado, 105p., 2015.

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. **Probabilistic Concepts in Engineering – Emphasis on Applications in Civil & Environmental Engineering**. 2ª ed. San Francisco: JOHN WILEY & SONS, INC., 2007.

ANG. A.H.-S.; TANG. W.H. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design**, Basic Principles. New York: John Wiley & Sons, 1975.

ASSIS, A. P.; ESPÓSITO, T. J. B.; GARDONI, M. G. A.; MAIA, J. A. C. **Métodos Estatísticos e Probabilísticos Aplicados a Geotecnia**. Notas de aula, Departamento Engenharia Civil e Ambiental - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: **Estabilidade de encostas**. Rio de Janeiro, 2009. 33 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13028: **Mineração — Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água — Requisitos**. 3. ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. 16 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO. **Manual de Pavimentação Urbana** Vol III – Fascículo 4. Controle Estatístico de Qualidade, 1995.

BAECHER, G.B.; CHRISTIAN, J.T. **Reliability and statistics in geotechnical engineering**. New York: John Wiley & Sons, 2003.

BAECHER, G. B. **Statistical Methods in Site Characterization**. In: **Updating Subsurface Samplings of Soils and Rocks and their In-situ Testing**. Santa Barbara: Engineering Foundation, pp. 463-492, 1982b.

BISHOP, A.W. **The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes**. Géotechnique, vol. 5 (1), 1955.

BIENIAWSKI, Z. T. **Misconceptions in the Applications of Rock Mass Classifications and their Corrections**. ADIF, Seminar on Advanced Geotechnical Characterization for Tunnel Design. Madrid, Spain, 29 June, 2011.

BRETAS, Thiago Cruz. **Retroanálise probabilística tridimensional por equilíbrio-limite de rupturas de talude em Belo Horizonte/MG**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2020.

CAMPELLO, I. C.; Ávila, J. P. de; Vecci, A. N.; Machado, J. L. da M. **Variabilidade de Propriedades Geotécnicas**. In: XXXII Seminário Nacional de Grandes Barragens, 20-23 maio 2019, Salvador, Bahia. Comitê Brasileiro de Barragens, 2019

CAMPPELO, I. C. **Abordagem Probabilística Aplicada ao Estudo da Variabilidade Geotécnica dos Solos**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2020.

CANTELI, A. **Teste de Shapiro-Wilk**. 4 de fevereiro de 2021. Disponível em: <https://andersonmdcanteli.github.io/Shapiro-Wilk/> Acesso em: data de acesso 30/01/2023.

CAO, Z.; LI, D.; WANG, Y. **Probabilistic Approaches for Geotechnical Site Characterization and Slope Stability Analysis**. 1 ed. Heidelberg: SPRINGER, 2017. 190 p.

CARNEIRO, M. A. **O Complexo Metamórfico Bonfim Setentrional - Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais: Litoestratigrafia e evolução geológica de um segmento de crosta continental do Arqueano**. São Paulo: Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, Tese de Doutorado, 233p., 1992.

CHAMBERS, J.; CLEVELAND, W.; KLEINER, B.; TUKEY, P. **Graphical Methods for Data Analysis**. Wadsworth, 1983.

CHENG, Y., & HE, D. (2020). **Slope Reliability Analysis Considering Variability of Shear Strength Parameters**. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38, 4361–4368. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01266-w>. Springer Nature Switzerland AG, 2020.

CRAIG, R. F. **Craig's Soil Mechanics**. 7ª edição, Spon Press – Taylor & Francis Group, 1974.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A.S.F.J. **Avaliação da Probabilidade de Ruptura de Taludes**. In: 11º COBRAMSEG, ABMS, Brasília, vol. 2, pp. 1289-1295, 1998.

PATTON, F. D.; DEERE, D. U. **Geologic factors controlling slope stability in open pit mines**. *Proceedings of the Society of Mining Engineers of AIME—stability in open pit mining*, v. 1, p. 23-47, 1971.

DORR, J. V. N. II. **Physiographic, stratigraphic and structural development of the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil**. USGS/DNPM. Professional Paper 641-A, 1969. 110p.

DUNCAN, J. M. **Factors of safety and reliability in geotechnical engineering.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(4): 307-316, 2000.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. **Soil Strength and Slope Stability.** Second Edition, John Wiley & Sons, Inc, New York, USA, 2014.

EINSTEIN, H. H.; BAECHER, G. B. **Probabilistic and statistical methods in engineering geology.** *Rock Mechanics*, 12, p. 47-61, 1982.

EL-RAMLY, H. **Probabilistic Analyses of Landslide Hazards and Risks: Bridging Theory and Practice.** PhD. Thesis, University of Alberta, Edmonton, Canada, 2001.

EL-RAMLY, H.; MORGENSTERN, N. R.; CRUDEN, D. M. **Reply to the Discussion by J. M. Duncan, M. Navin, and T. F. Wolff on “Probabilistic Slope Stability Analysis for Practice”.** *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 40 (4), pp. 851-855, 2003.

ENDO, I.; DELGADO, C. E. R.; OLIVEIRA, M. M. F. de; ZAPPAROLI, A. de C.; CARLOS, D. U.; GALBIATTI, H. F.; CASTRO, P. de T. A.; SUITA, M. T. de F.; BARBOSA, M. S. C.; LANA, C. E.; MOURA, L. G. B. de. **Estratigrafia e Arcabouço Estrutural do Quadrilátero Ferrífero: Nota Explicativa do Mapa Geológico do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil.** Escala 1:150.000. Ouro Preto: Departamento de Geologia da Escola de Minas – UFOP - Centro de Estudos Avançados do Quadrilátero Ferrífero, 2019b. Disponível em: [www.qfe2050.ufop.br](http://www.qfe2050.ufop.br).

ENDO, I.; MACHADO, R.; GALBIATTI, H. F.; ROSSI, D. Q.; ZAPPAROLI, A. C.; DELGADO, C. E. R.; CASTRO, P. T. A.; OLIVEIRA, M. M. F. **Estratigrafia e evolução estrutural do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais.** In: **Quadrilátero Ferrífero: Avanços do conhecimento nos últimos 50 anos.** 1. ed. Belo Horizonte: 3i Editora, 2020, p. 71-113. p. 480.

EVANS, M. J.; ROSENTHAL, S. **Probability and Statistics: The Science of Uncertainty**. W.H. Freeman & Company, 2009.

FABRÍCIO, J. V. F. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PUC-Rio, 2006.

FELLENIUS, W. **Calculation of the Stability of Earth Dams**. Transactions 2nd Congress on Large Dams, Washington, D. C., USA, vol. 4, pp. 445-459, 1936.

FENTON, G. A.; GRIFFITHS, D. V. **Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering**. Udine, Itália, 2007.

FENTON, G. A.; GRIFFITHS, D. V. **Risk Assessment in Geotechnical Engineering**. Wiley, Reino Unido, 2008.

FENTON, G. A. **Random field modeling of CPT data**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(6), 486-498, 1999.

FLORES, E. A. Figueroa. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes Considerando a Variabilidade Espacial do Solo**. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 2008.

FREDLUND, D. G.; DAHLMAN, A. E. **Statistical geotechnical properties of glacial lake Edmonton sediments**. Proceedings of the 1st International Conference on Applications of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering, Hong Kong, September 13-16, 1971, 204-228, 1971.

FRANCA, P.; COSTA, T.; STACEY, P. **Soft Iron Ores and Other Leached Rocks**. Em D. Martin, & P. Stacey (Eds.), *Guidelines of Open Pit Slope Design in Weak Rocks*, p. 367. Australia: Csiro, 2018.

GUEDES, M. C. S. **Considerações sobre análise probabilística da estabilidade de taludes**. Dissertação (Mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1997.

HAMMER, Ø.; HARPER, D. A. T.; RYAN, P. D. **PAST: Paleontological Statistics Software Package for Education and Data Analysis**, 2001.

HARR, M. E. **Reliability Based Design in Civil Engineering**. Nova York: McGraw-Hill, 1987.

HASOFER, A. M.; LIND, M. C. **An Exact and Invariant First Order Reliability Format**. Journal of Engineering Mechanics, v. 100, p. 111-121, 1974.

HEINECK, C. A.; SILVA, L. C.; LEITE, C. A.; VIEIRA, V. S.; SILVA, M. A.; BAARS, F. J.; PERROTA, M.; SALVADOR, E. D.; LOPES, R. C.; SILVA, M. G. M.; VALENTE, C. R.; LACERDA, F. J. V.; DRUMOND, J. B. V. **Mapa Geológico de Minas Gerais**, Escala 1.1.000.000. CD-ROM, 2003.

HURTADO, J.; BARBAT, A. **Monte Carlo Techniques in Computational Stochastic Mechanics**. Archives of Computational Methods in Engineering, 5, pp. 3-30, 1998. DOI: 10.1007/BF02736747.

LACASSE, S. **Hazard, Reliability and Risk Assessment - Research and Practice for Increased Safety**. In: 17th Nordic Geotechnical Meeting, 2016, Reykjavik.

LACASSE, S.; NADIM, F. **Uncertainties in Characterizing Soil Properties**. In: Uncertainty in the Geologic Environment, 1996.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, 1969.

LILLIEFORS, H. W. **On the kolmogorov-smirnov test for normality with mean and variance unknown**. Journal of the American Statistical Association, 62:399-402, 1967.

LUMB, P. **The variability of natural soils**. Canadian Geotechnical Journal, 3, 74-97, 1966.

LEOTTI, Vanessa Bielefeldt. **Comparação dos testes de aderência à normalidade Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling, Cramer-Von Mises e Shapiro-Wilk por simulação**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

MAIA, J. A. C.; ASSIS, A. P. **Etapas para estudos probabilísticos aplicados a Geotecnia**. 1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, São Carlos, 2004.

MCKAY, M. D., BECKMAN, R. J. & CONOVER W. J. (1979). **Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code**. Technometrics, 21:2, 239-245

METROPOLIS, N.; ULAM, S. **The Monte Carlo method**. Journal of the American Statistical Association, v. 44, n. 247, p. 335-341, set. 1949.

MIOT, H. A. **Avaliação da normalidade dos dados em estudos clínicos e experimentais**. Jornal Vascular Brasileiro [online]. 16(2), pp. 88-91, 2017.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. **The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces**. Geotechnique, vol. 15 (1), pp. 79-93, 1965.

NAGHETTINI, M.; PINTO, E. J. A. **Hidrologia Estatística**. Belo Horizonte: SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL – CPRM, 2007, 600 p.

NIST/SEMATECH. **e-Handbook of Statistical Methods**. Disponível em: <https://www.itl.nist.gov/div898/handbook/>, 2013.

PEARSON, A. V.; HARTLEY, H. O. **Biometrica Tables for Statisticians**, volume 2. Cambridge University Press, 1972.

PHOON, K.-K.; KULHAWY, F. H. **Characterization of geotechnical variability**. Canadian Geotechnical Journal, 36: 612-624, 1999a.

PHOON, K.-K.; KULHAWY, F. H. **Evaluation of geotechnical property variability**. Canadian Geotechnical Journal, 36: 625-639, 1999b.

PHOON, K. K. **Reliability- Based Design in Geotechnical Engineering. Computations and Applications**, Taylor and Francis, Nova York, p. 413-447, 2008.

PHOON, K. K.; RETIEF, J. V. **Reliability of Geotechnical Structures in ISO2394**. London: CRC PRESS - Taylor & Francis Group, 2016, 249 p.

PHOON, K.-K., CAO, Z.-J., JI, J., LEUNG, Y. F., NAJJAR, S., SHUKU, T., TANG, C., YIN, Z.-Y., IKUMASA, Y., & CHING, J. **Geotechnical uncertainty, modeling, and decision making**. Singapore University of Technology and Design, 2022.

PRIEST, S. D.; BROWN, E. T. **Probabilistic stability analysis of variable rock slopes**. Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy, 92, A1–A12, 1983.

ROYSTON, J. P. **An extension of Shapiro and Wilk's W test for normality to large samples**. Journal of the Royal Statistical Society. Series C (Applied Statistics), v. 31, p. 115-224, 1982. Disponível em: <https://doi.org/10.2307/2347973>.

SAMEJIMA, K. **MATD49 - Estatística não paramétrica: 5 – Testes de Aderência** [Slides de apresentação]. Instituto de Matemática, Universidade Federal da Bahia. Disponível em: <https://est.ufba.br/sites/est.ufba.br/files/kim/matd49-aula05-aderencia.pdf>.

SANDOVAL, M. A. P. **Análise Determinística e Probabilística da Estabilidade de Taludes**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PUC-Rio, 2012.

SHAPIRO, A. S. S.; WILK, M. B. **An Analysis of Variance Test for Normality** (Complete Samples). *Biometrika*, 52(3/4), 591–611, 1965.

SILVA, F. M. da. **Avaliação Probabilística da Estabilidade de uma Barragem de Rejeitos**. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Agosto de 2021.

SOUSA, D. H. S. **Obtenção de Modelos Probabilísticos para Parâmetros Geotécnicos: Estudo de Caso**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UFOP, Ouro Preto, Fevereiro de 2020.

TAMAYO, J. L.; AWRUCH, A. M.; RODRÍGUEZ-CALDERÓN, W. **Aplicación de campos estocásticos en problemas de geotecnia**. *UIS Ingenierías*, 16(2), 185-196, 2017. DOI: <https://doi.org/10.18273/revuin.v16n2-2017017>.

TERZAGHI, K. **The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle Between the Planes of Shear**. Cambridge, Massachusetts, pp. 54-56, 1936.

Teixeira C. M. 1961. **Sedimentação e orogênese da Série de Minas: Ouro Preto**, SICEG. Soc. Interc. Cult. e Est. Geol., nº. 1, p. 55-61;

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE LONDRINA. **Teste de Lilliefors**. Disponível em: <https://www.uel.br/projetos/experimental/pages/arquivos/Lilliefors.html> Acesso em: data de acesso 30/01/2023.

USACE. U.S. Army Corps of Engineers Engineer Technical Letter No. 1110-2-561, 31 January 2006: **Reliability Analysis and Risk Assessment for Seepage and Slope Stability Failure Modes for Embankment Dams**. Washington, D.C.: CECW-EW, 2006.

USACE (U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS). **Introduction to Probability and Reliability Methods for Use In Geotechnical Engineering, Engineering Technical Letter ETL 1110-2-547**, Department of the Army, U. S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000, 1995.

UZIELLI, M.; LACASSE, S.; NADIM F.; PHOON, K. K. **Soil Variability Analysis for Geotechnical Practice**. In: 2nd International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, 2006, Singapore.

VANMARCKE, E. H. **Probabilistic modeling of soil profiles**. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, Vol 103, No. GT11, November 1977, pp. 1227-1246, 1977.

WESSELOO, J., & READ, J. (2009). Acceptance criteria. In: J. Read & P. Stacey (Eds.), **Guidelines for open pit slope design** (pp. 221–236). CRC Press/Balkema.

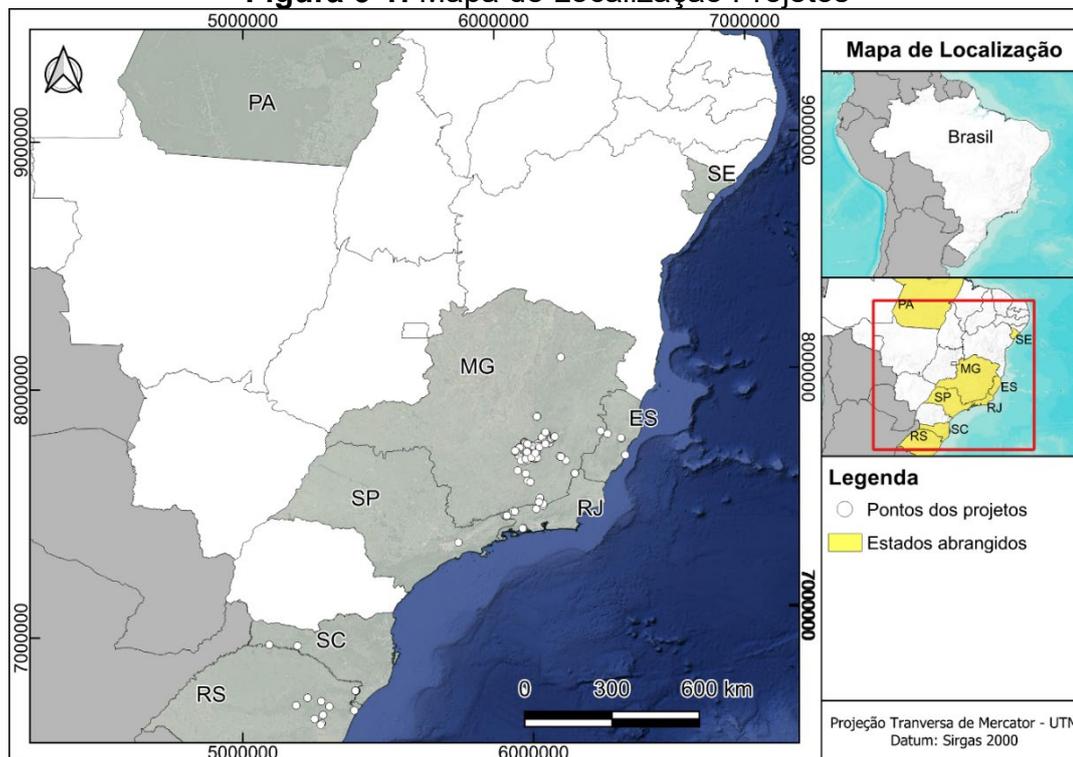
WHITMAN, R. V. **Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering**. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, vol. 110 (2), pp. 145-188, 1984.

WHITMAN, V. W. **Organizing and Evaluating Uncertainty in Geotechnical Engineering**. In **Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice, Proceedings of Uncertainty'96**. Geotechnical Special Publication No 58, ASCE, Volume 1, pp. 1-28, 1996.

ZHANG, J. (Org.). **Bayesian Method: A Natural Tool for Processing Geotechnical**. In: Joint TC205/TC304 Working Group on “Discussion of statistical/reliability methods for Eurocodes”, 2017, Seoul.

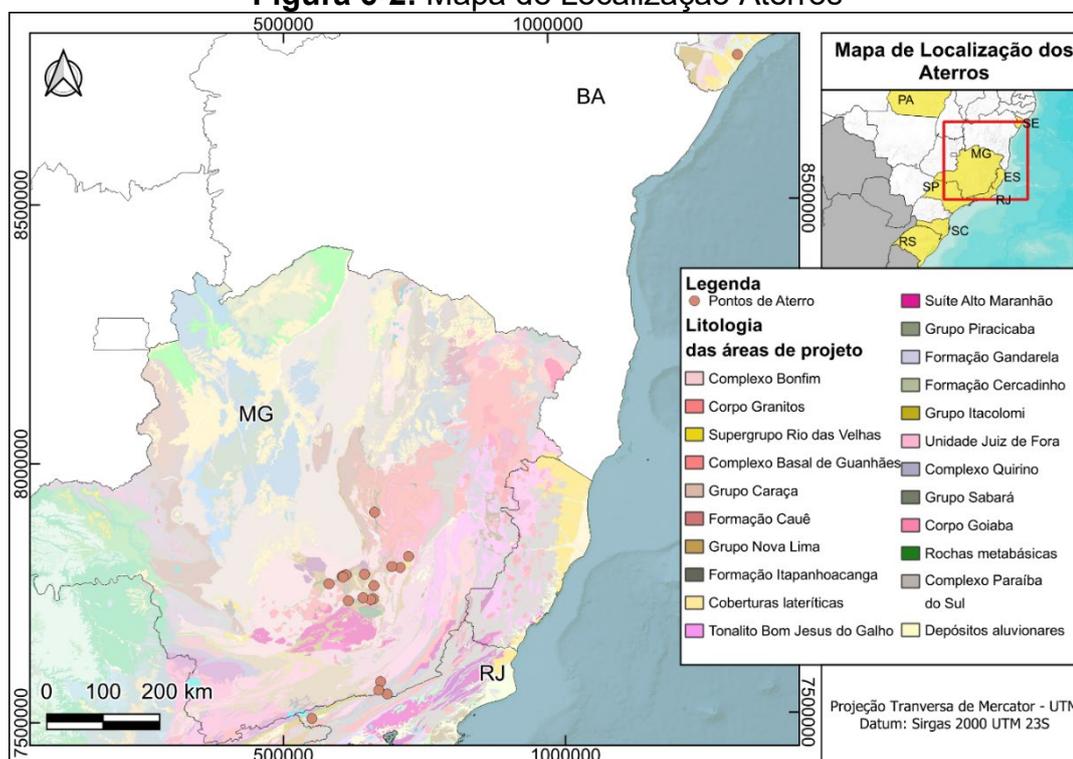
## APENDICE A – MAPAS DE LOCALIZAÇÃO DOS DADOS GEOTÉCNICOS

### Figura 6-1: Mapa de Localização Projetos



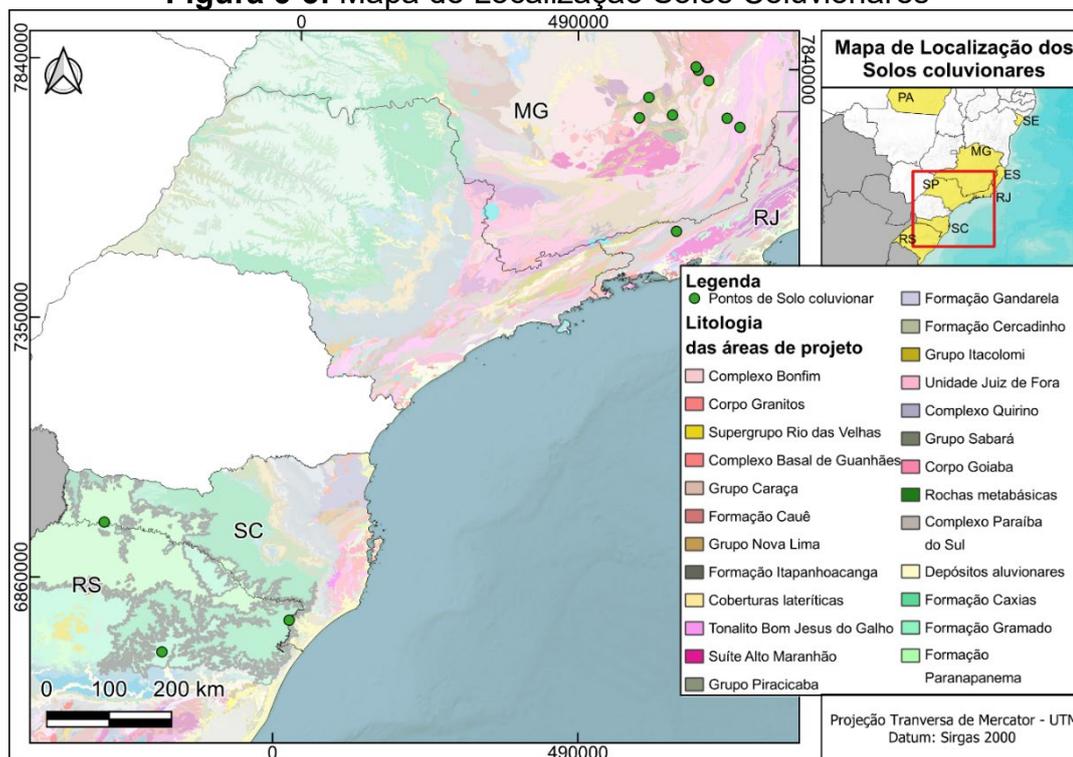
(Fonte: Elaborado pelo autor)

### Figura 6-2: Mapa de Localização Aterros



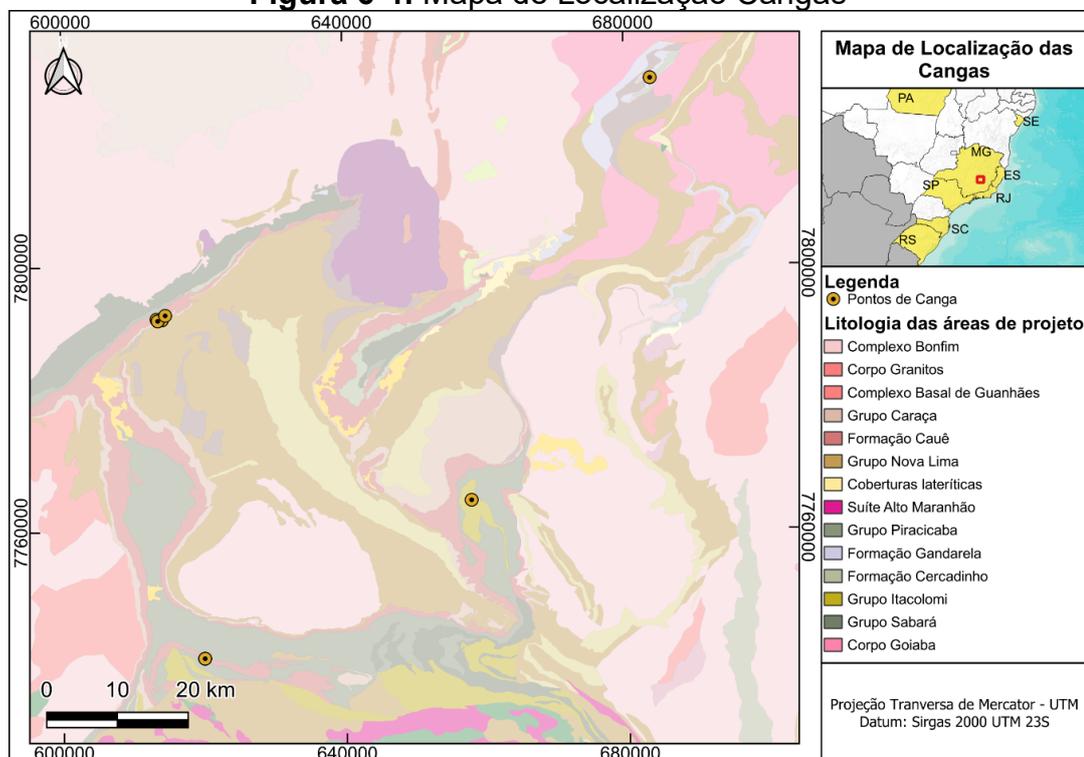
(Fonte: Elaborado pelo autor)

**Figura 6-3: Mapa de Localização Solos Coluvionares**



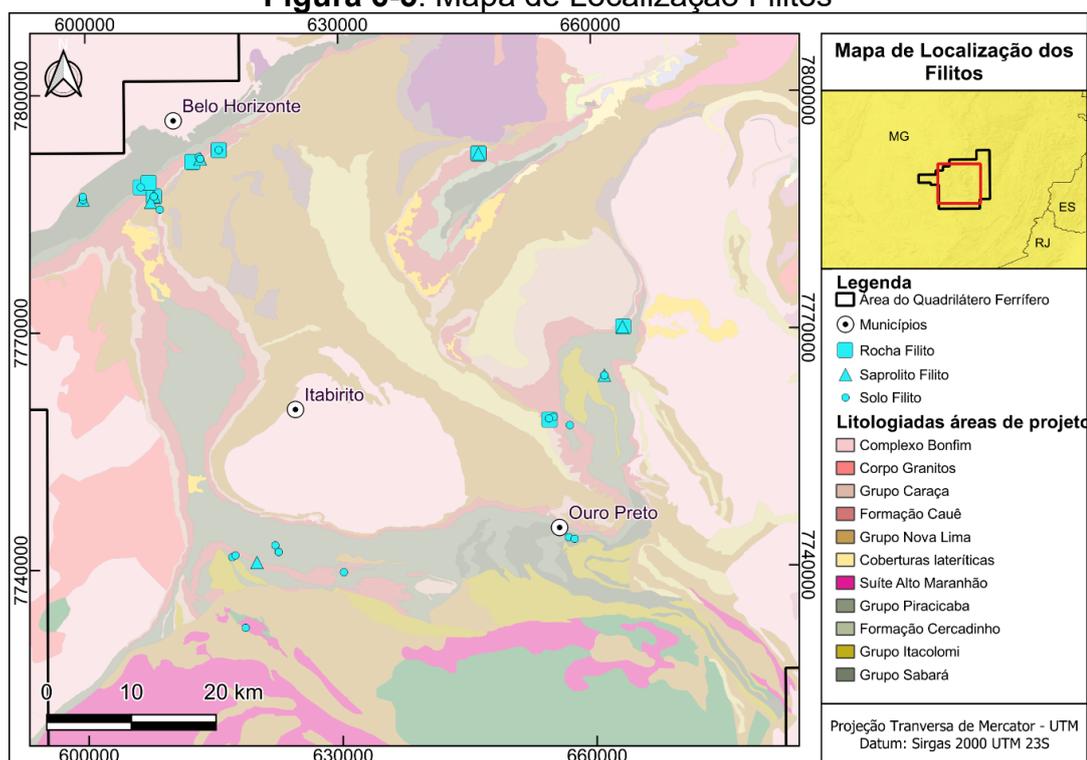
(Fonte: Elaborado pelo autor)

**Figura 6-4: Mapa de Localização Cangas**



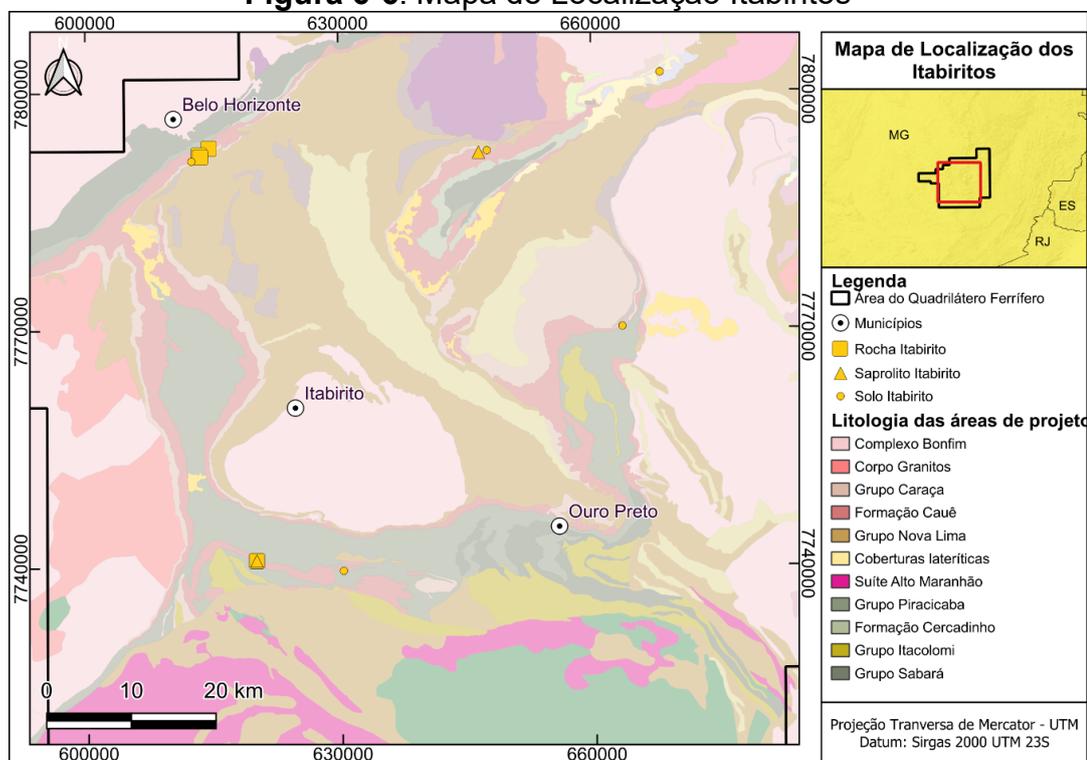
(Fonte: Elaborado pelo autor)

**Figura 6-5: Mapa de Localização Filitos**



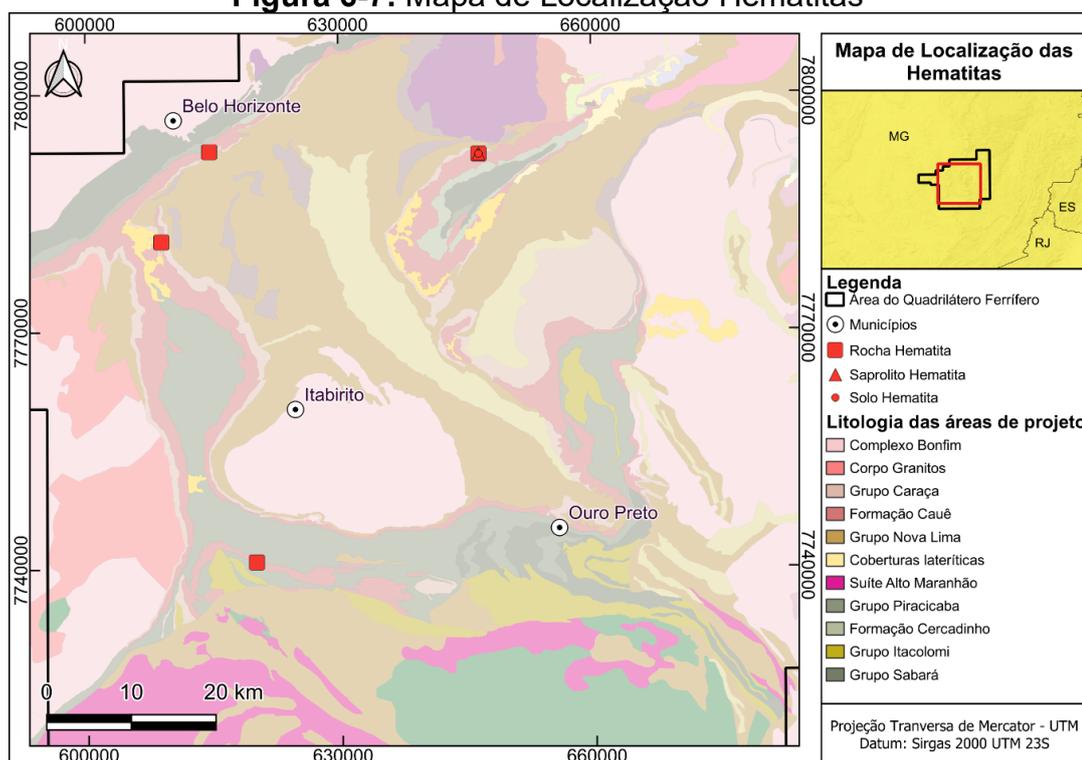
(Fonte: Elaborado pelo autor)

**Figura 6-6: Mapa de Localização Itabiritos**



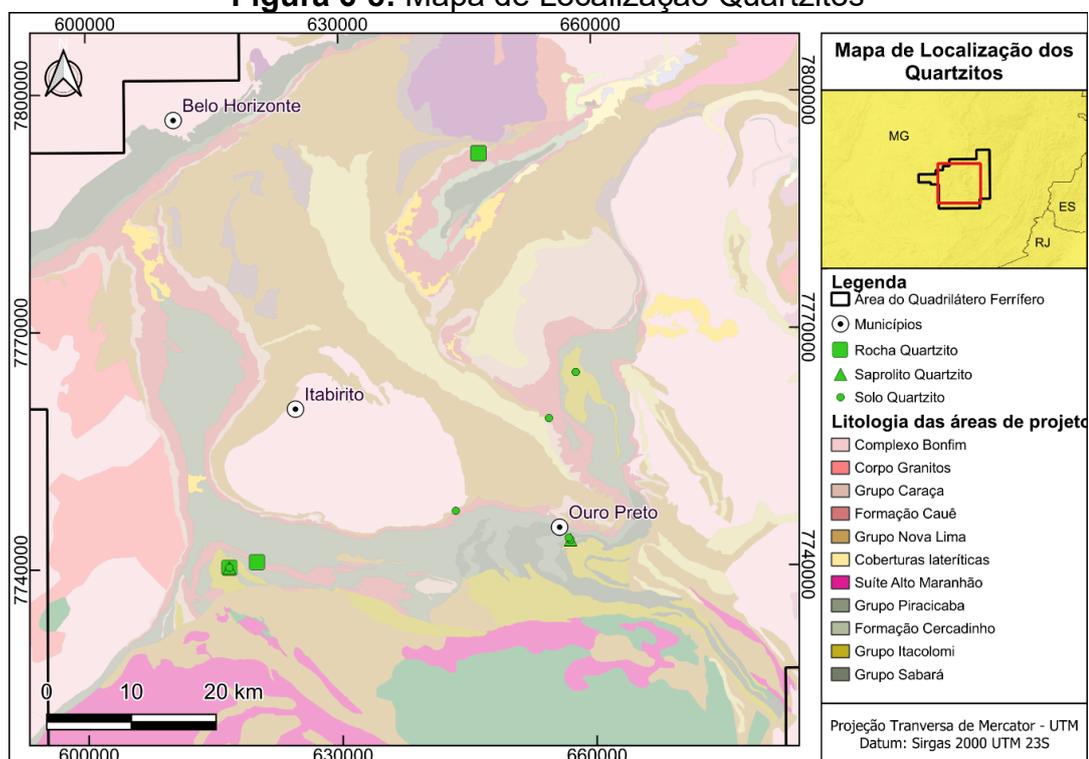
(Fonte: Elaborado pelo autor)

**Figura 6-7: Mapa de Localização Hematitas**



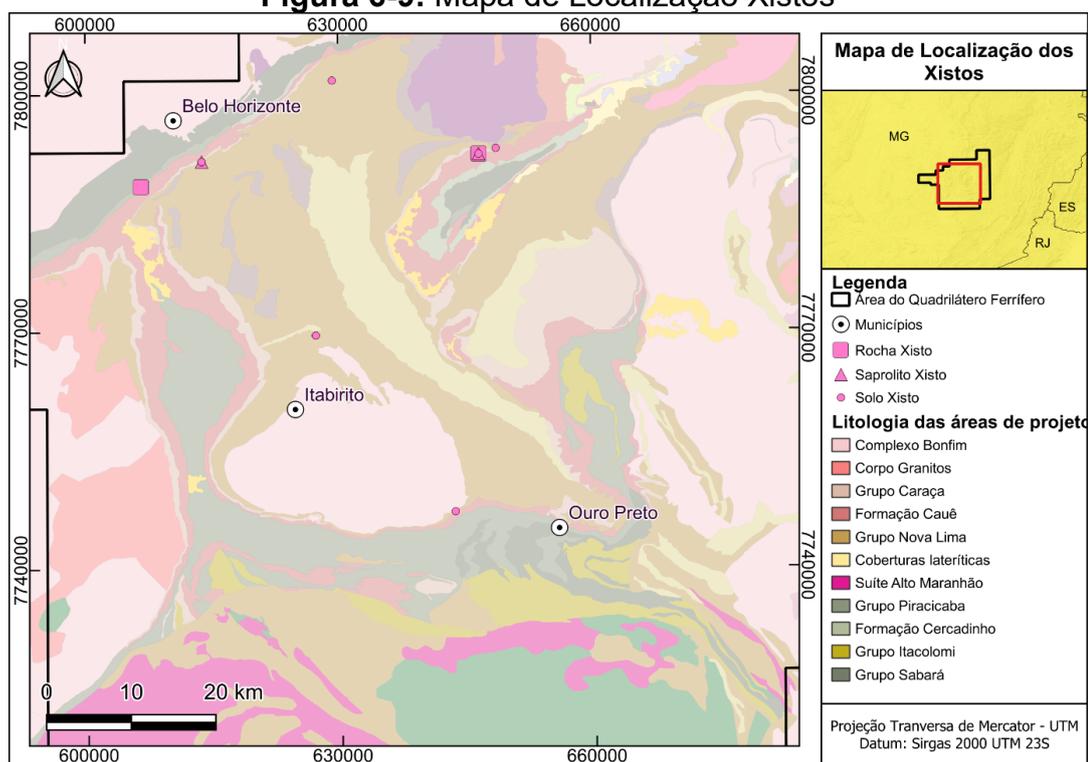
(Fonte: Elaborado pelo autor)

**Figura 6-8: Mapa de Localização Quartzitos**



(Fonte: Elaborado pelo autor)

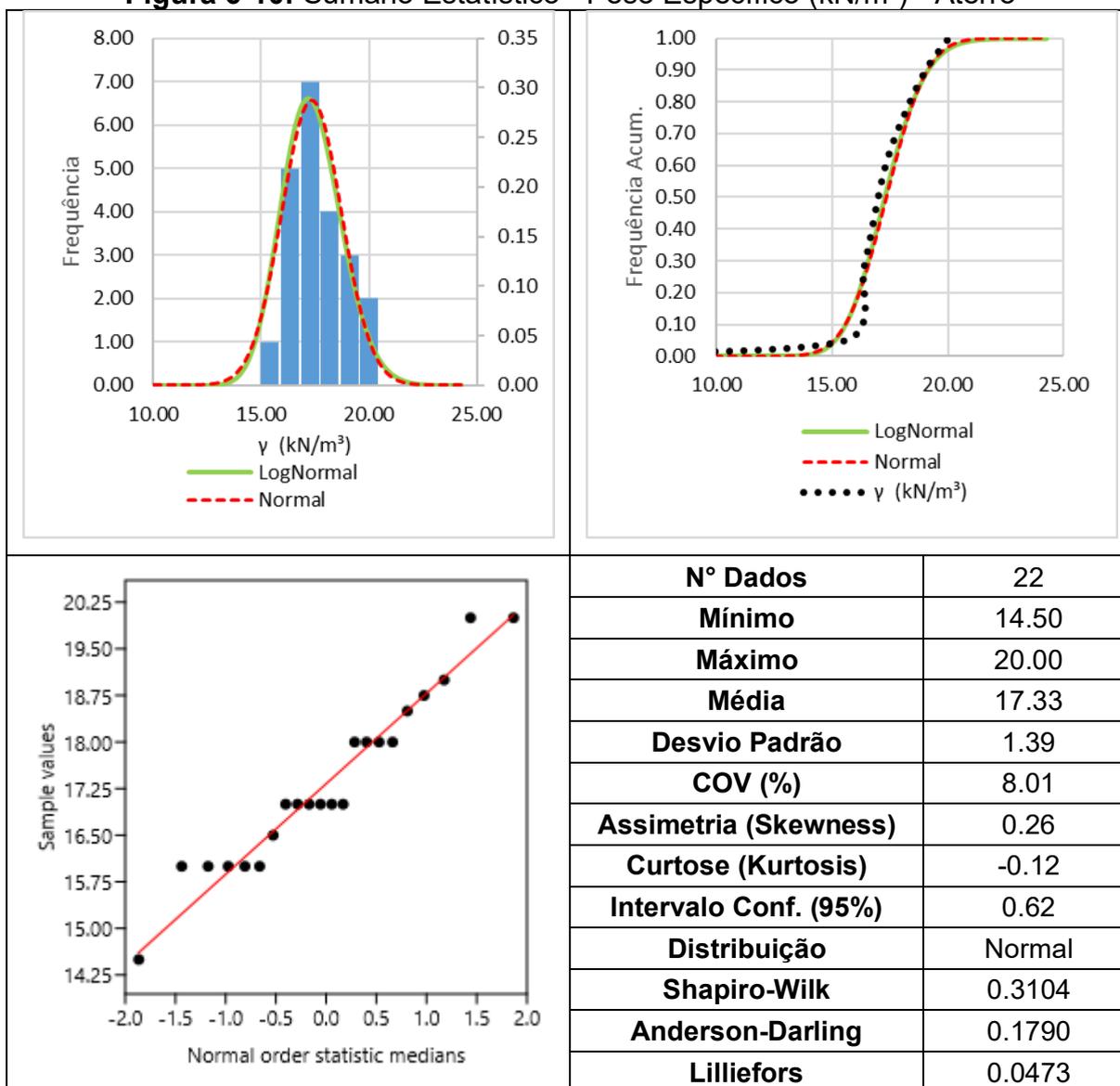
**Figura 6-9: Mapa de Localização Xistos**



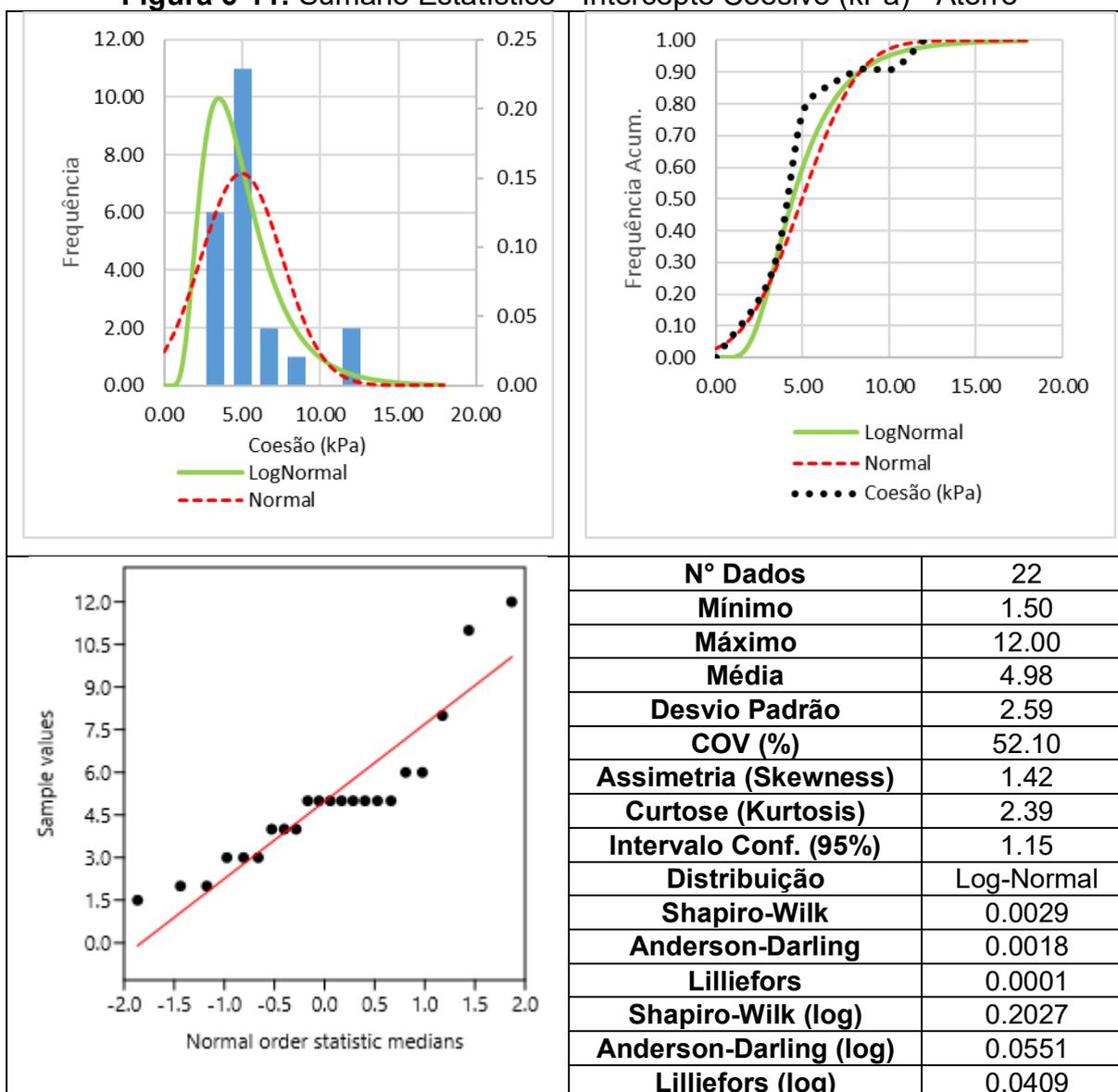
(Fonte: Elaborado pelo autor)

## APENDICE B – SUMÁRIOS ESTATÍSTICOS ATERRO

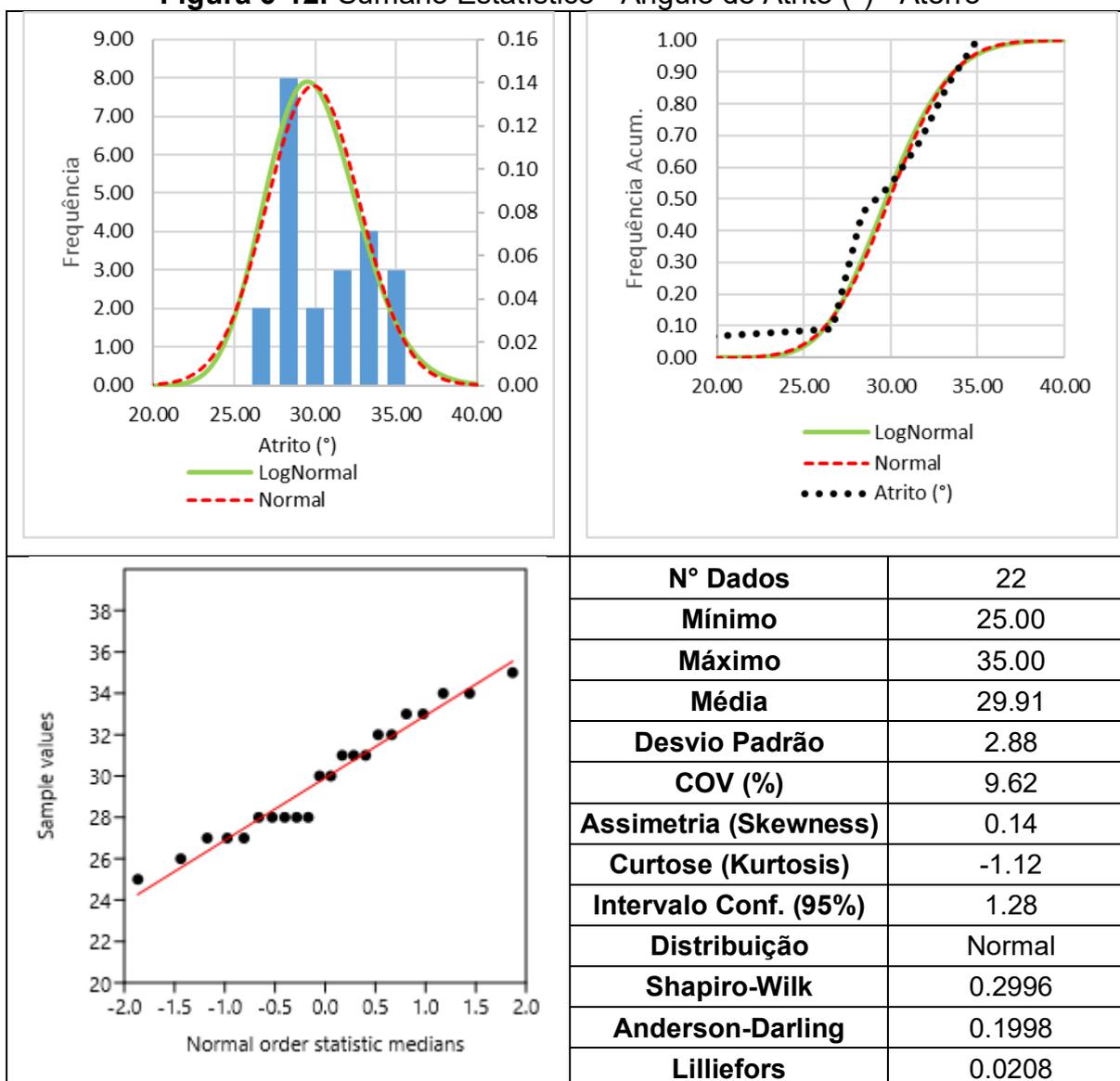
**Figura 6-10:** Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) - Aterro



**Figura 6-11: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Aterro**

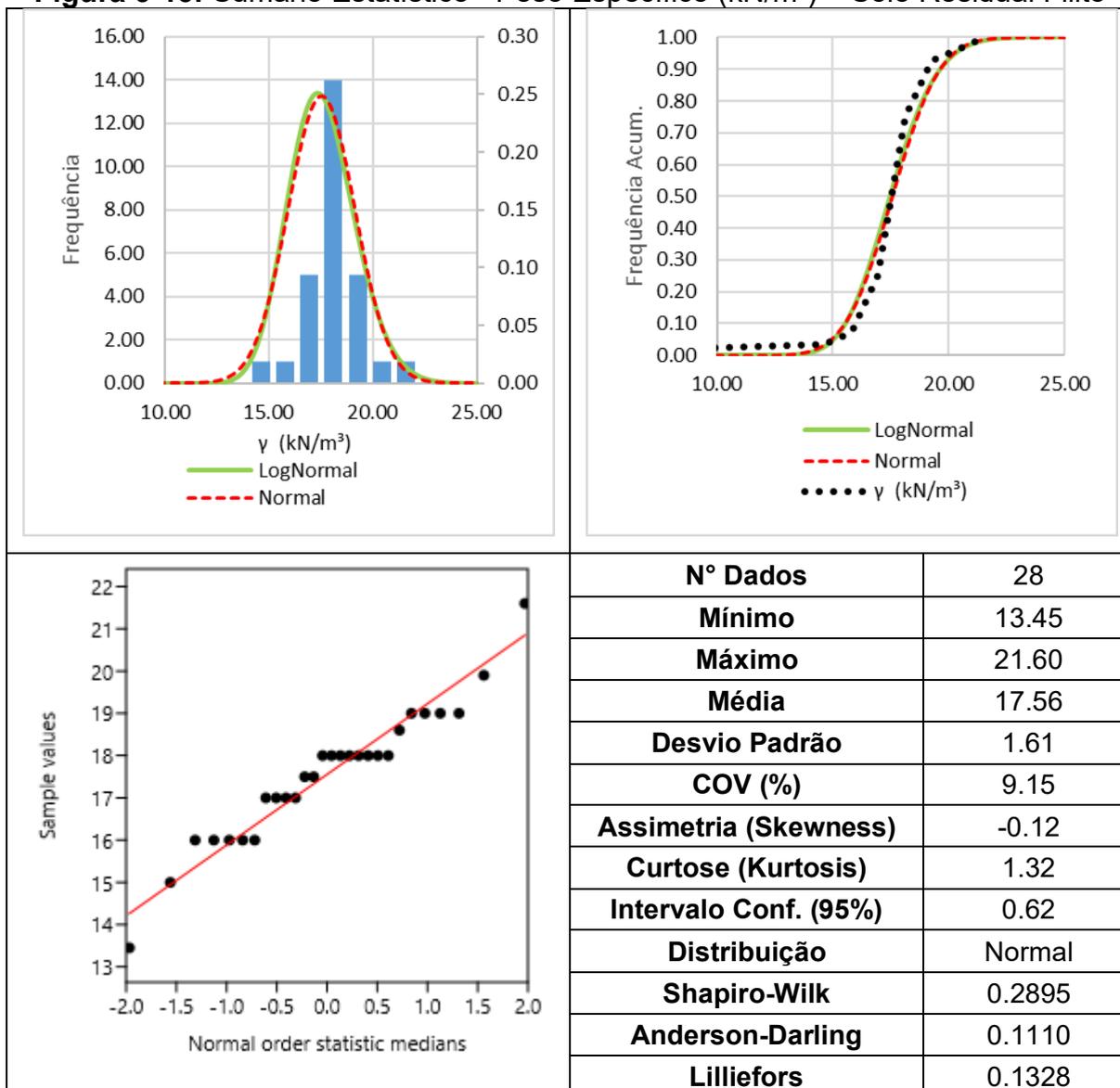


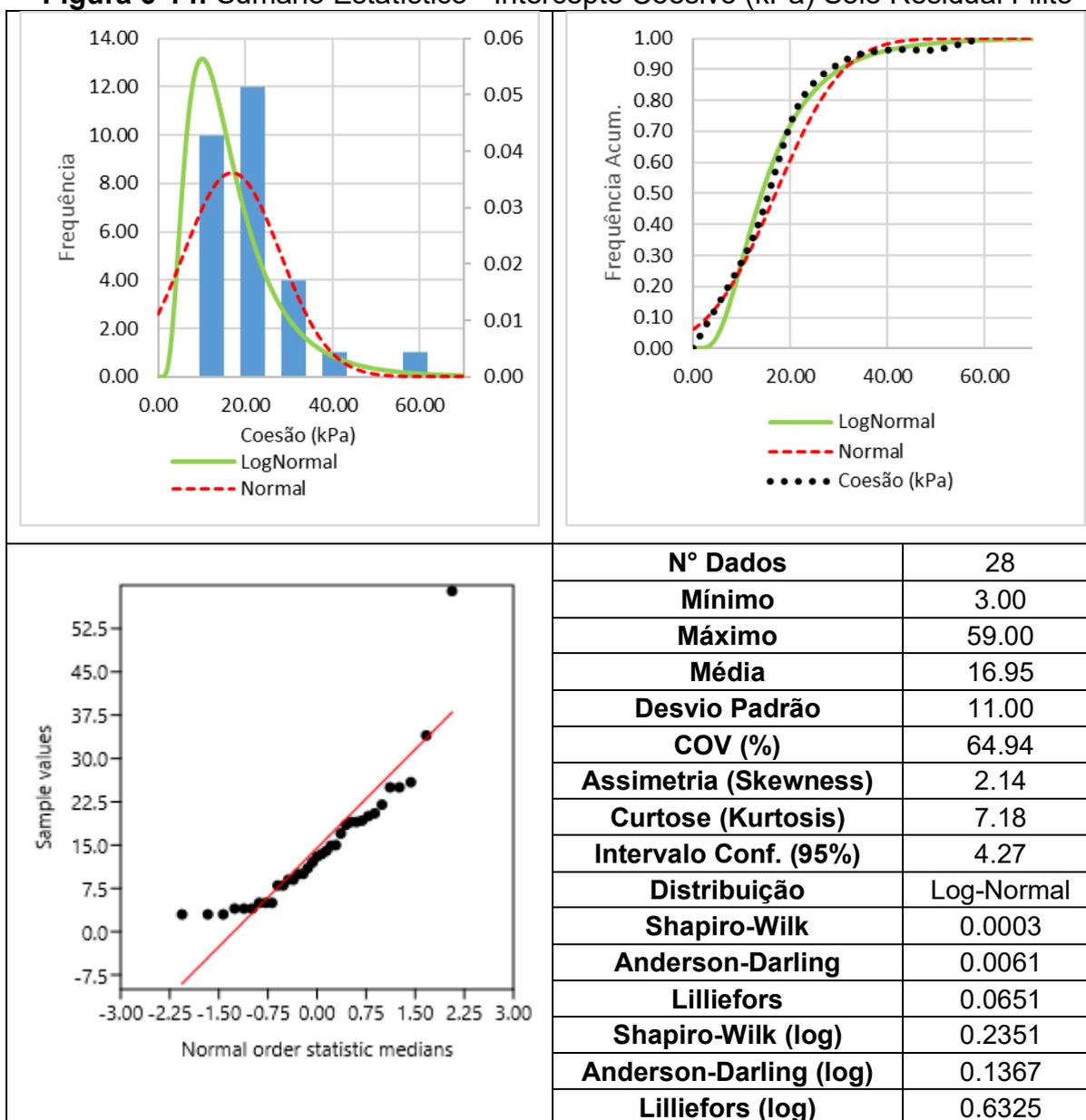
**Figura 6-12: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Aterro**



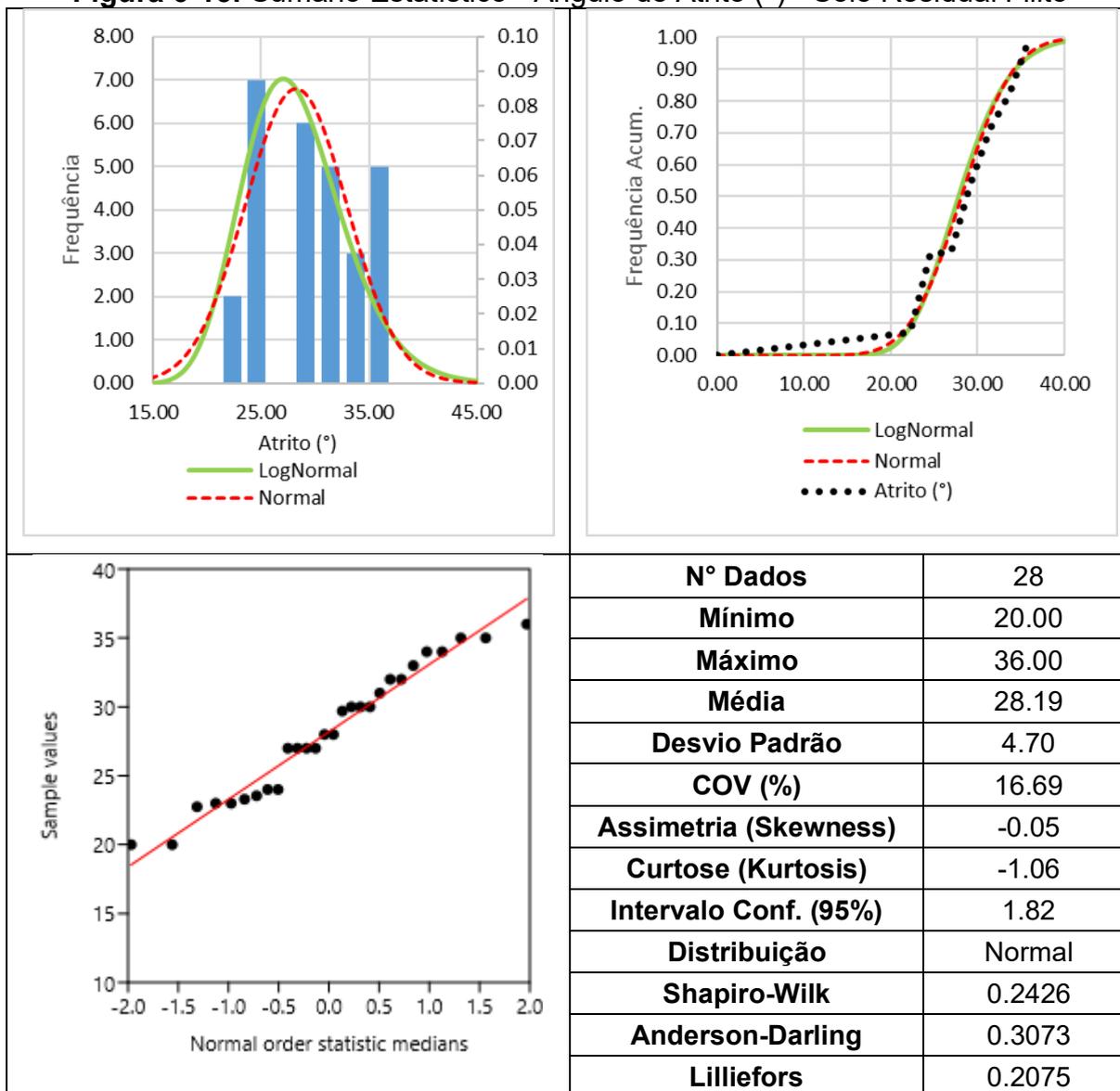
## FILITO

**Figura 6-13:** Sumário Estatístico - Peso Específico ( $\text{kN/m}^3$ ) – Solo Residual Filito

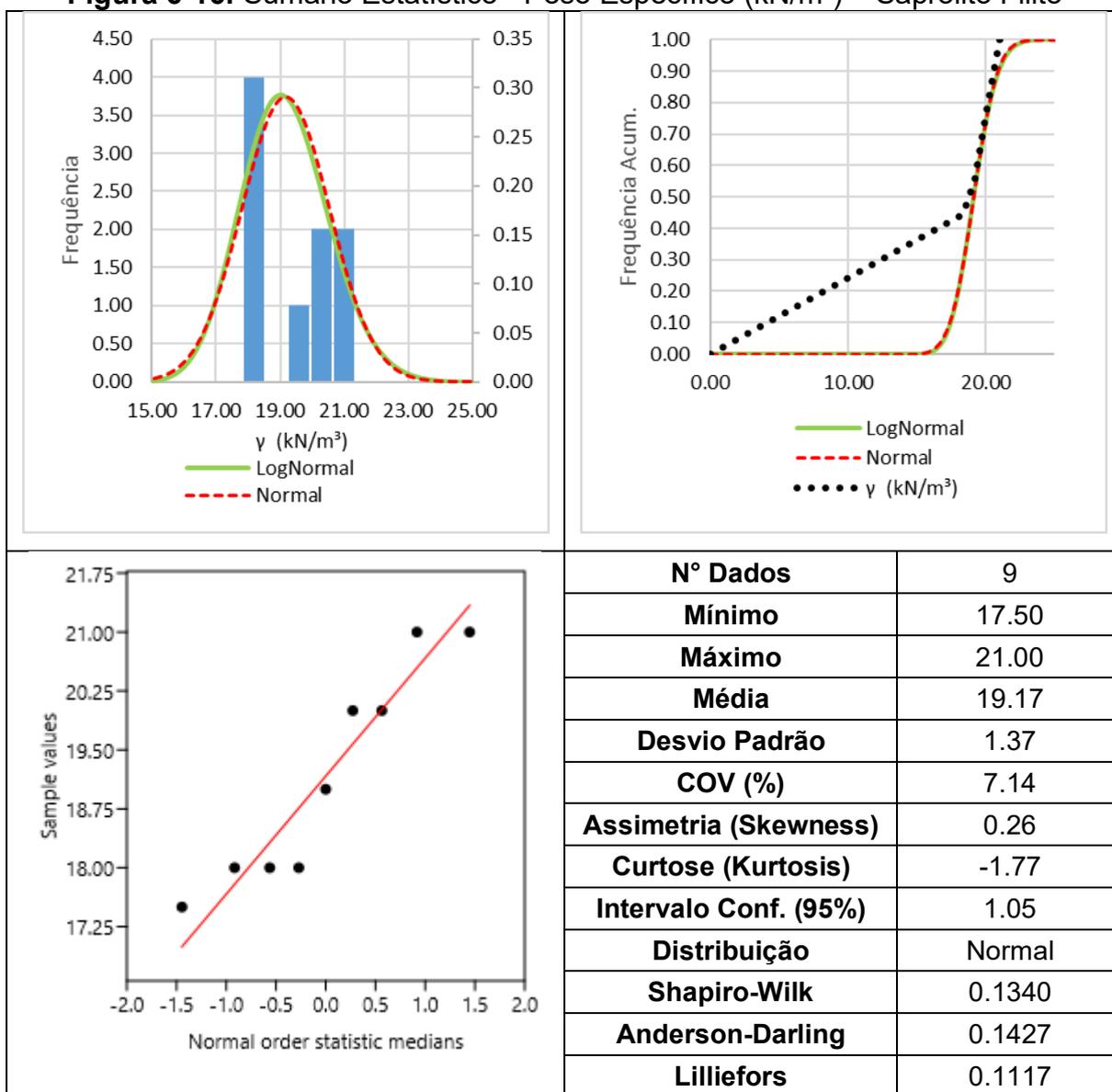


**Figura 6-14:** Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Solo Residual Filito

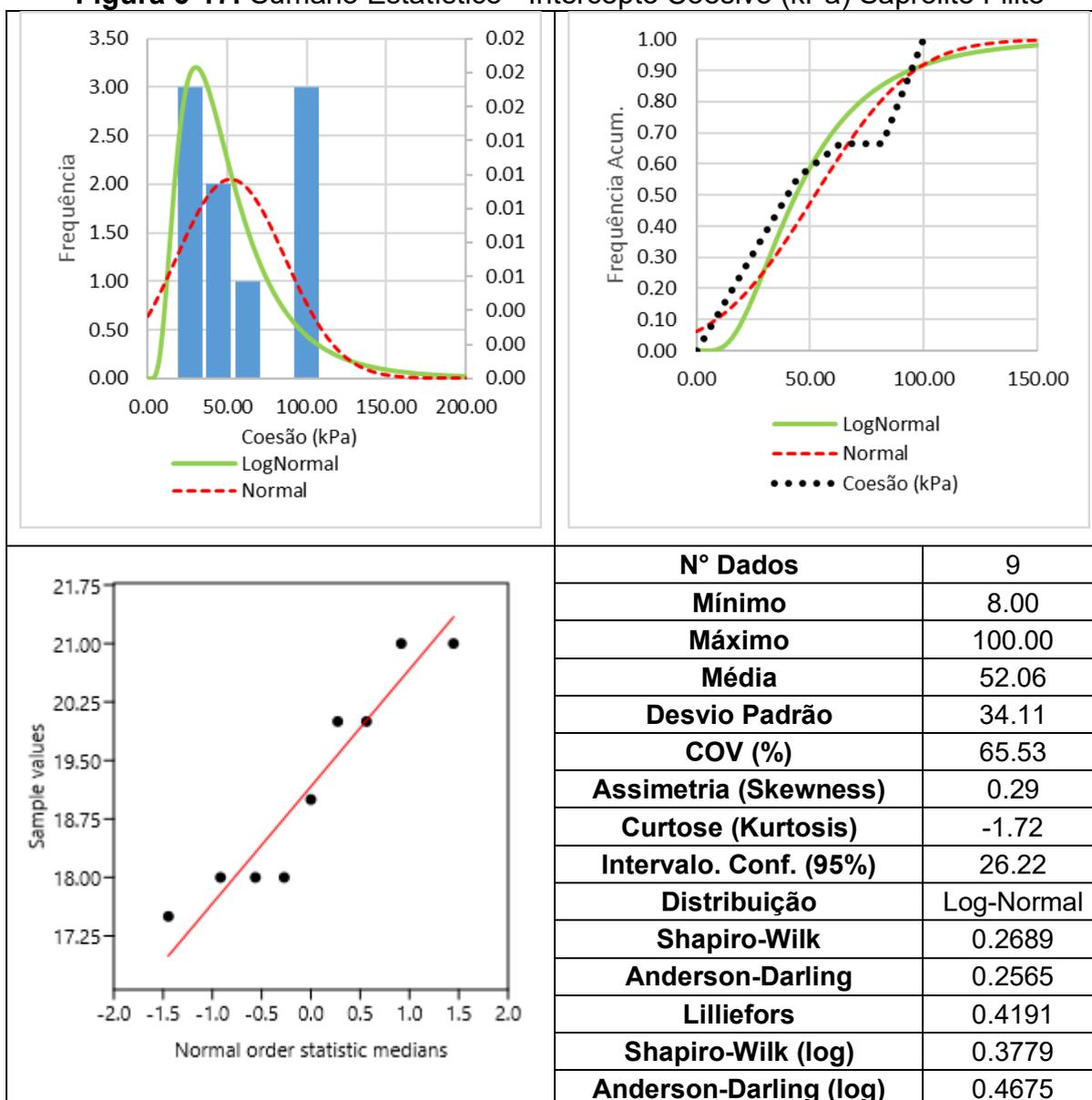
**Figura 6-15:** Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Solo Residual Filito



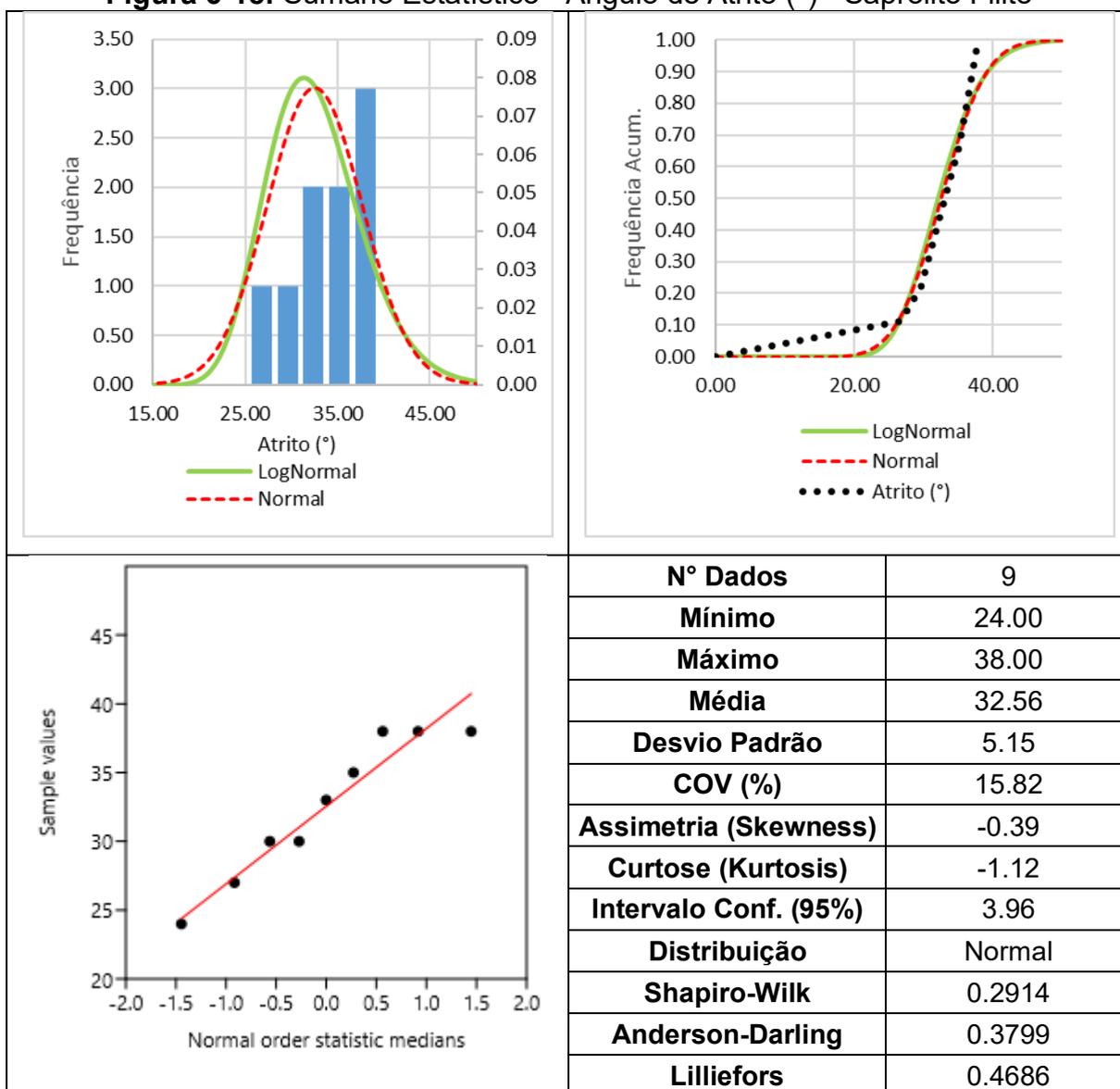
**Figura 6-16:** Sumário Estatístico - Peso Específico ( $\text{kN/m}^3$ ) – Saprólito Filito

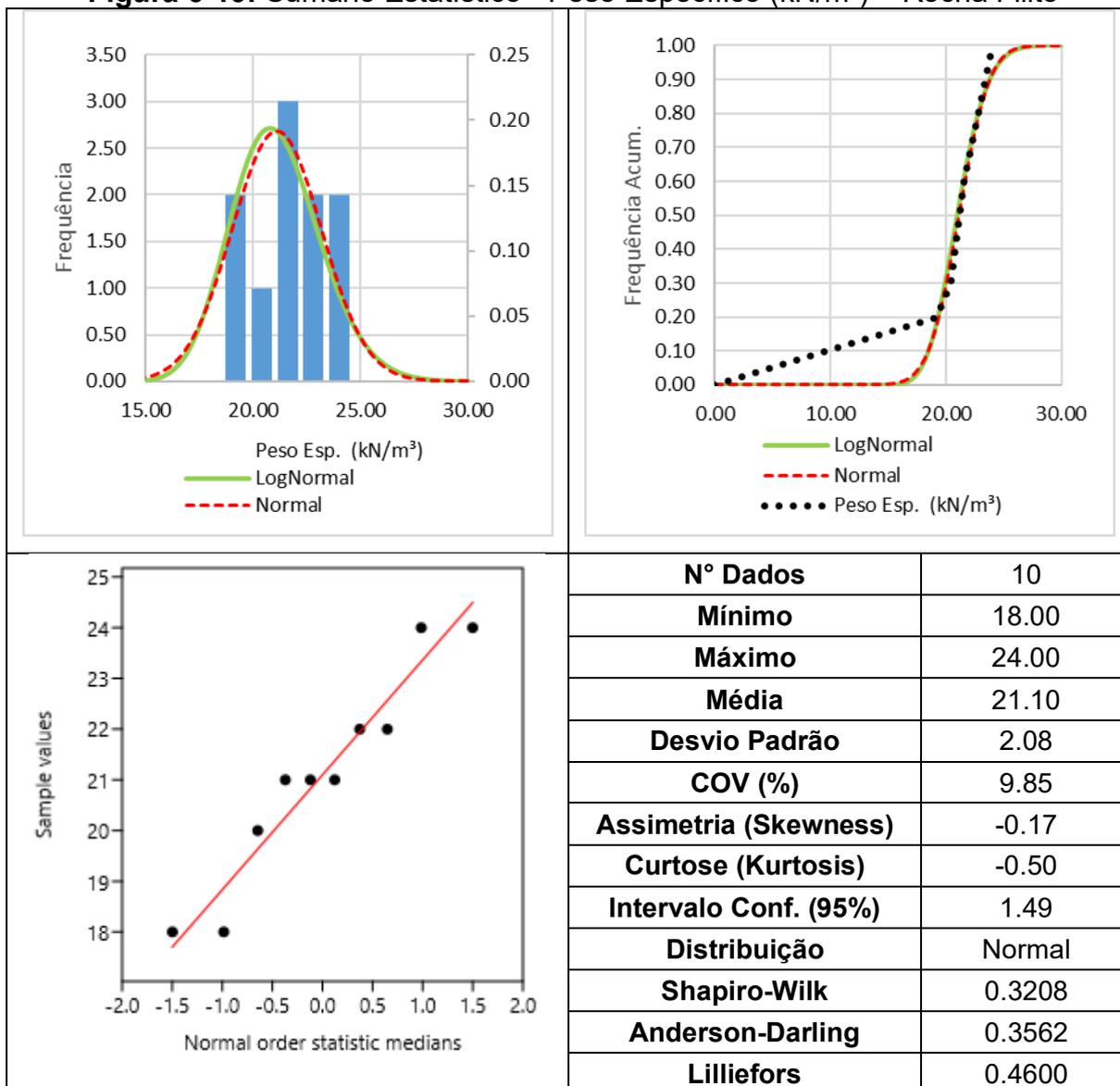


**Figura 6-17: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Saprólito Filito**

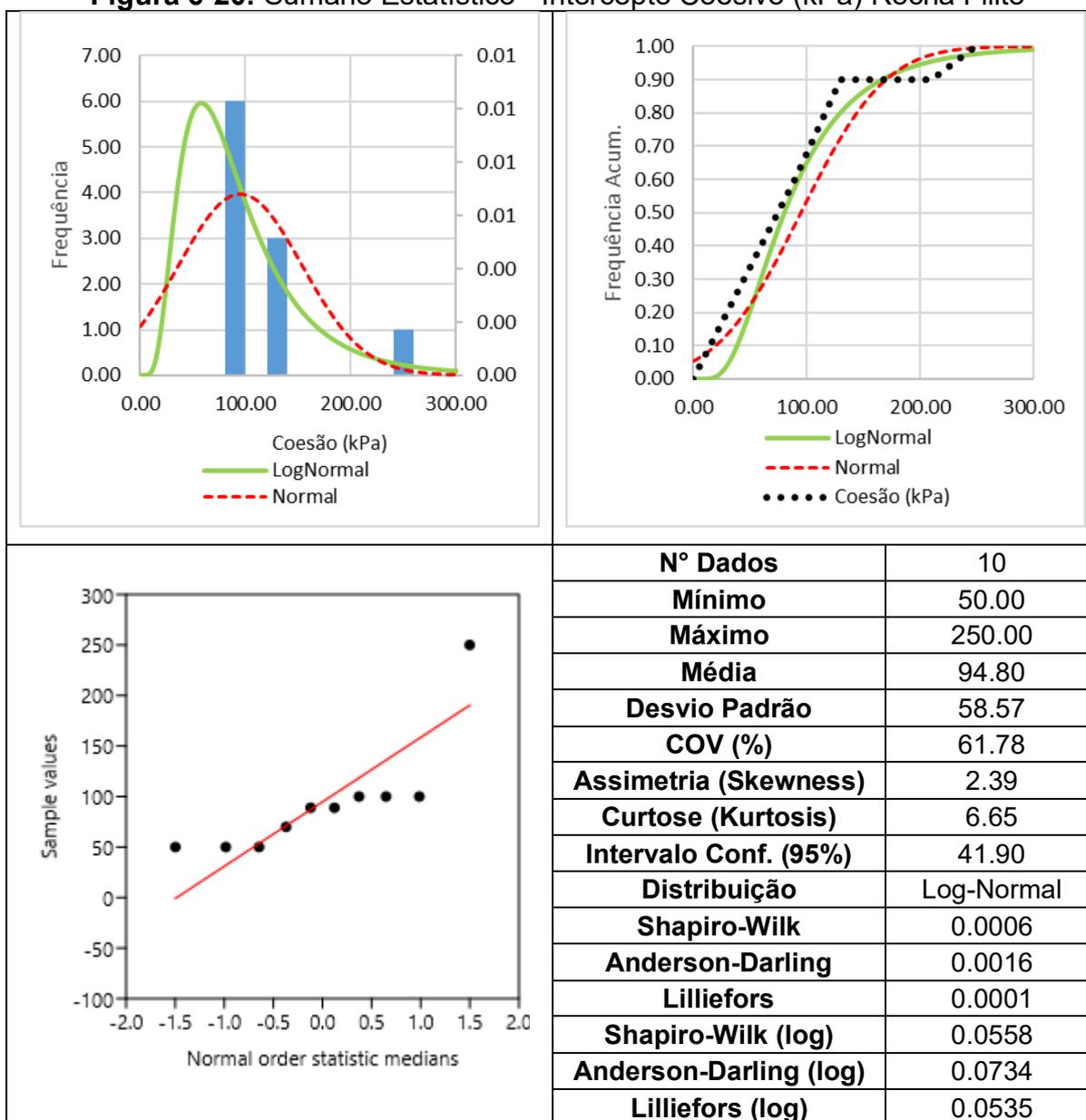


**Figura 6-18:** Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Saprólito Filito

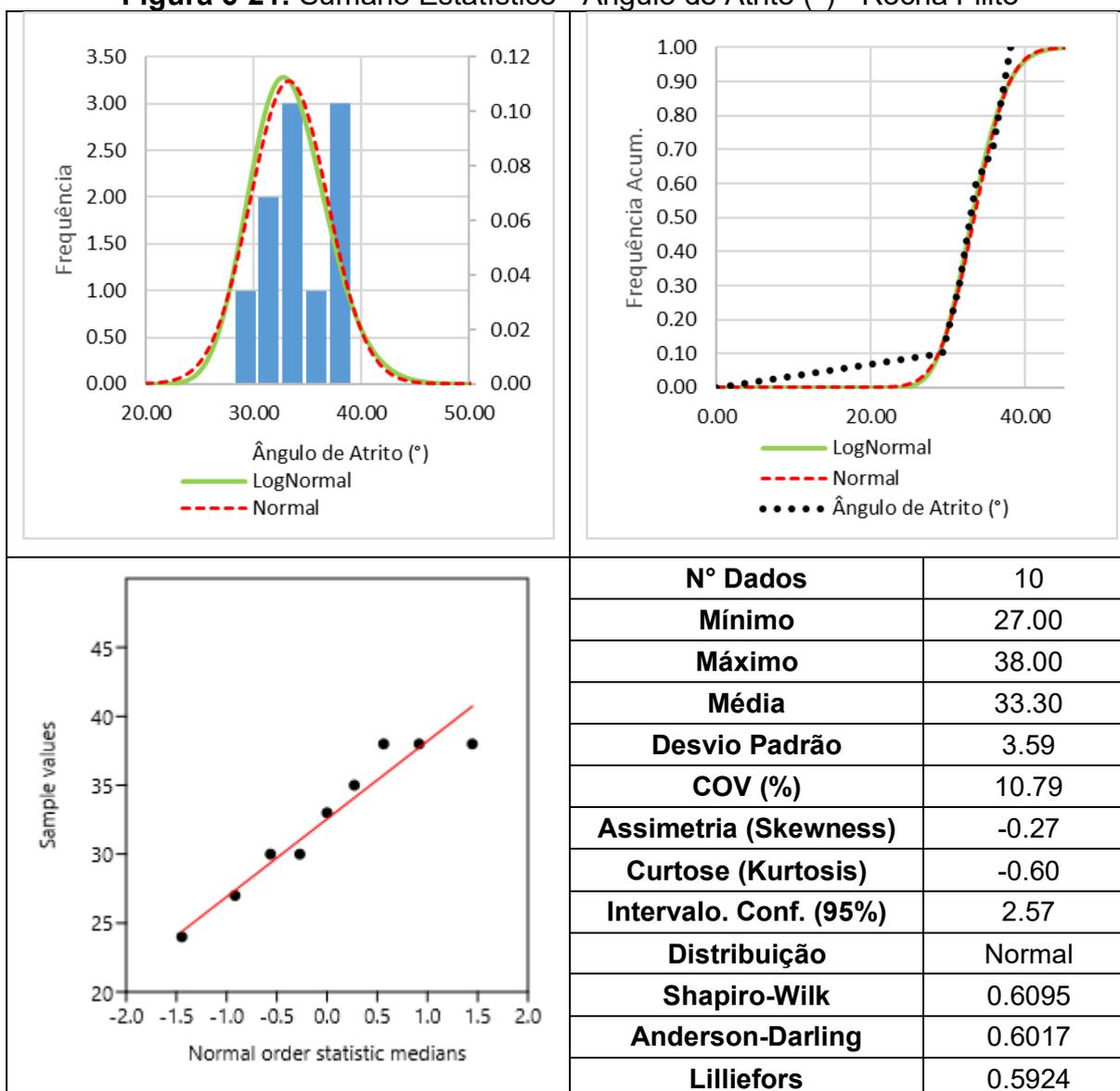


**Figura 6-19: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Rocha Filito**

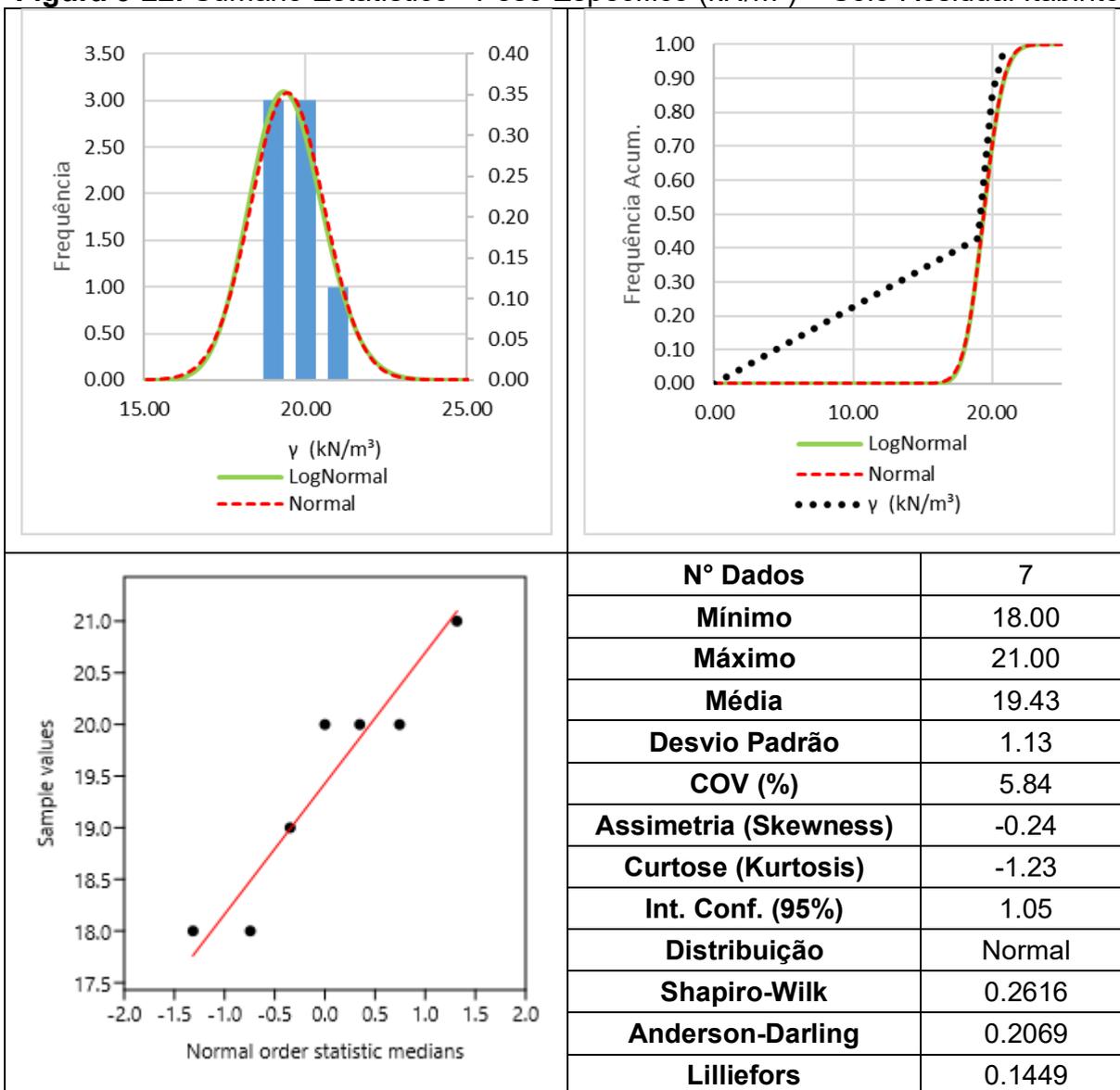
**Figura 6-20: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Rocha Filito**

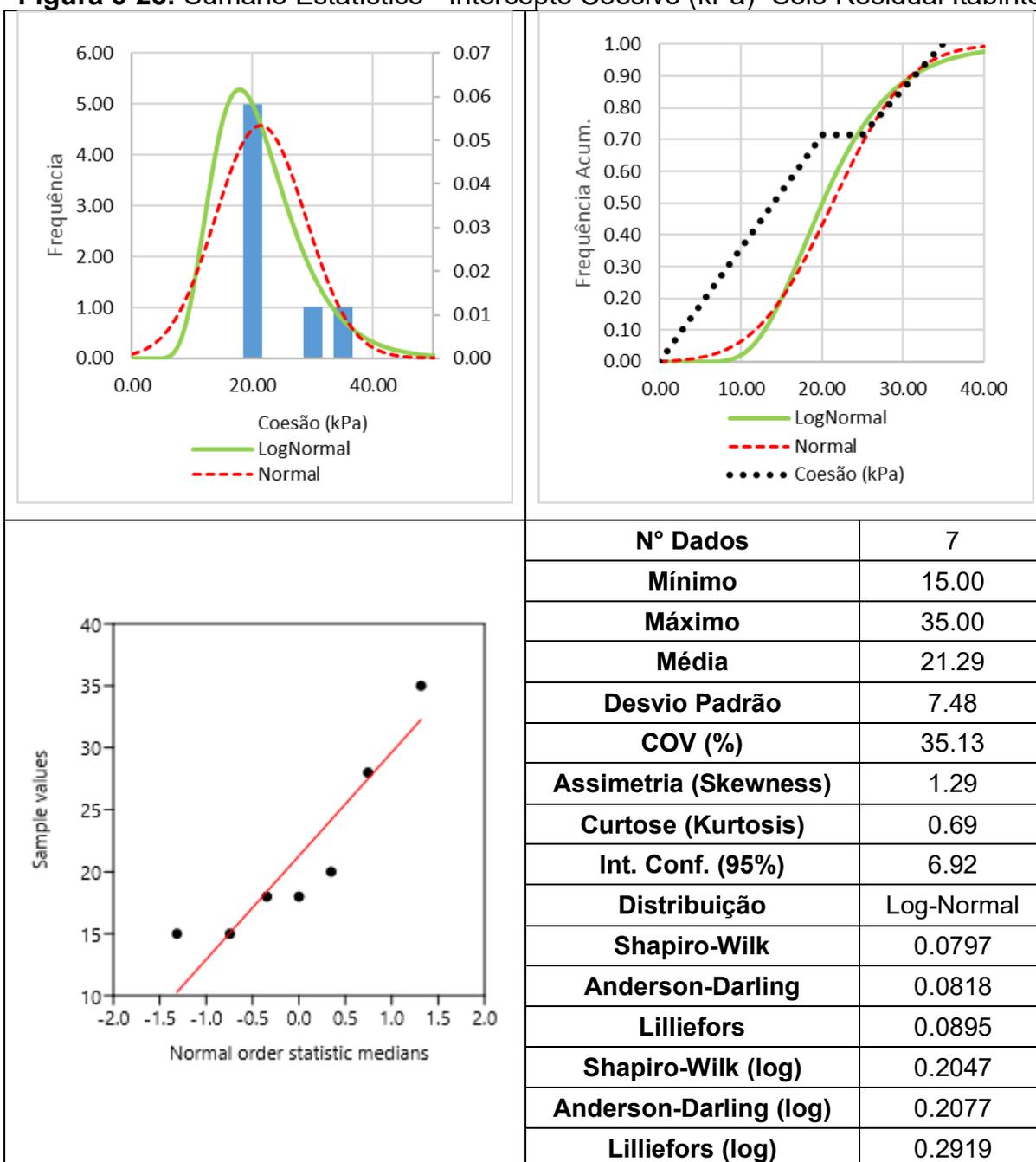


**Figura 6-21: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Rocha Filito**

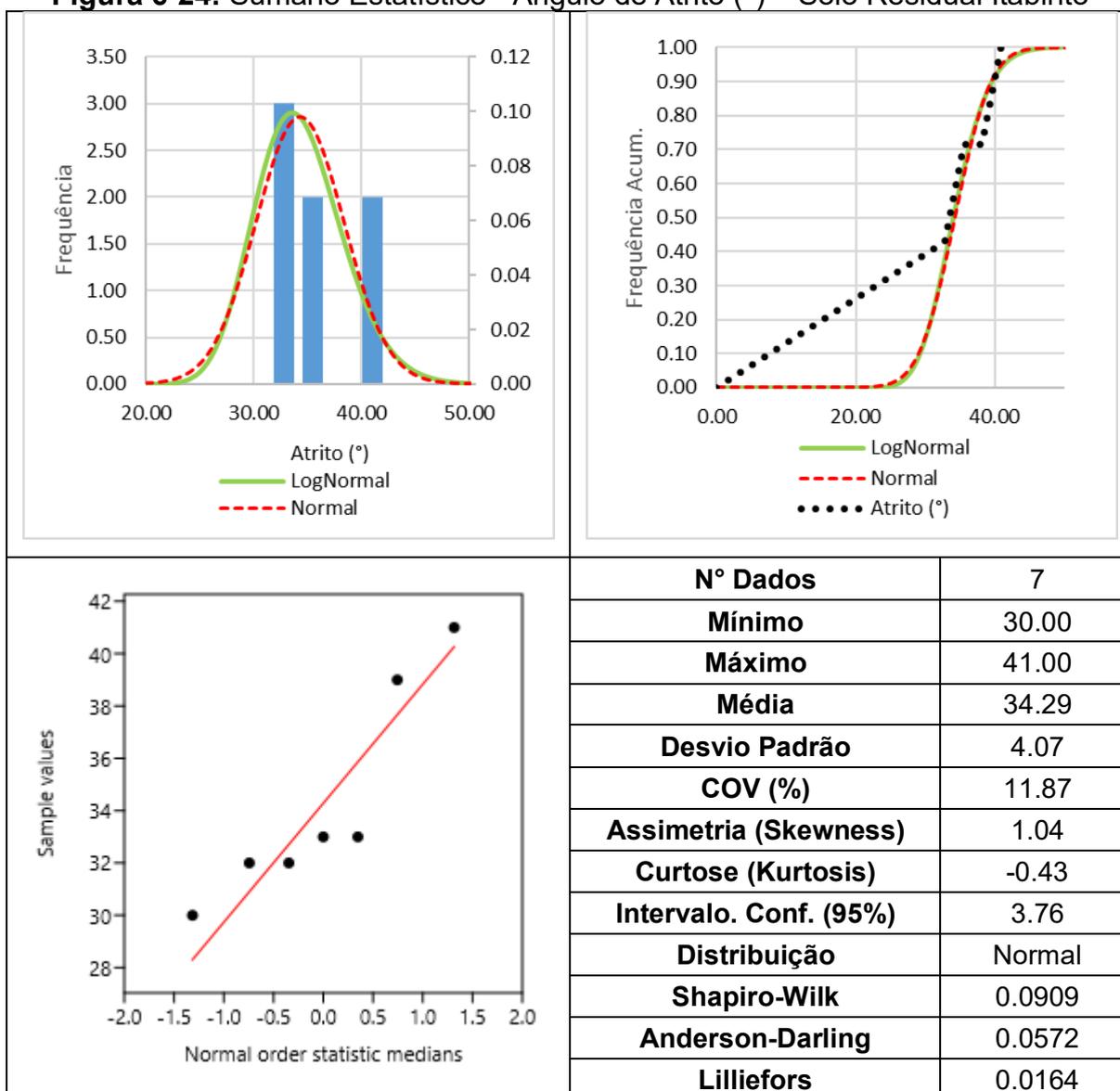


## ITABIRITO

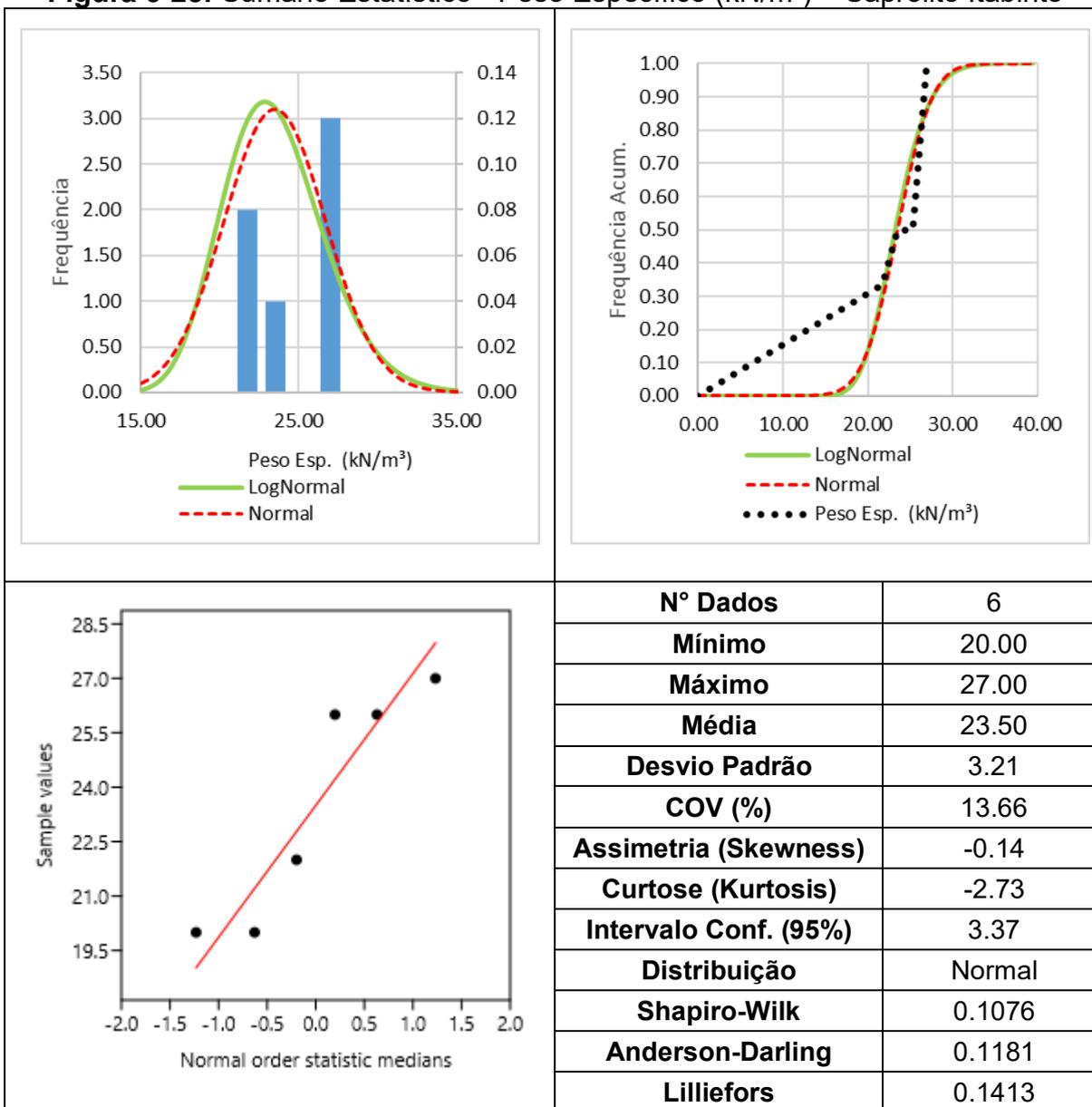
Figura 6-22: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Solo Residual Itabirito

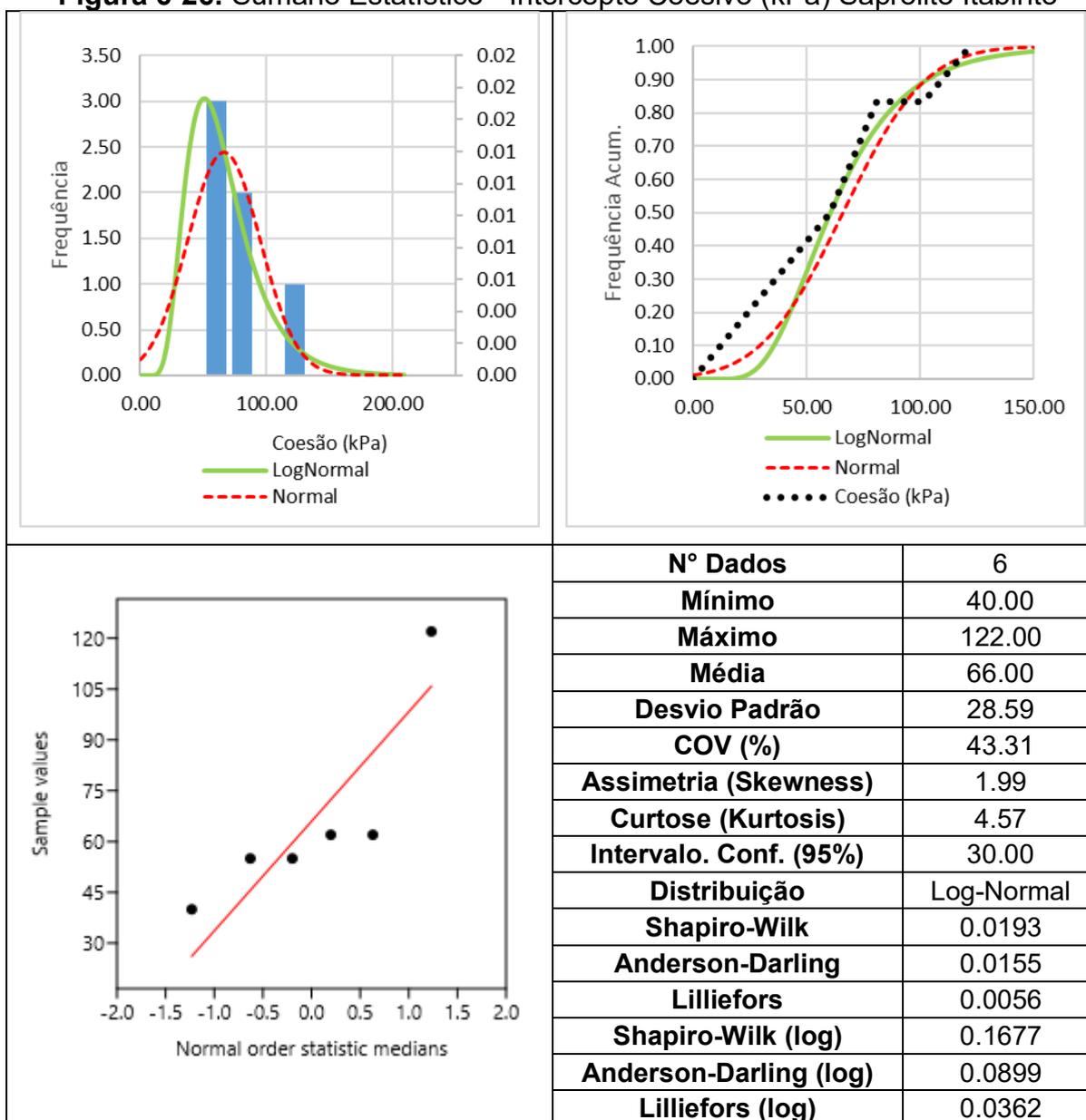
**Figura 6-23:** Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa)- Solo Residual Itabirito

**Figura 6-24:** Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) – Solo Residual Itabirito

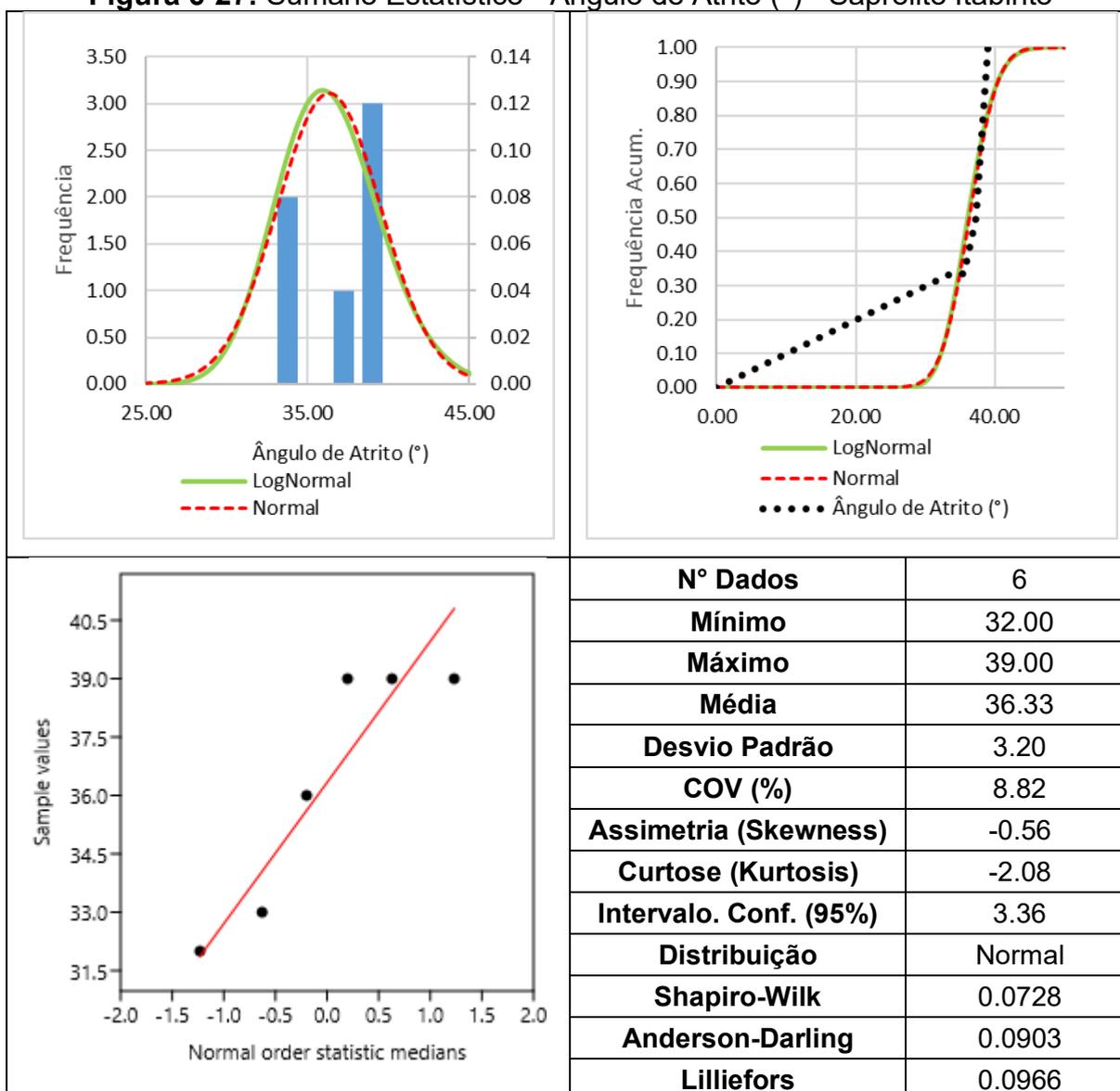


**Figura 6-25: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Saprólito Itabirito**

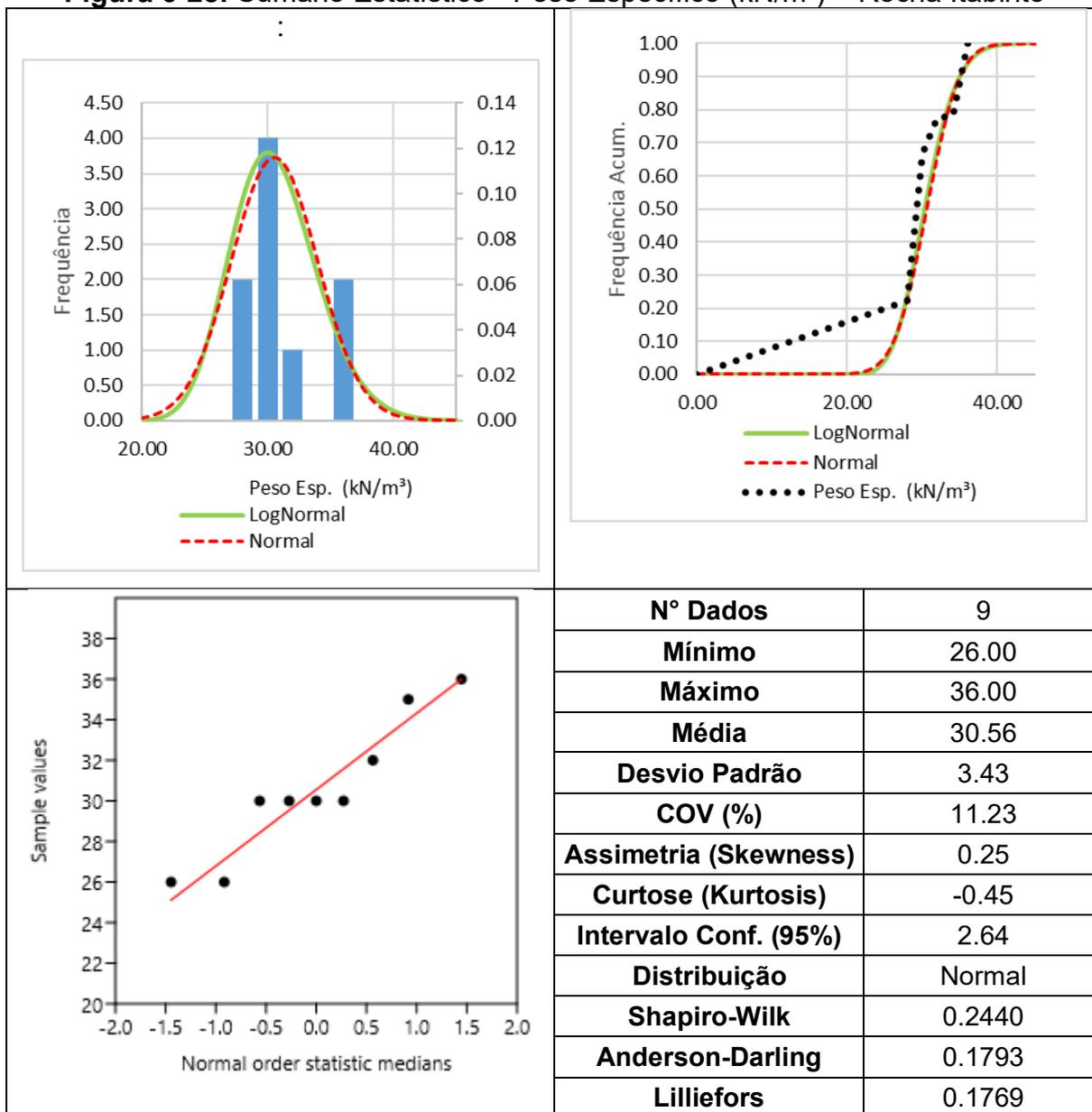


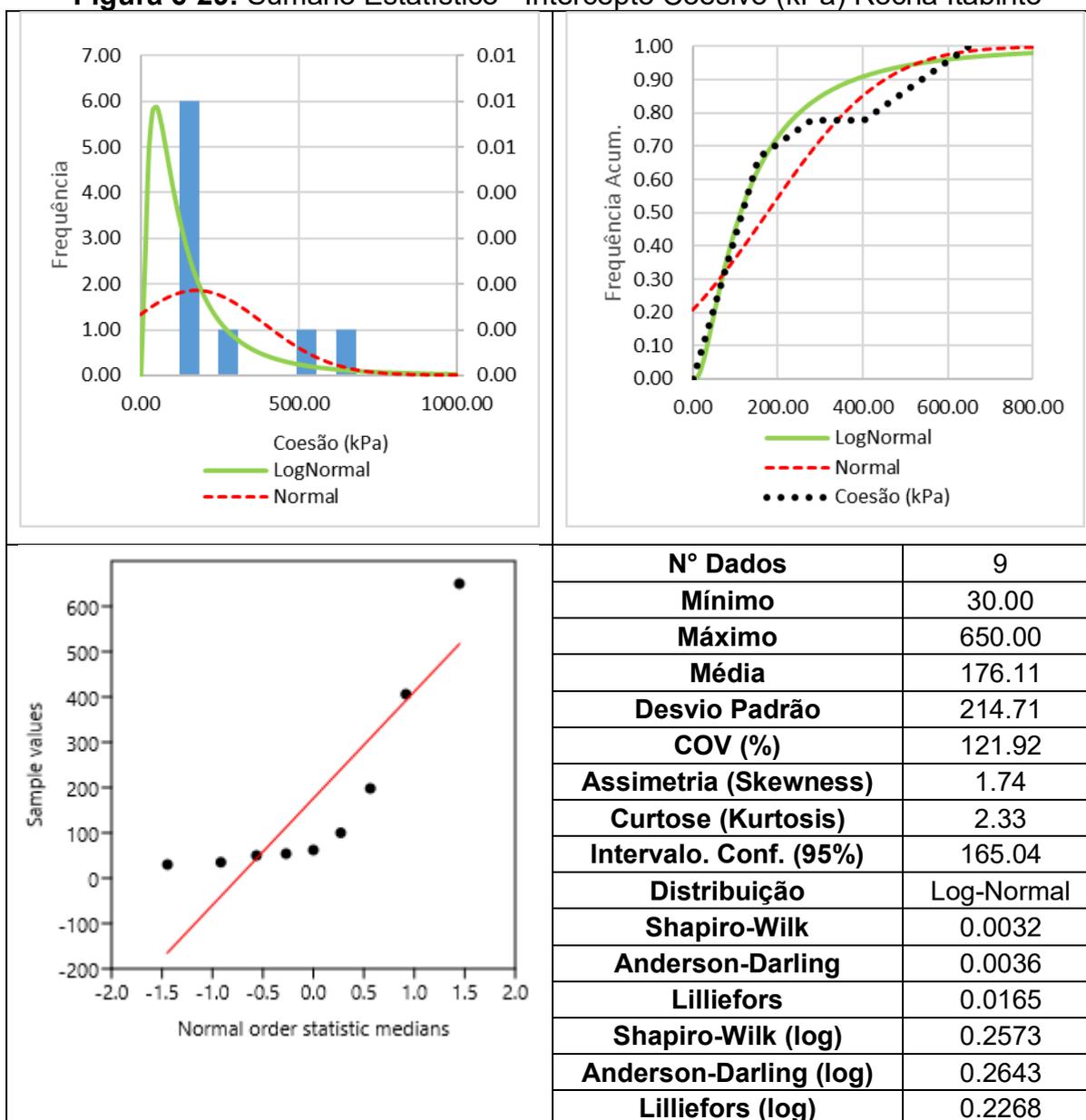
**Figura 6-26:** Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Saprólito Itabirito

**Figura 6-27: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Saprólito Itabirito**

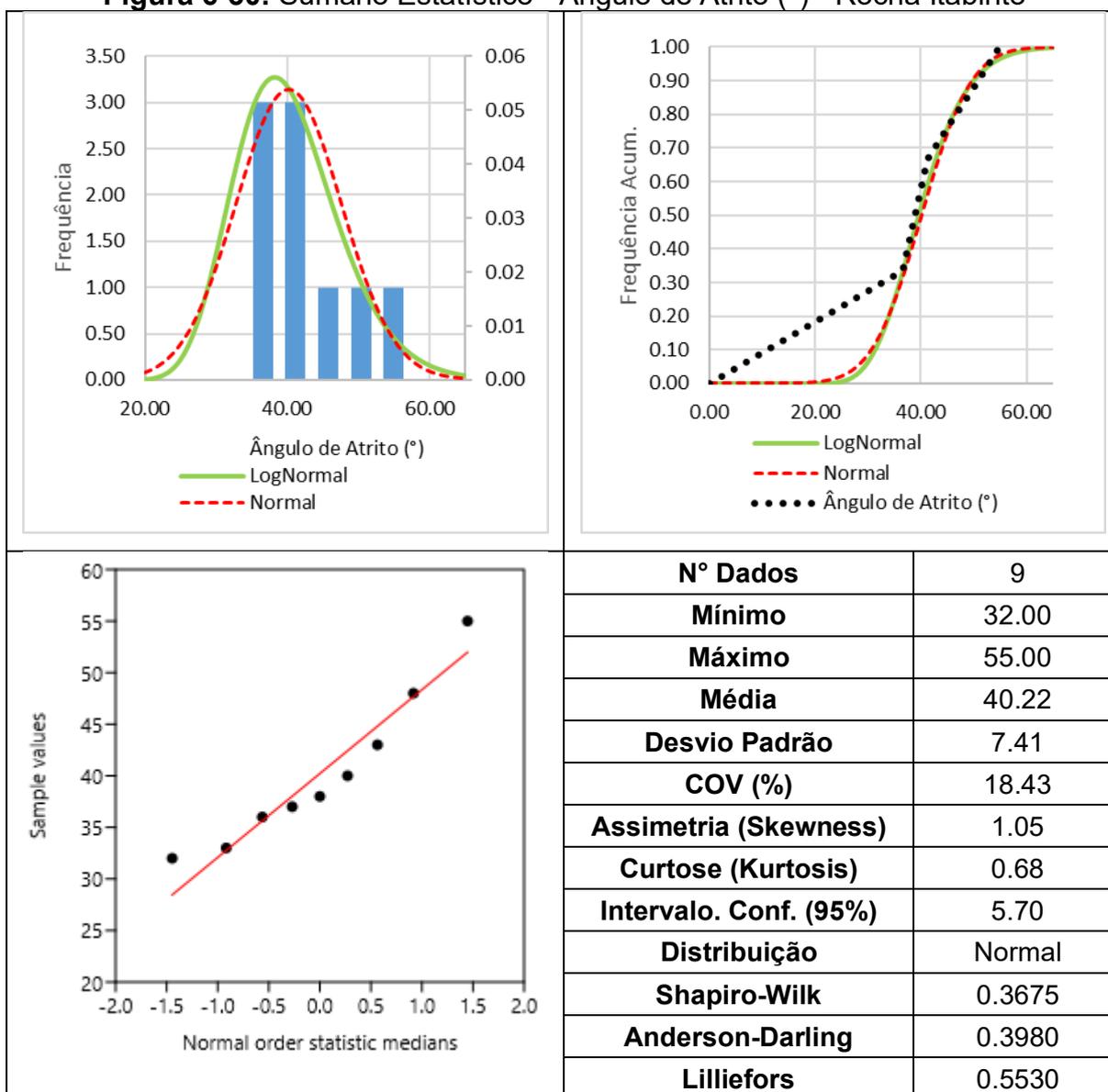


**Figura 6-28: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Rocha Itabirito**

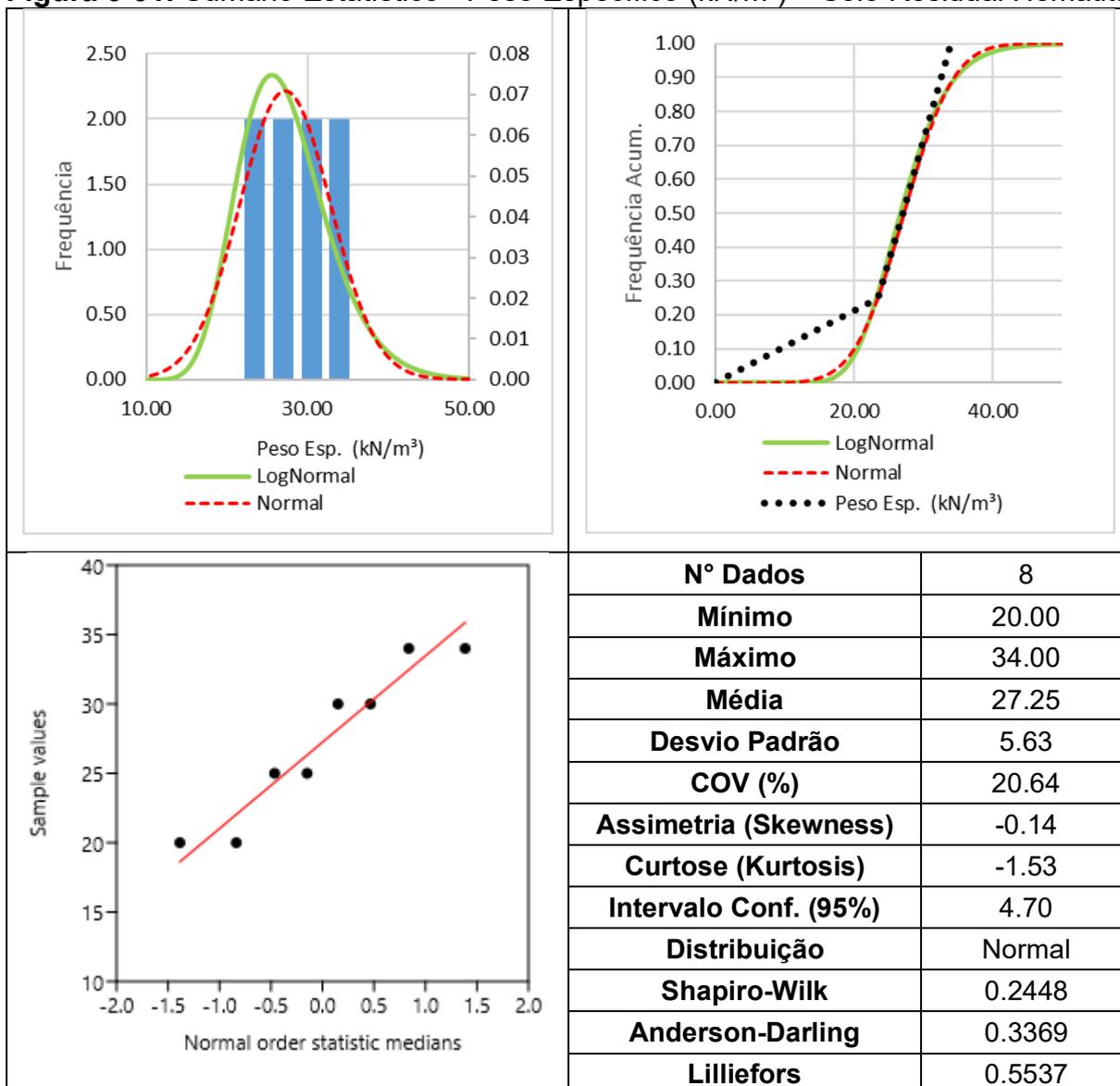


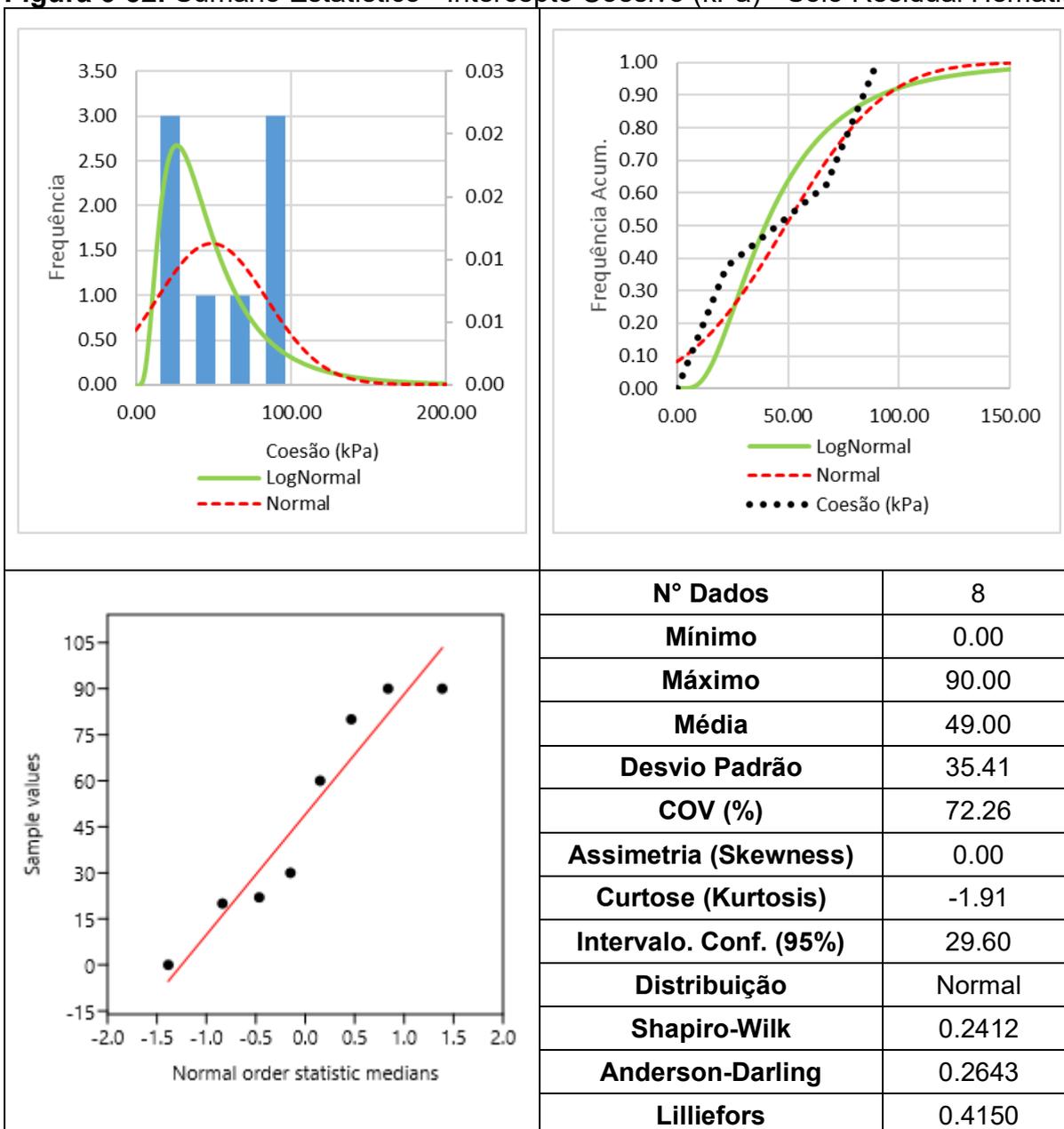
**Figura 6-29: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Rocha Itabirito**

**Figura 6-30: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Rocha Itabirito**

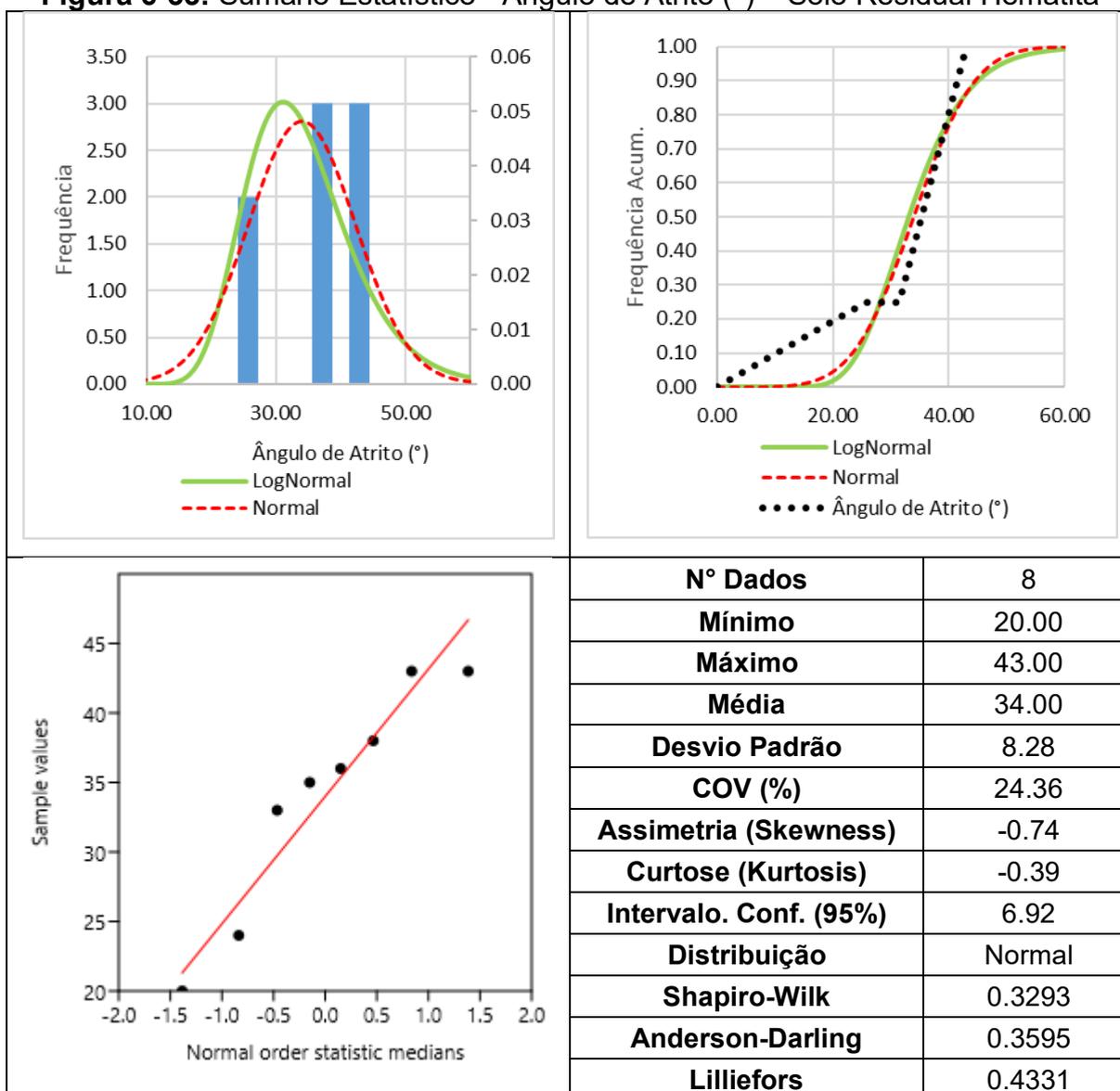


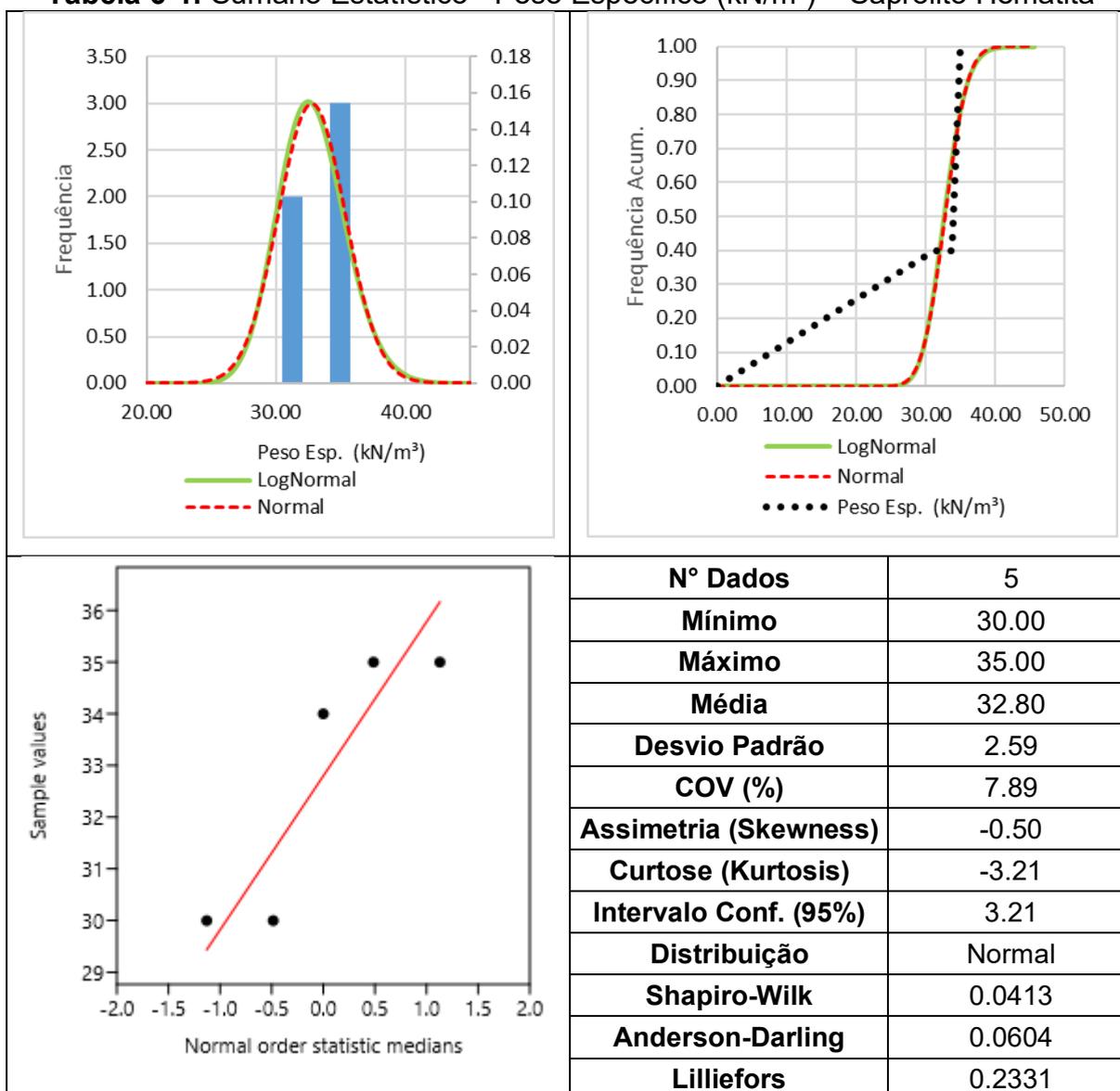
## HEMATITA

Figura 6-31: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Solo Residual Hematita

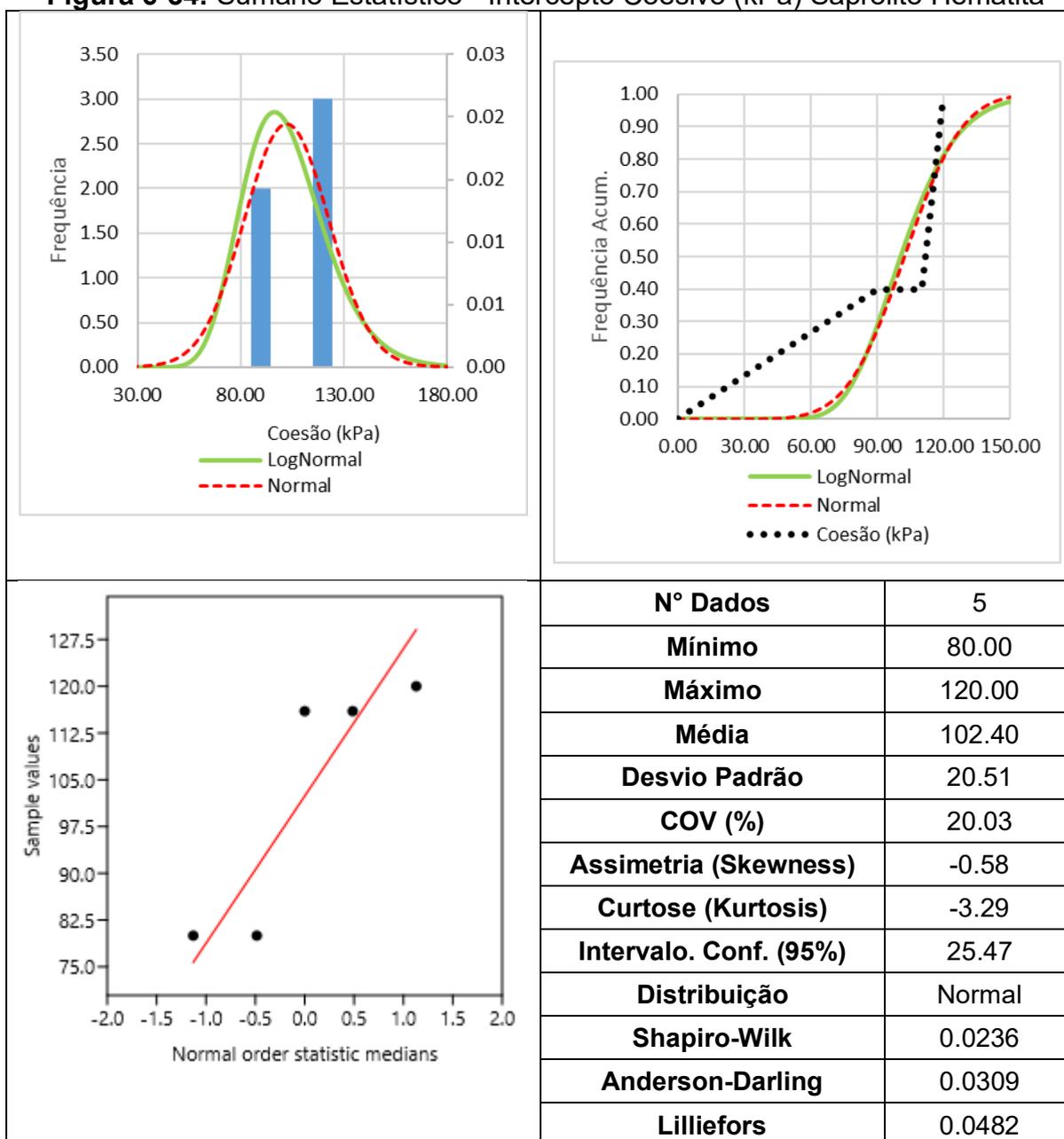
**Figura 6-32: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Solo Residual Hematita**

**Figura 6-33: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) – Solo Residual Hematita**

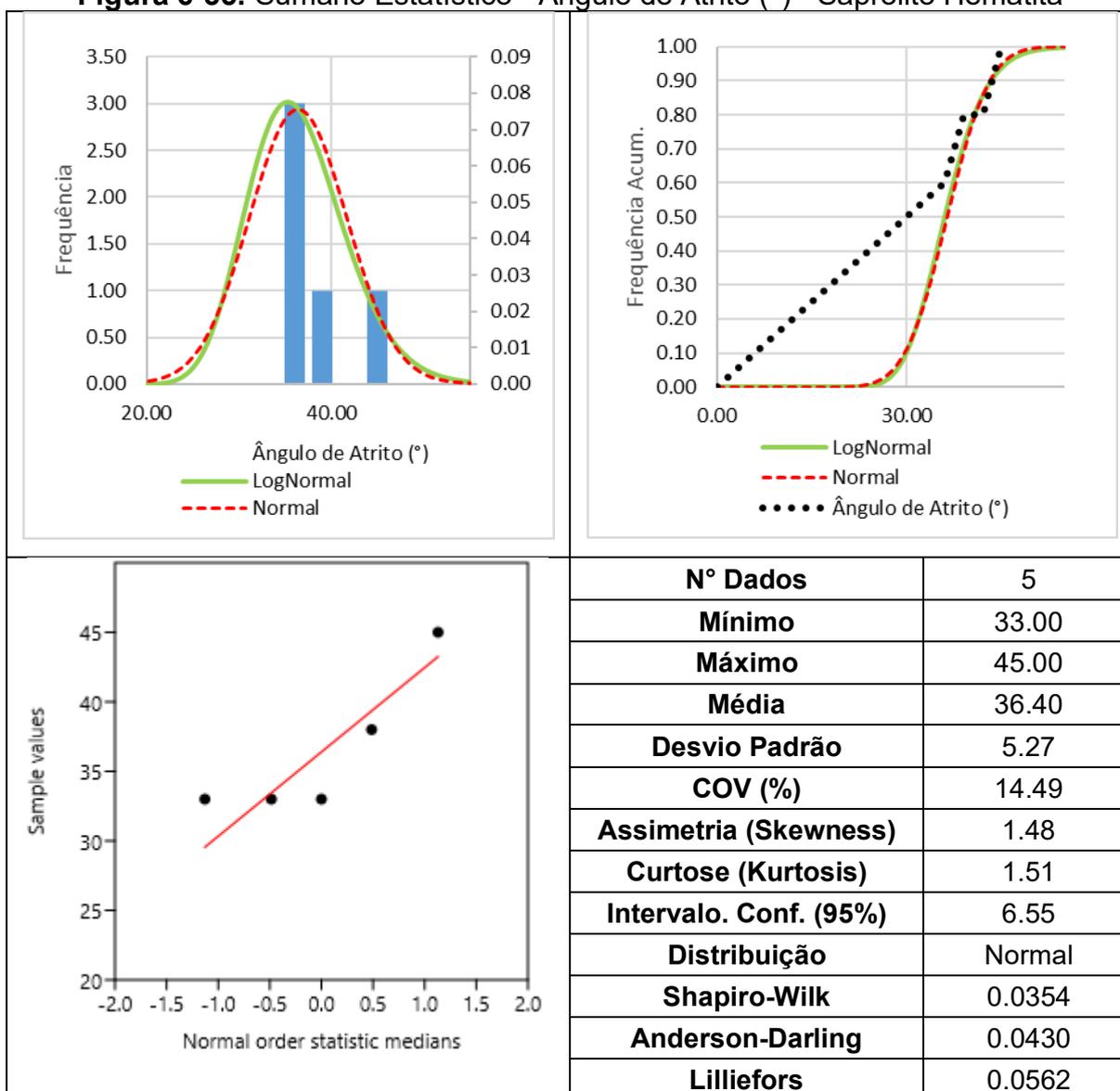


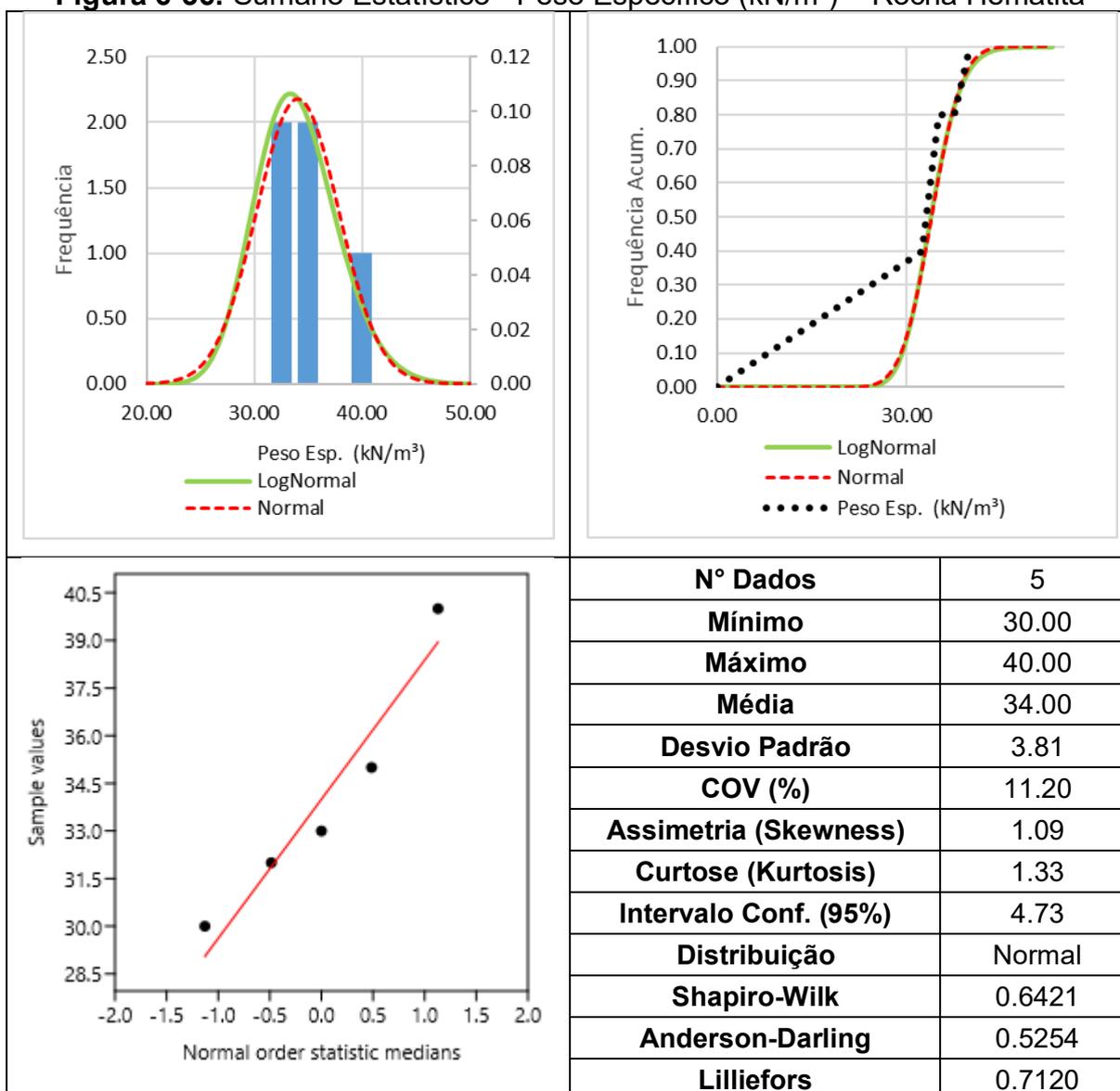
**Tabela 6-1:** Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Saprólito Hematita

**Figura 6-34: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Saprólito Hematita**

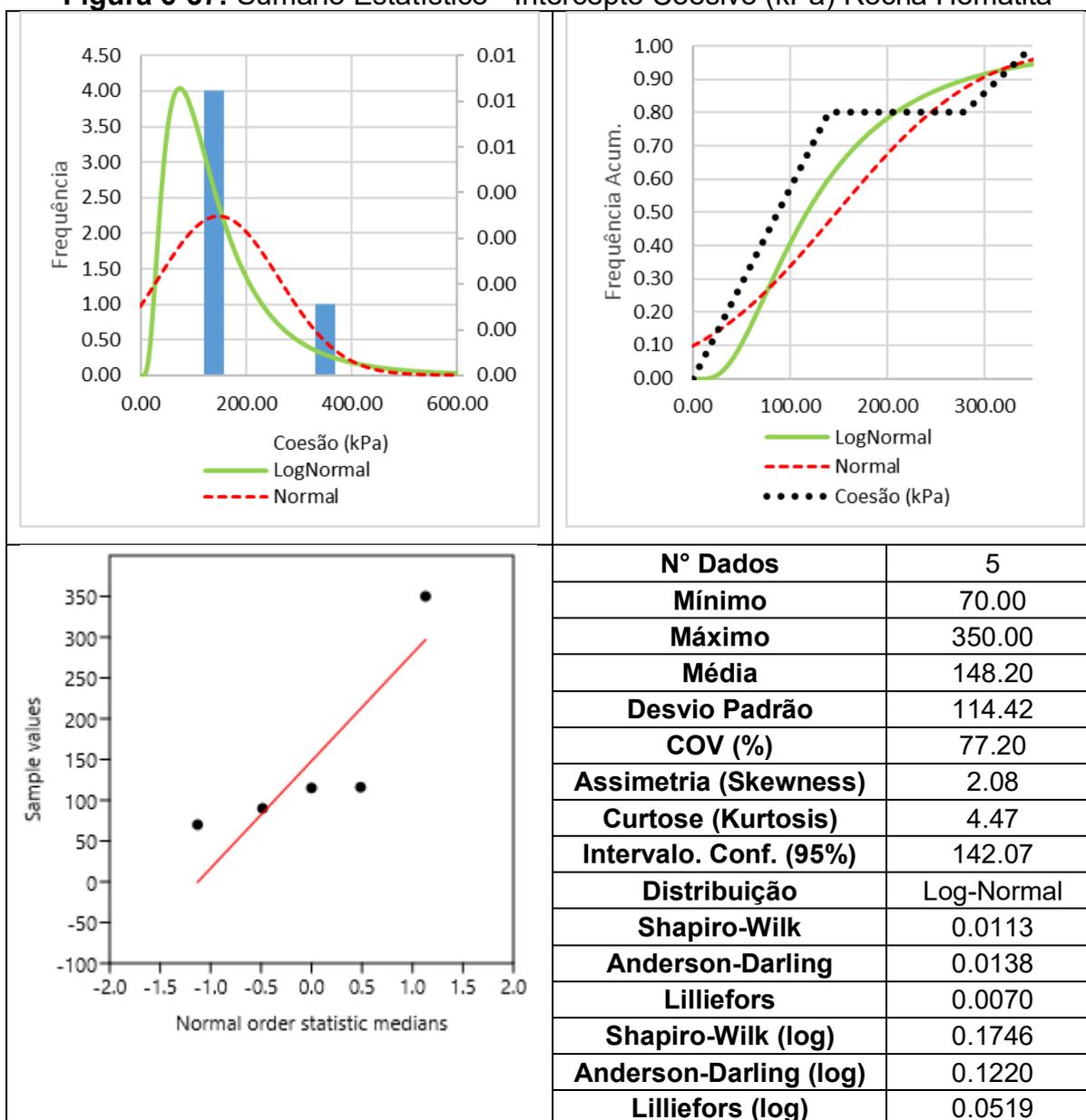


**Figura 6-35:** Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Saprólito Hematita

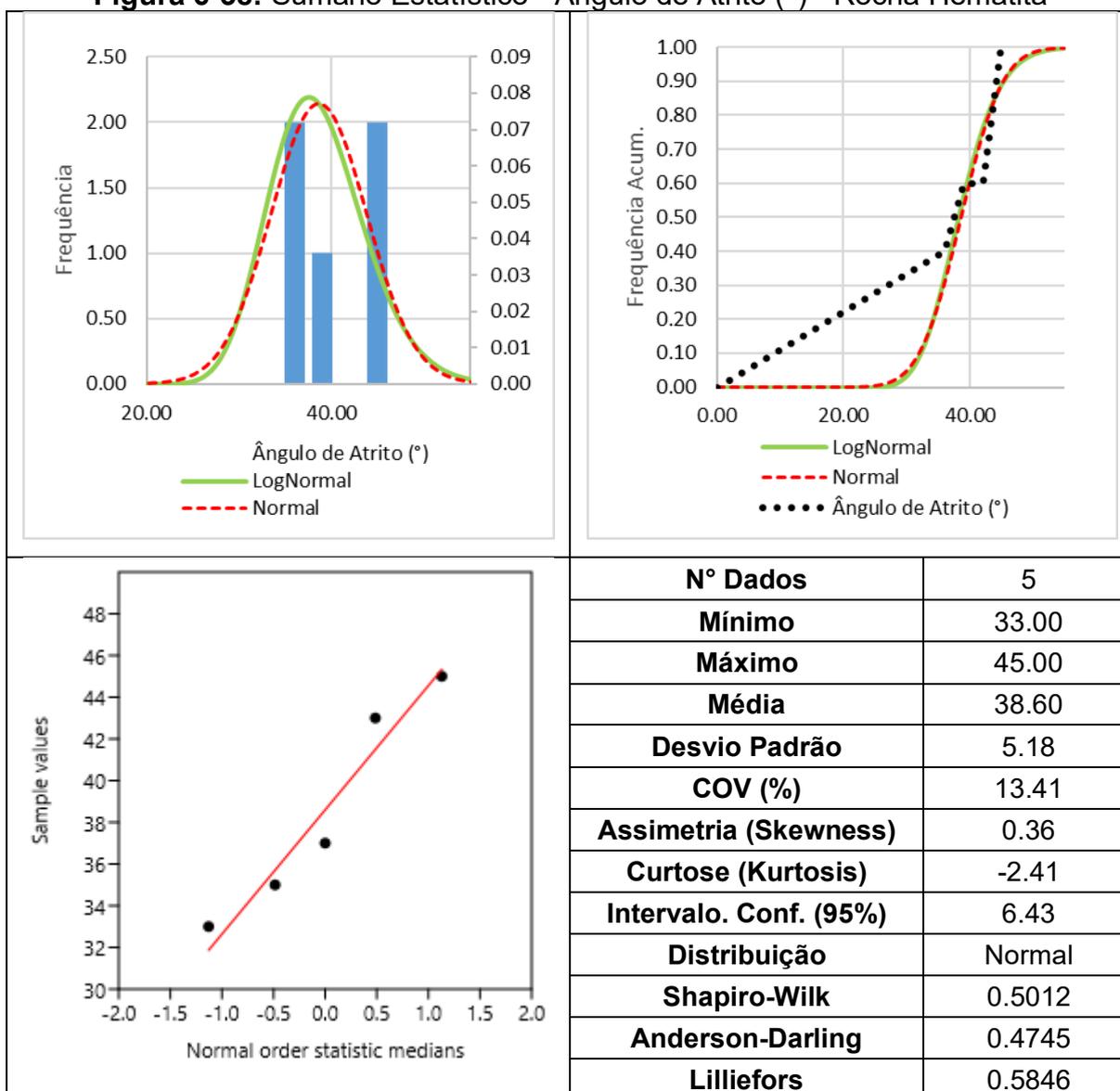


**Figura 6-36: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Rocha Hematita**

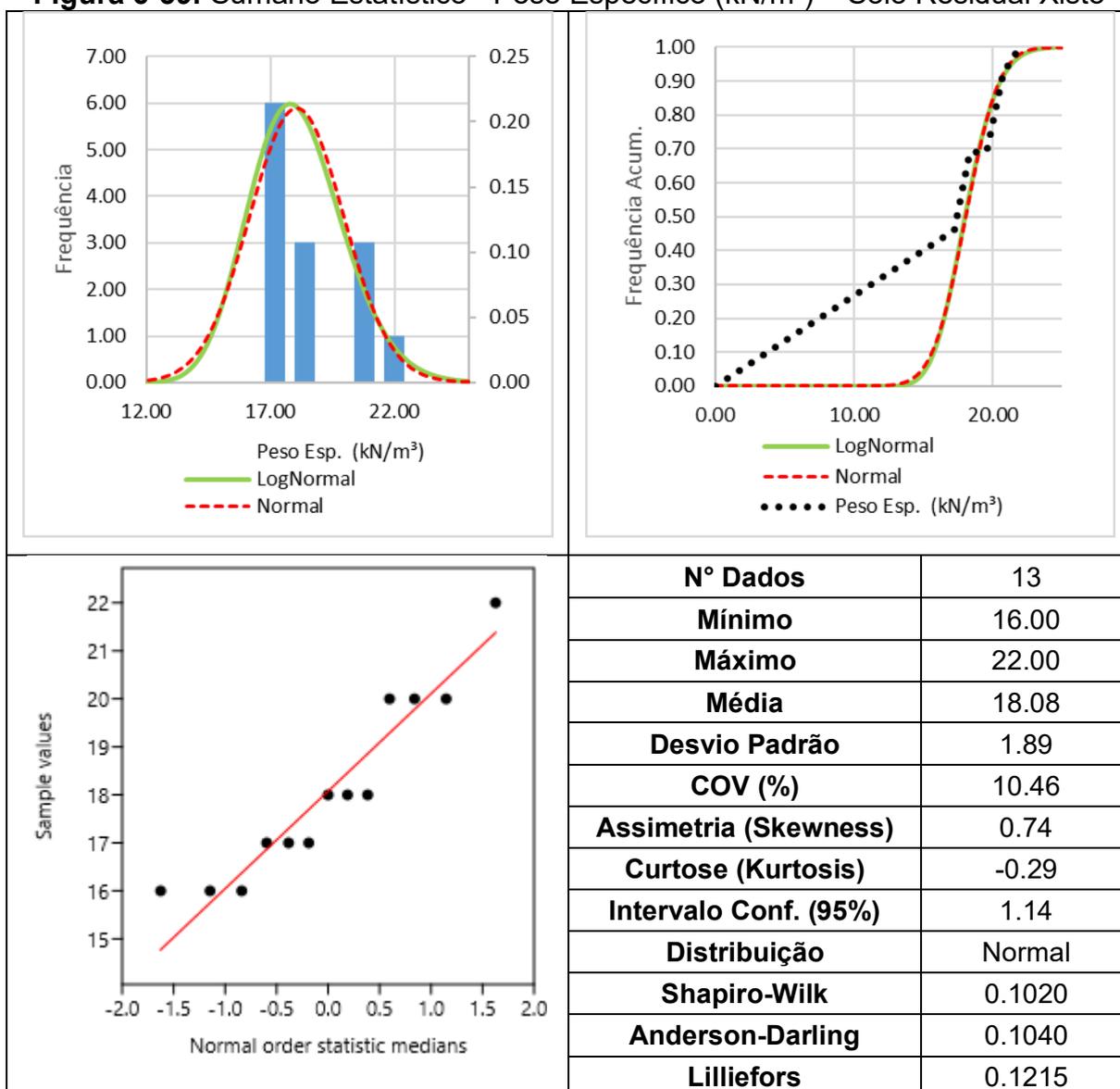
**Figura 6-37: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Rocha Hematita**

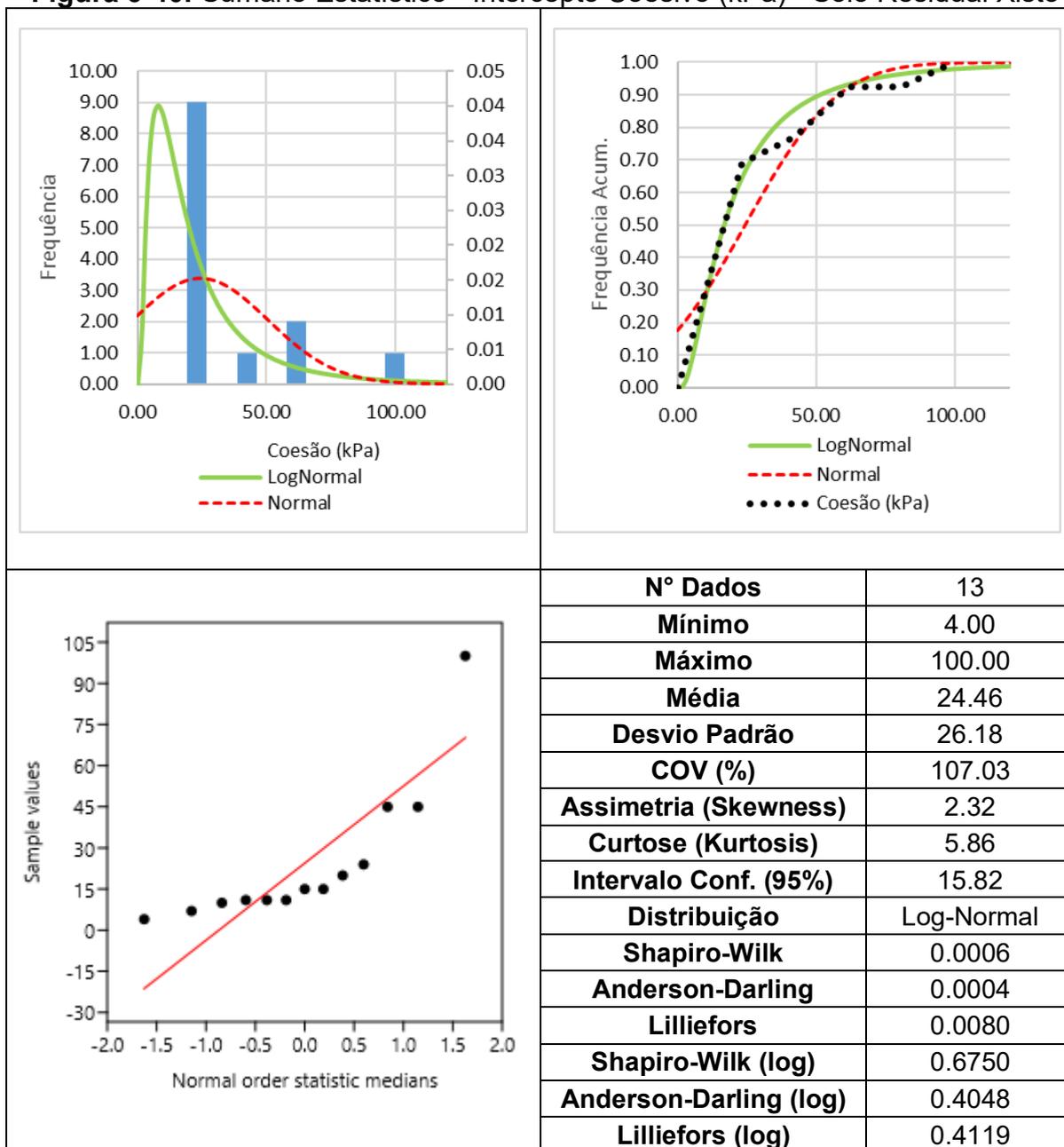


**Figura 6-38: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Rocha Hematita**

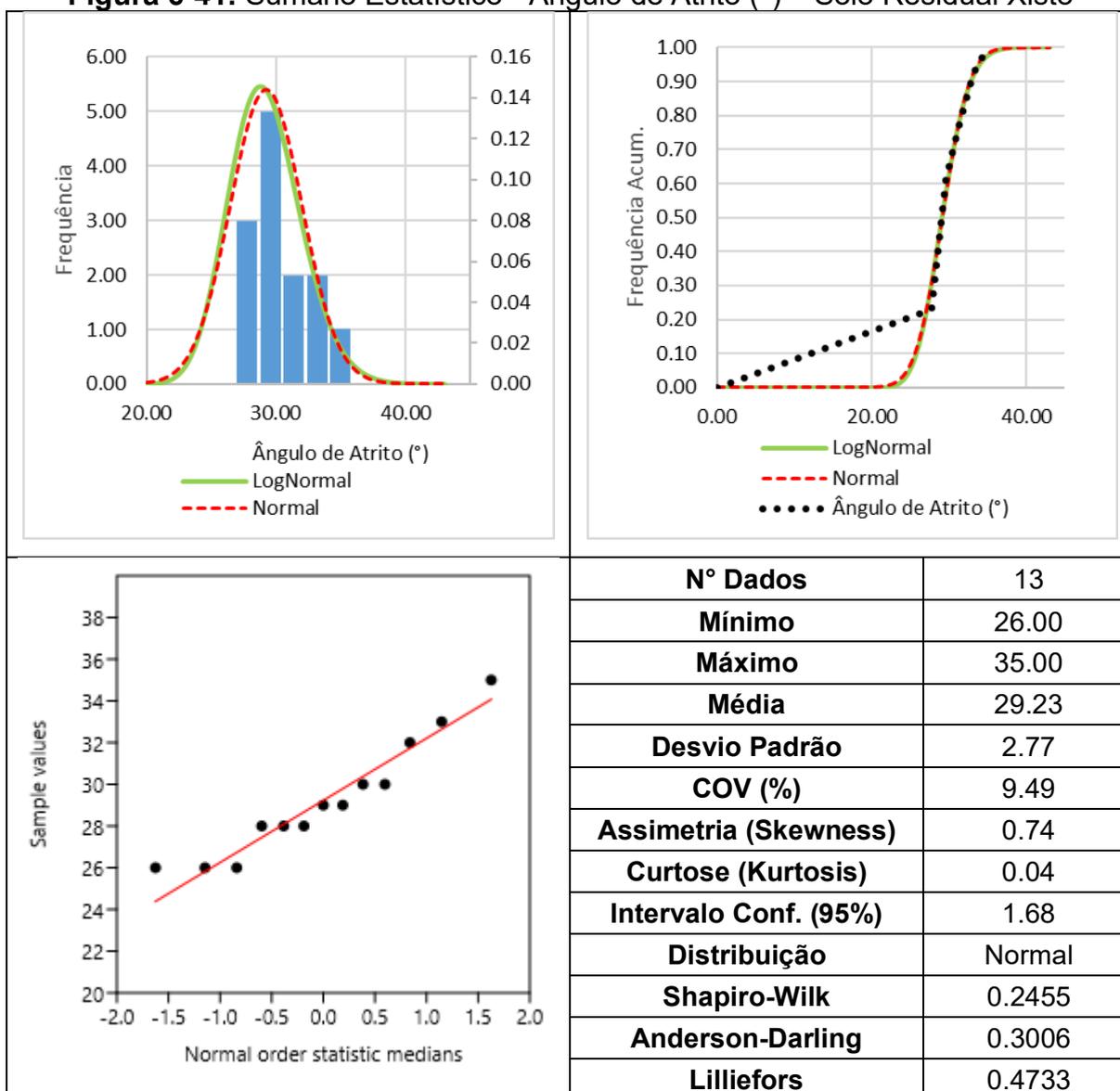


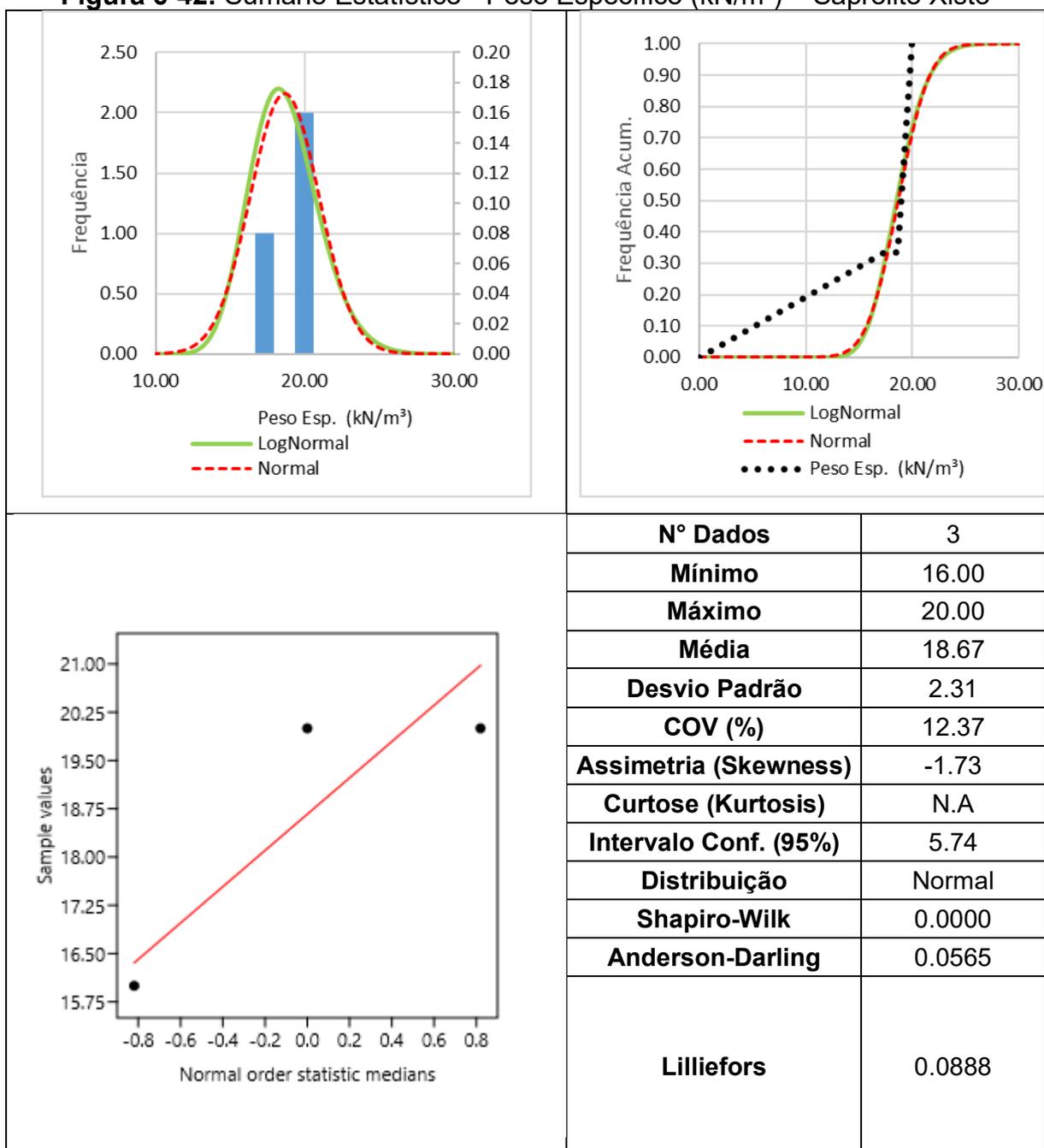
## XISTO

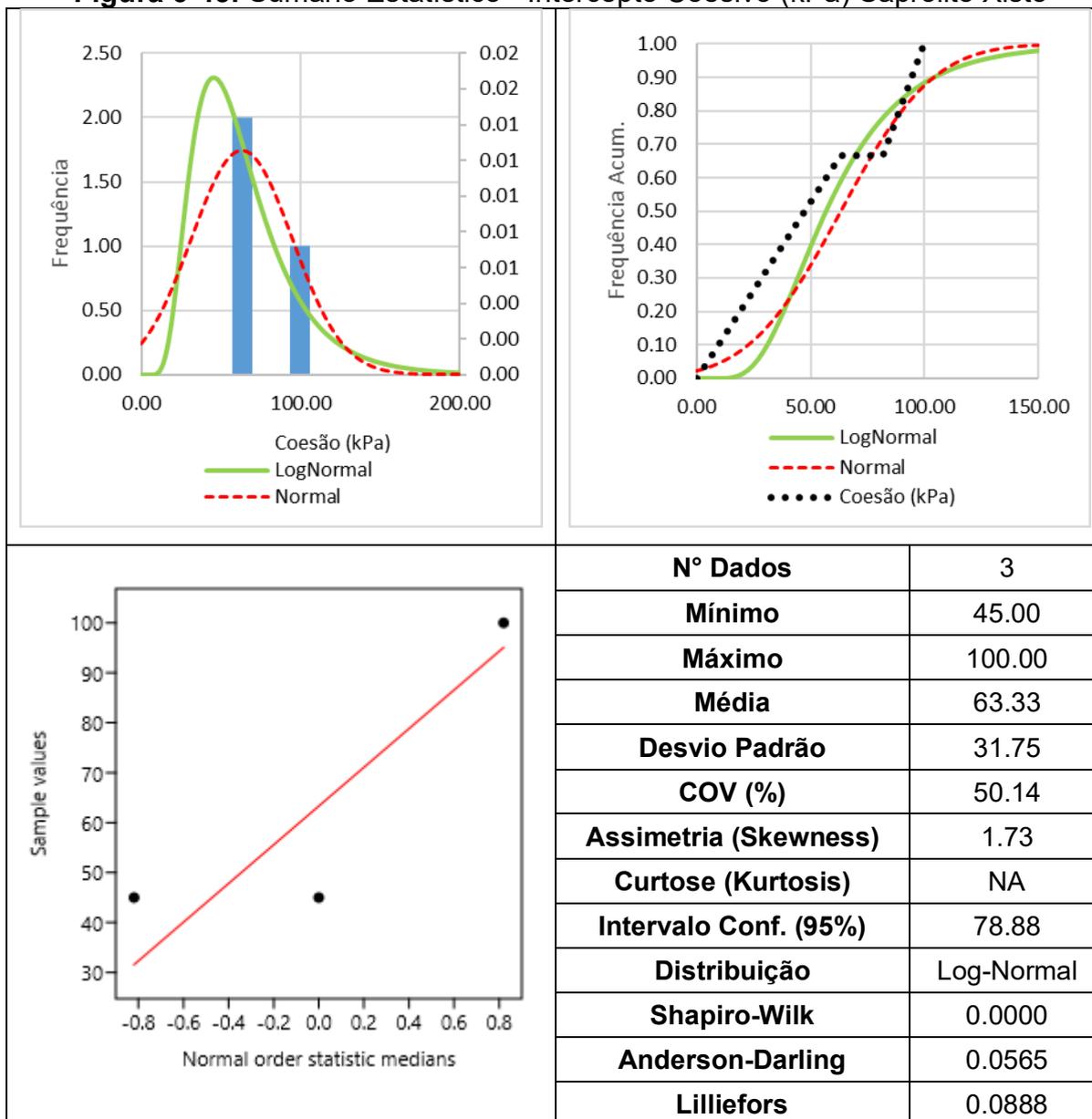
**Figura 6-39: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Solo Residual Xisto**


**Figura 6-40: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Solo Residual Xisto**

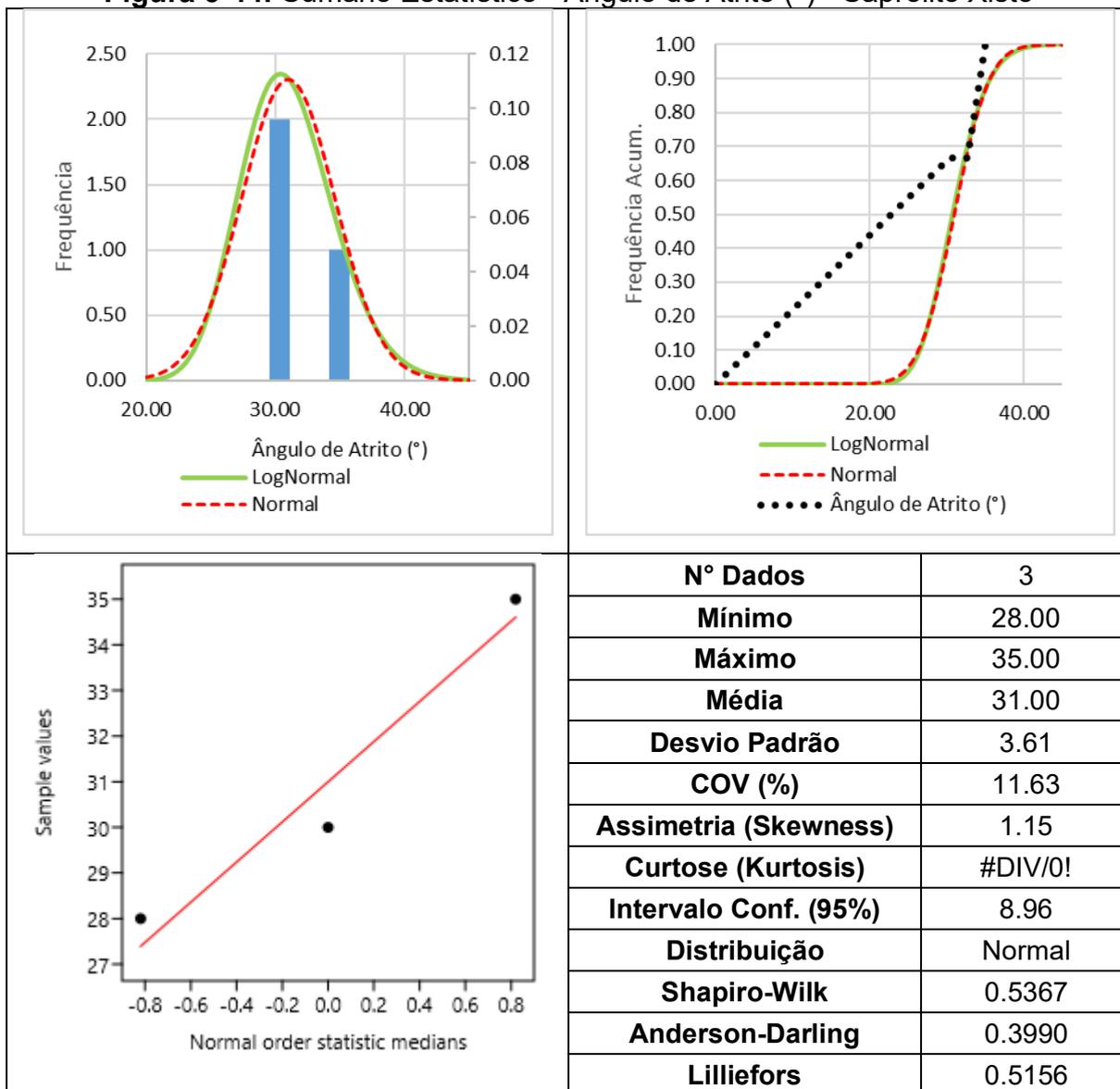
**Figura 6-41: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) – Solo Residual Xisto**



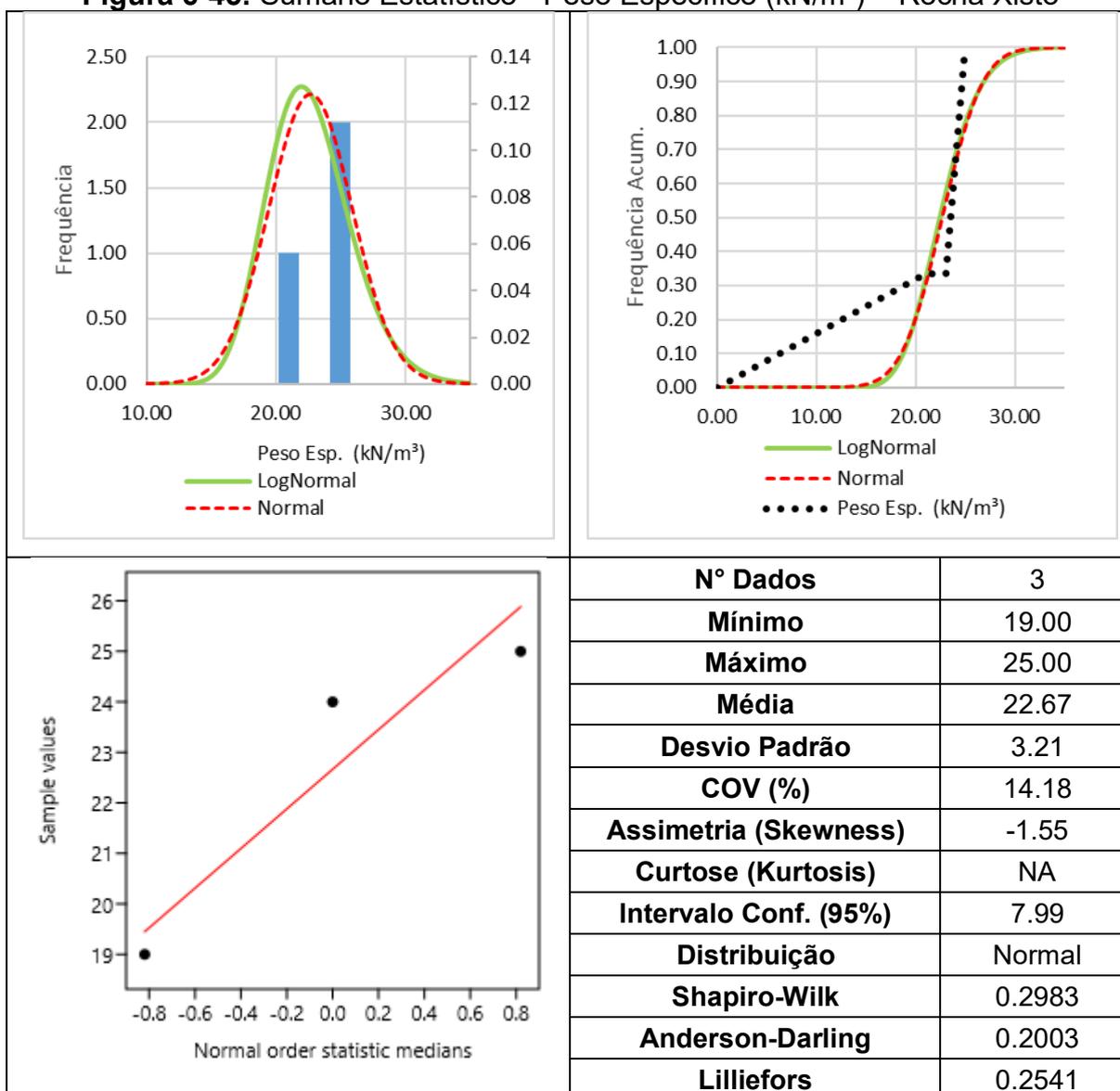
**Figura 6-42: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Saprólito Xisto**


**Figura 6-43: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Saprólito Xisto**

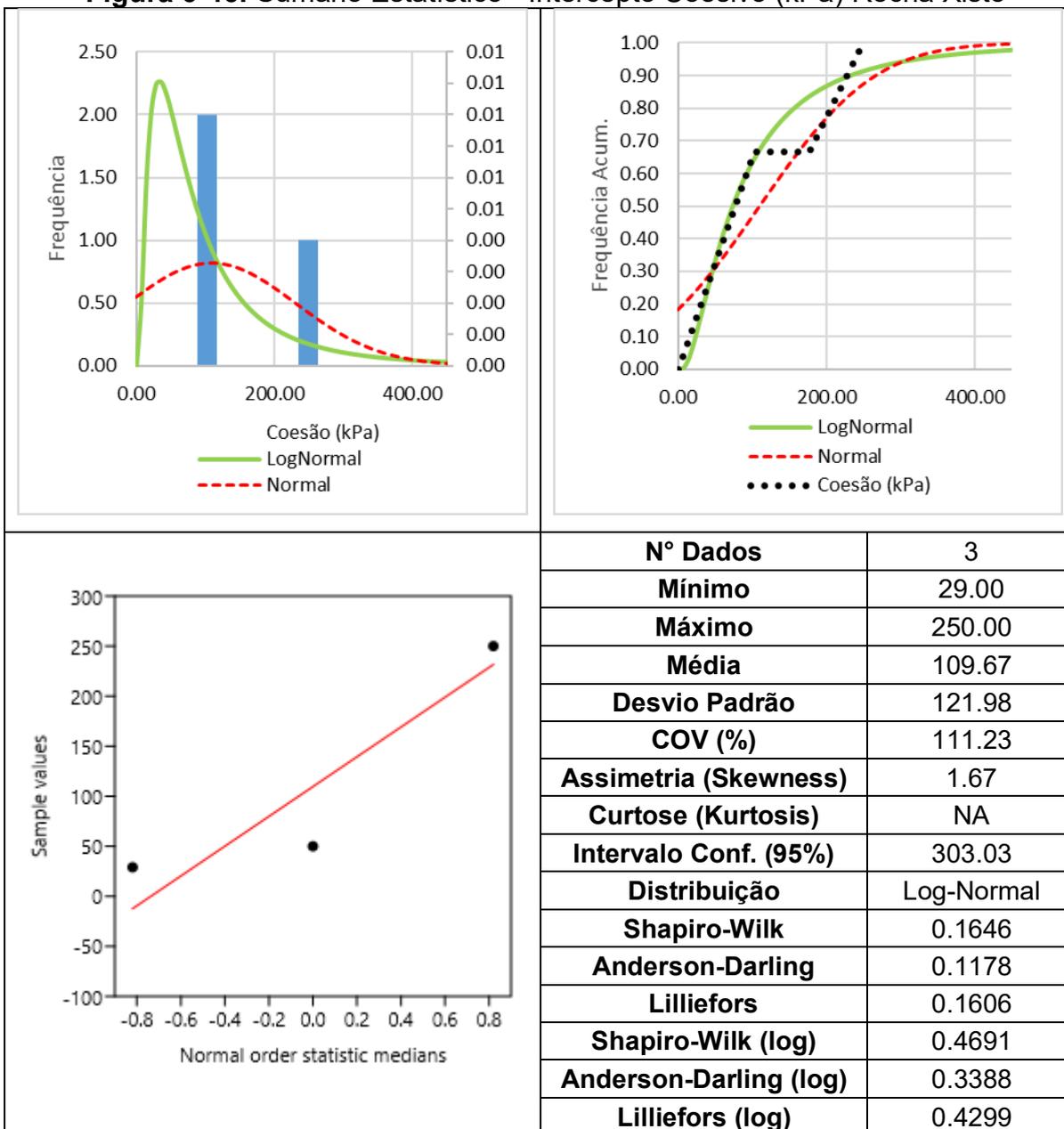
**Figura 6-44: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Saprólito Xisto**



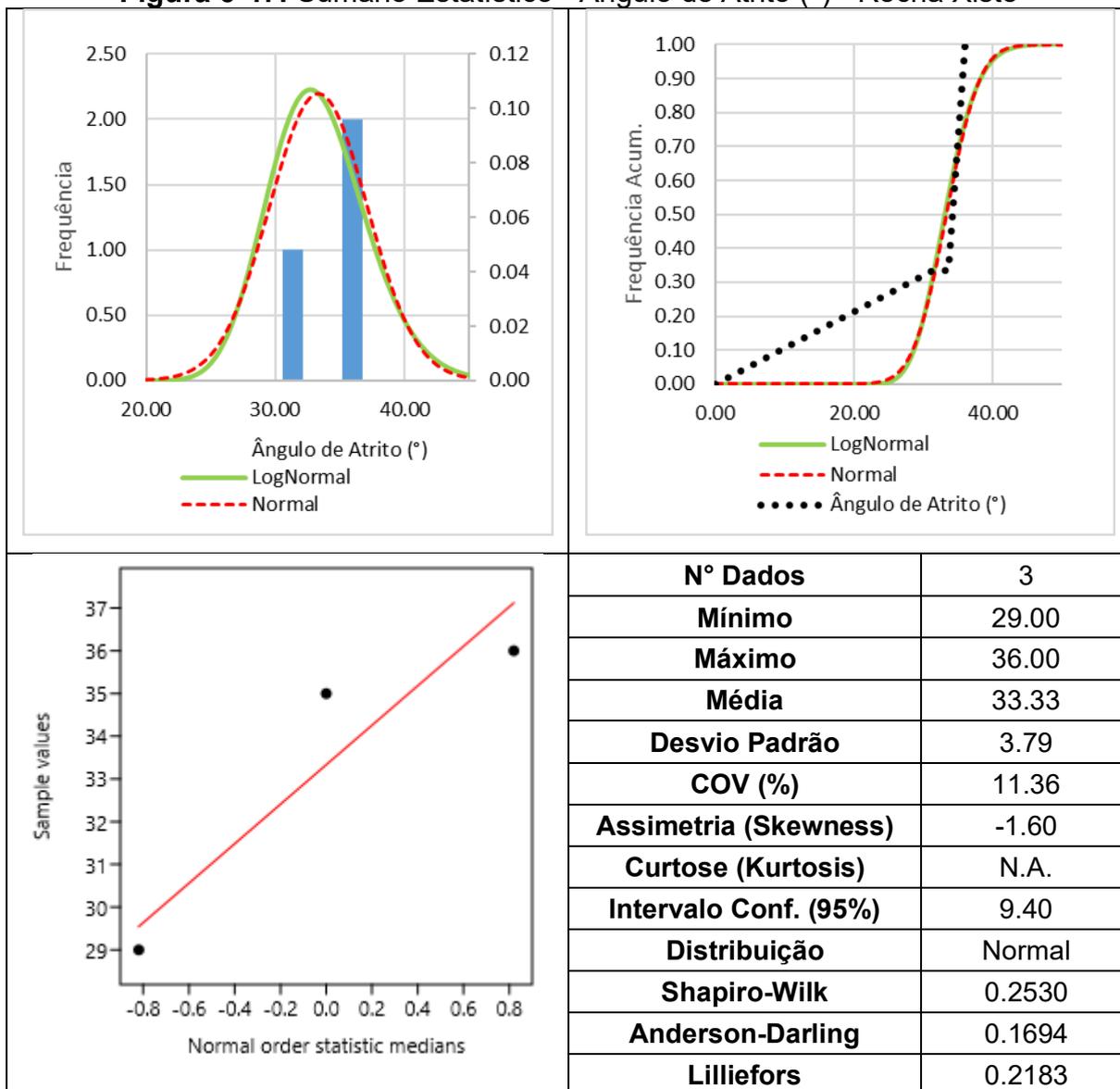
**Figura 6-45: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Rocha Xisto**



**Figura 6-46: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Rocha Xisto**

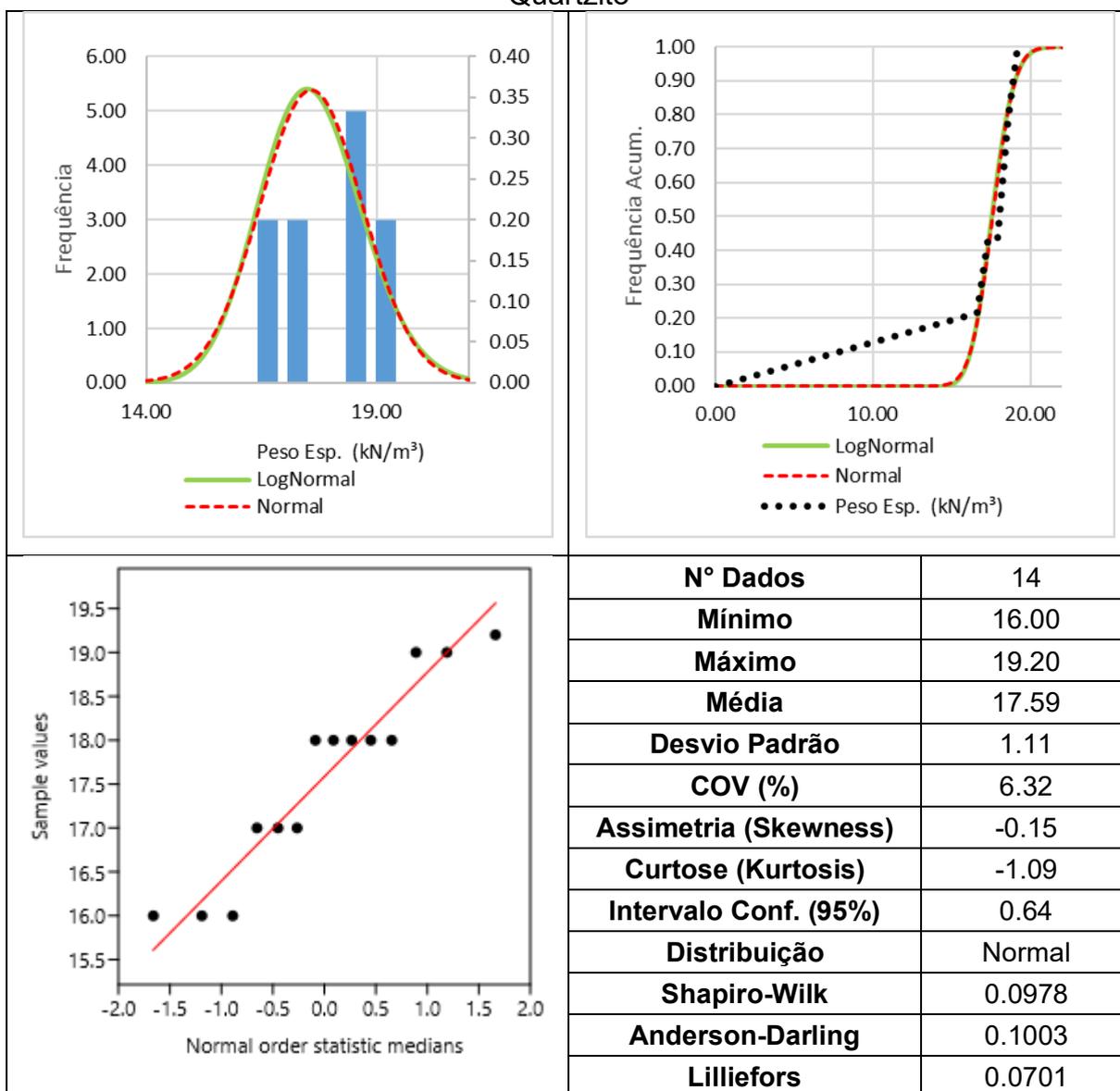


**Figura 6-47: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Rocha Xisto**

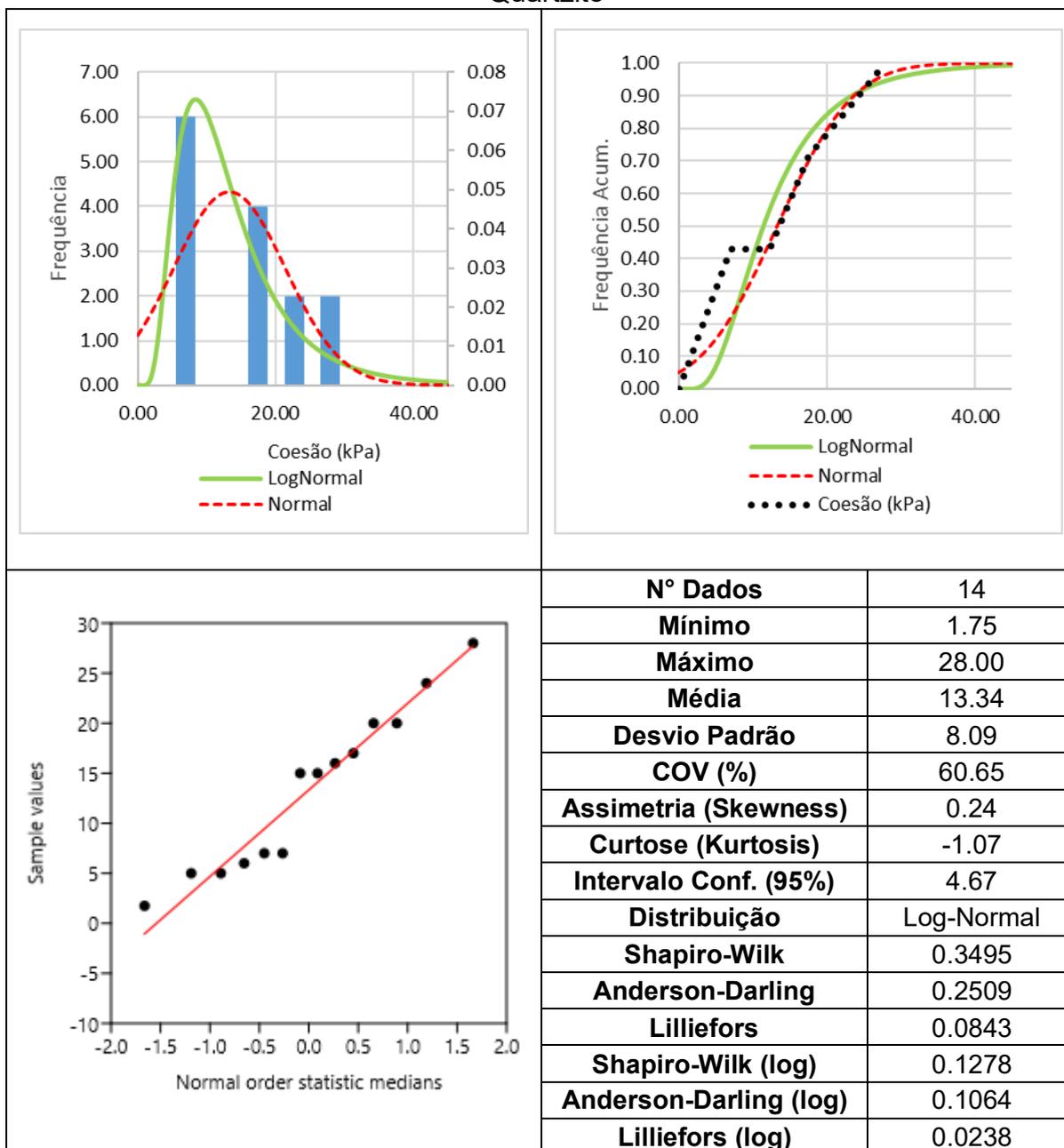


## QUARTZITO

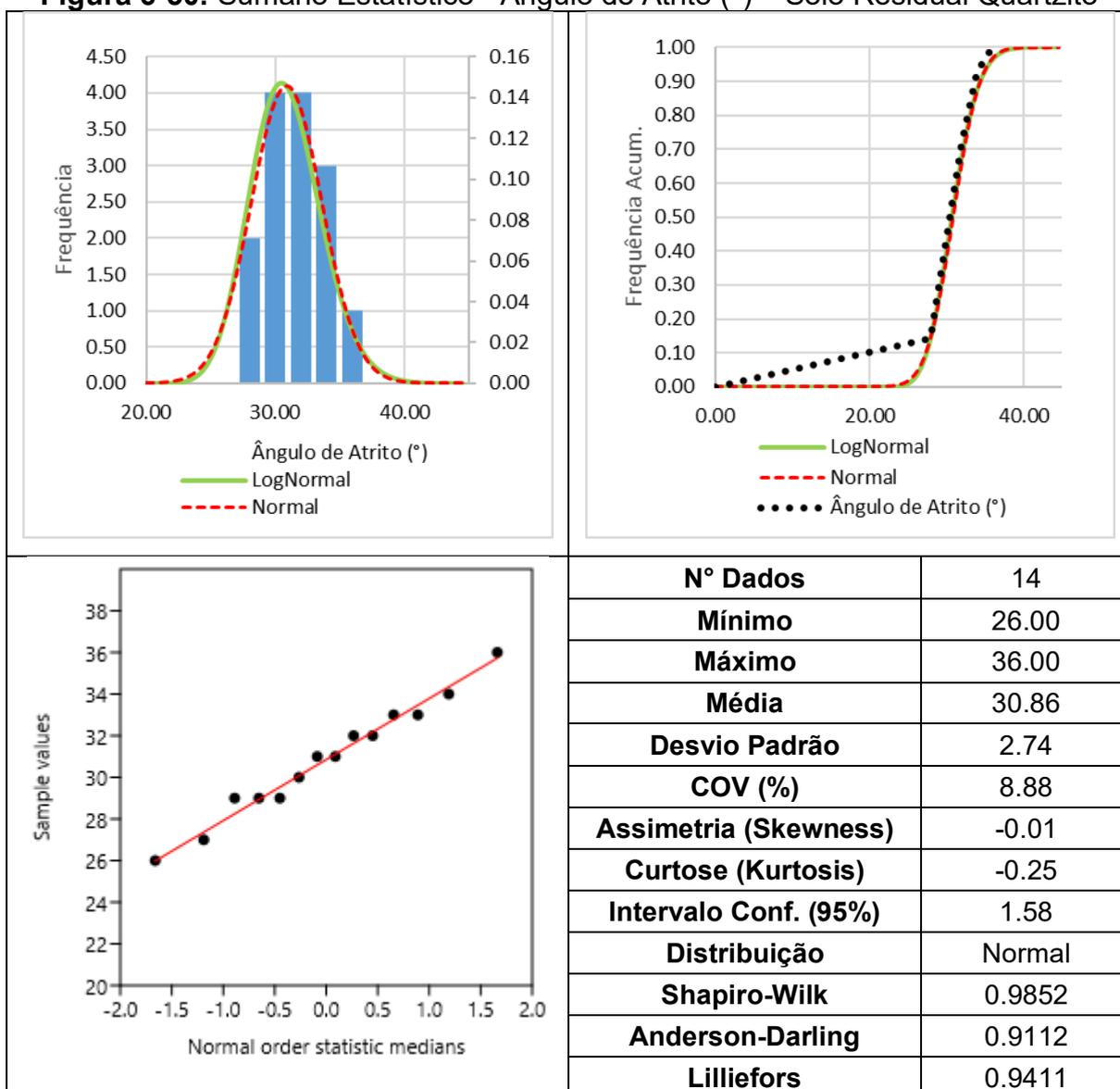
**Figura 6-48:** Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Solo Residual Quartzito



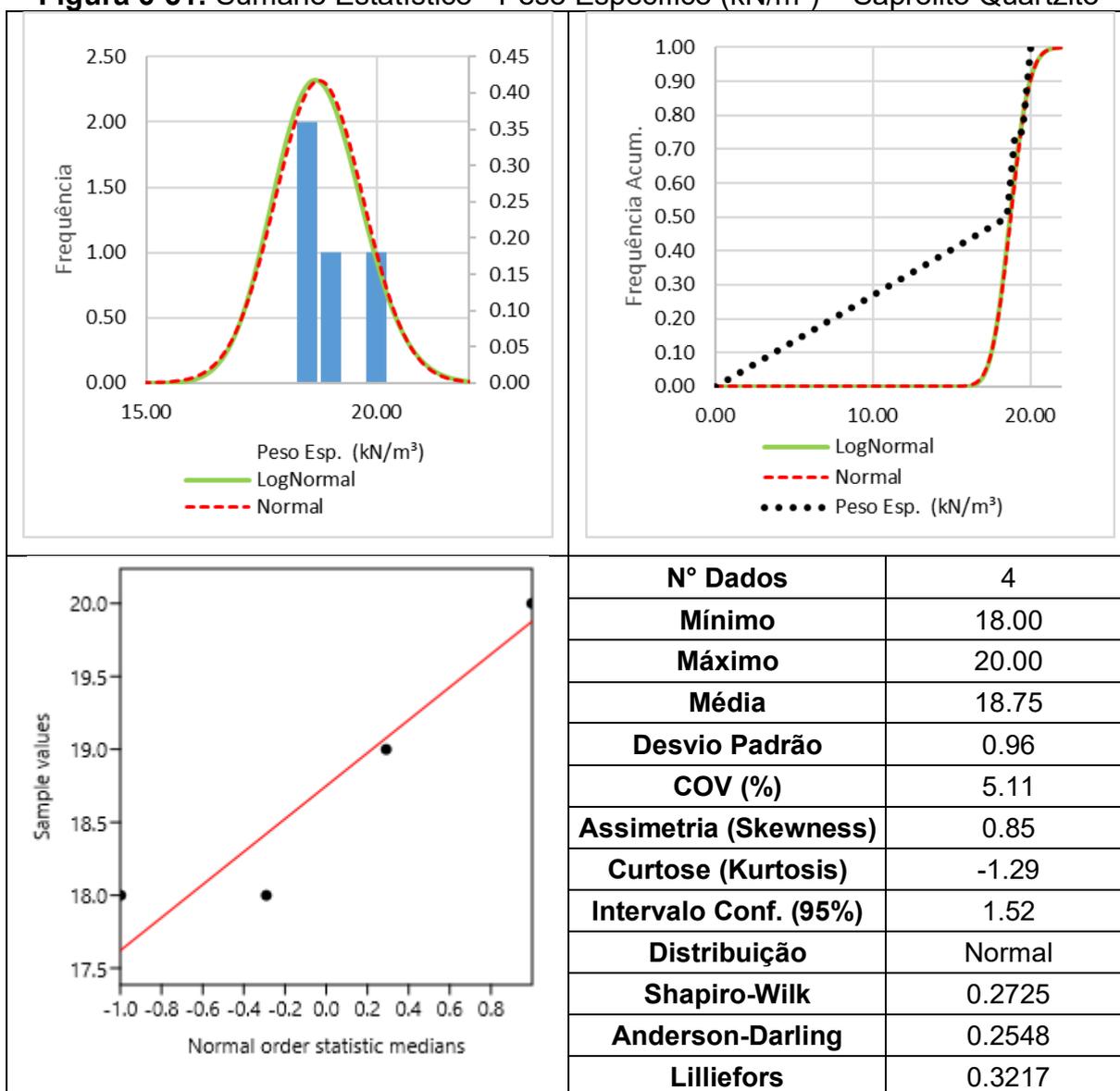
**Figura 6-49:** Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Solo Residual Quartzito



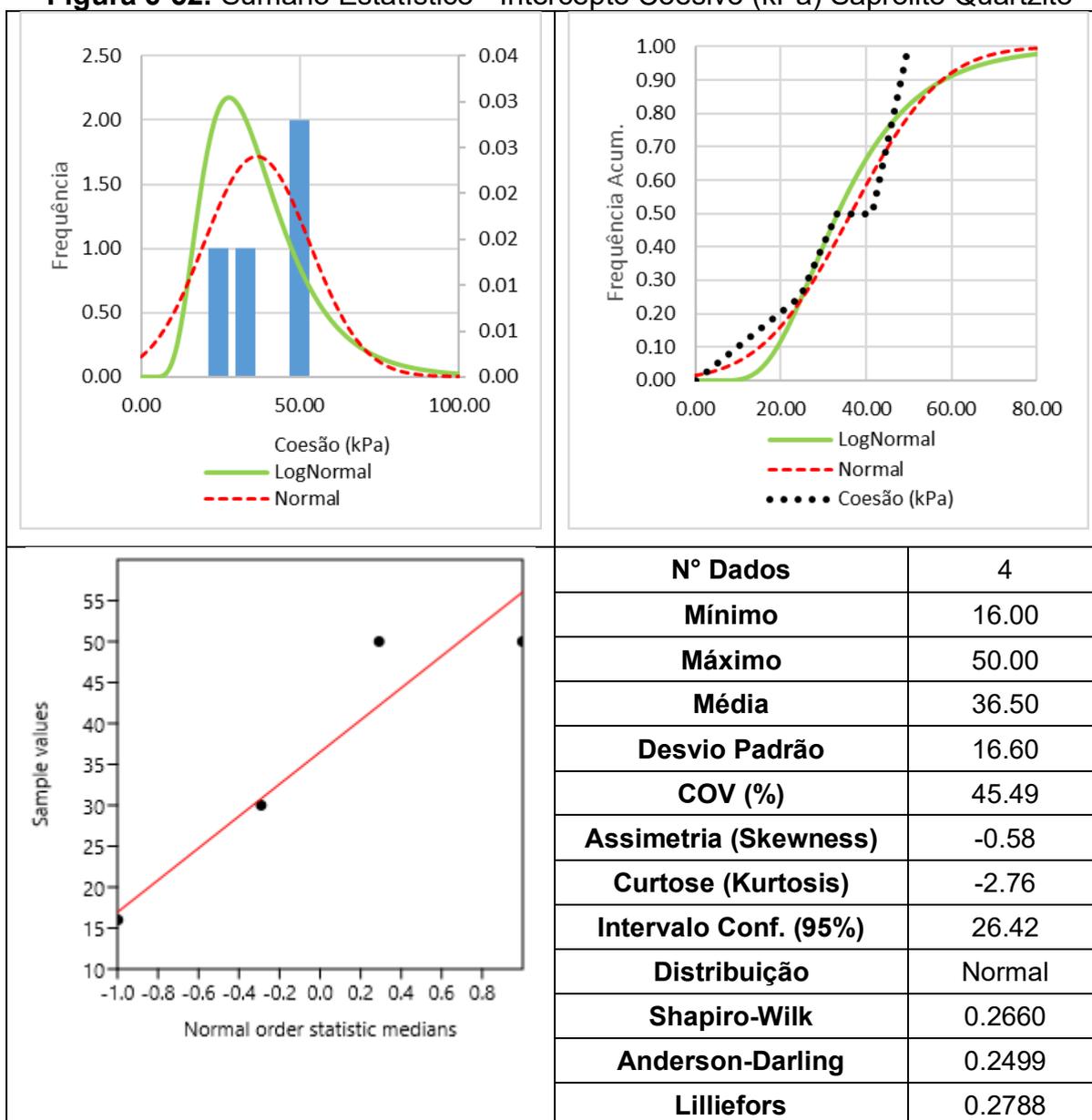
**Figura 6-50: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) – Solo Residual Quartzito**



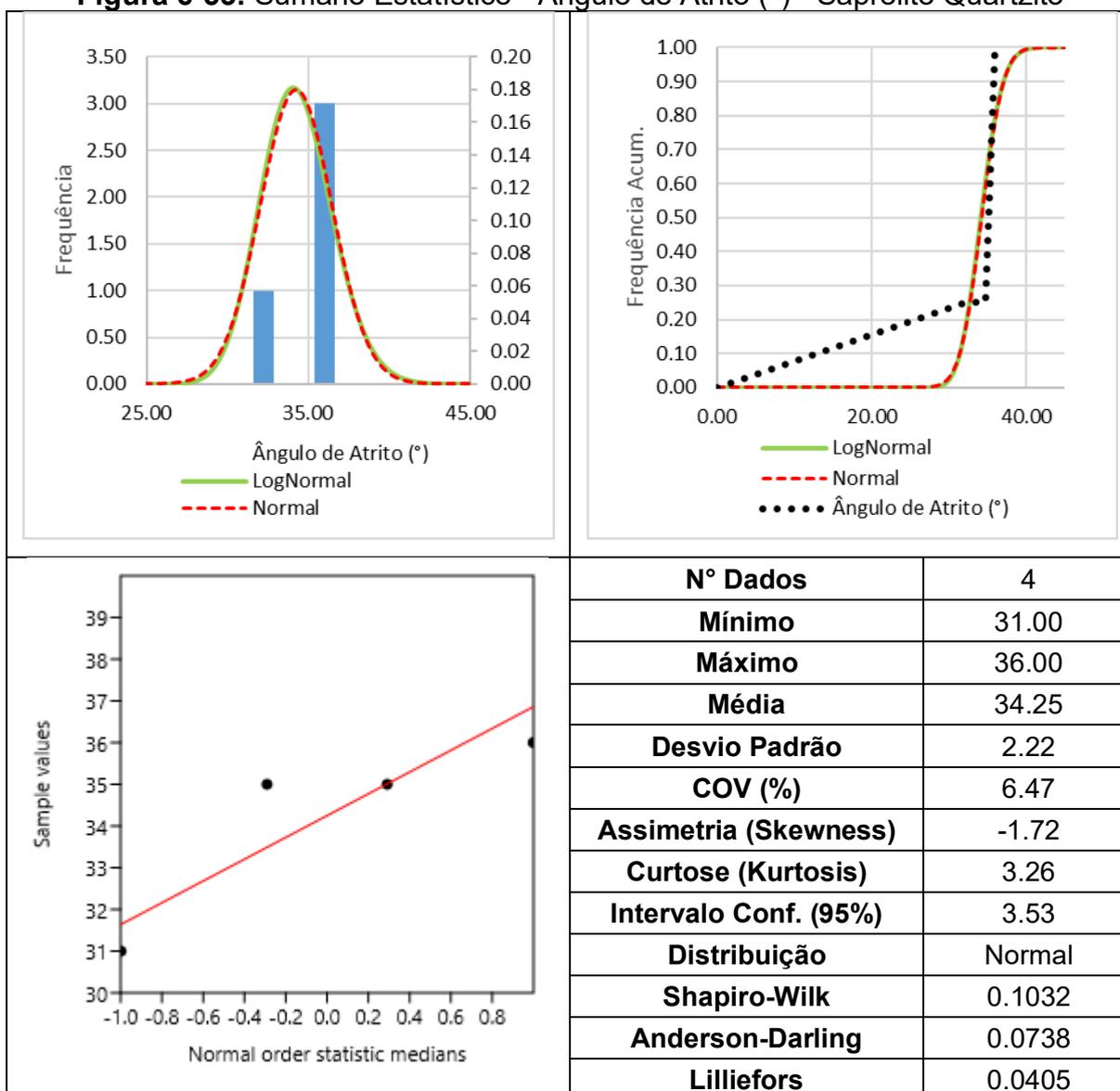
**Figura 6-51: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Saprólito Quartzito**



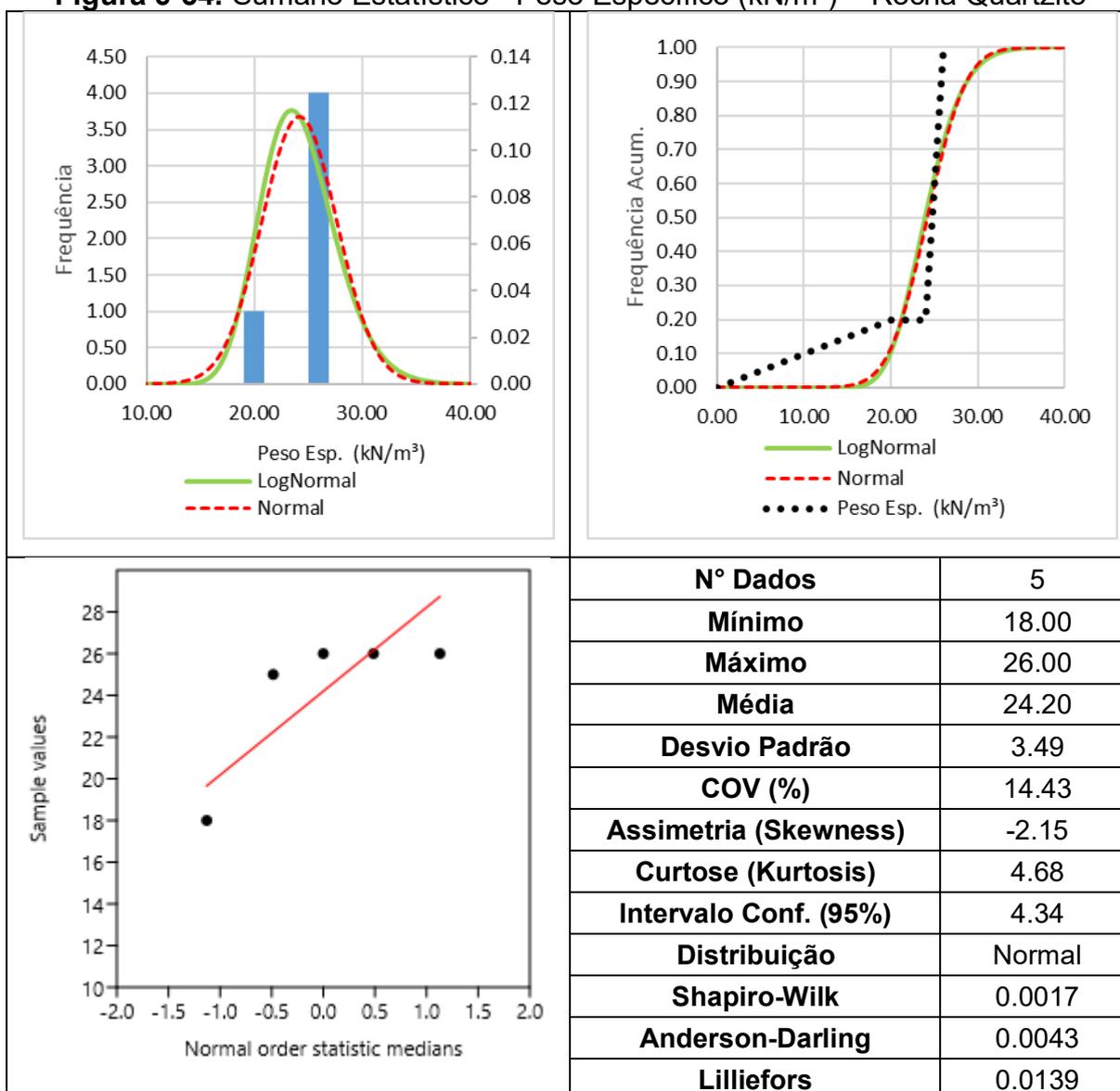
**Figura 6-52: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Saprólito Quartzito**

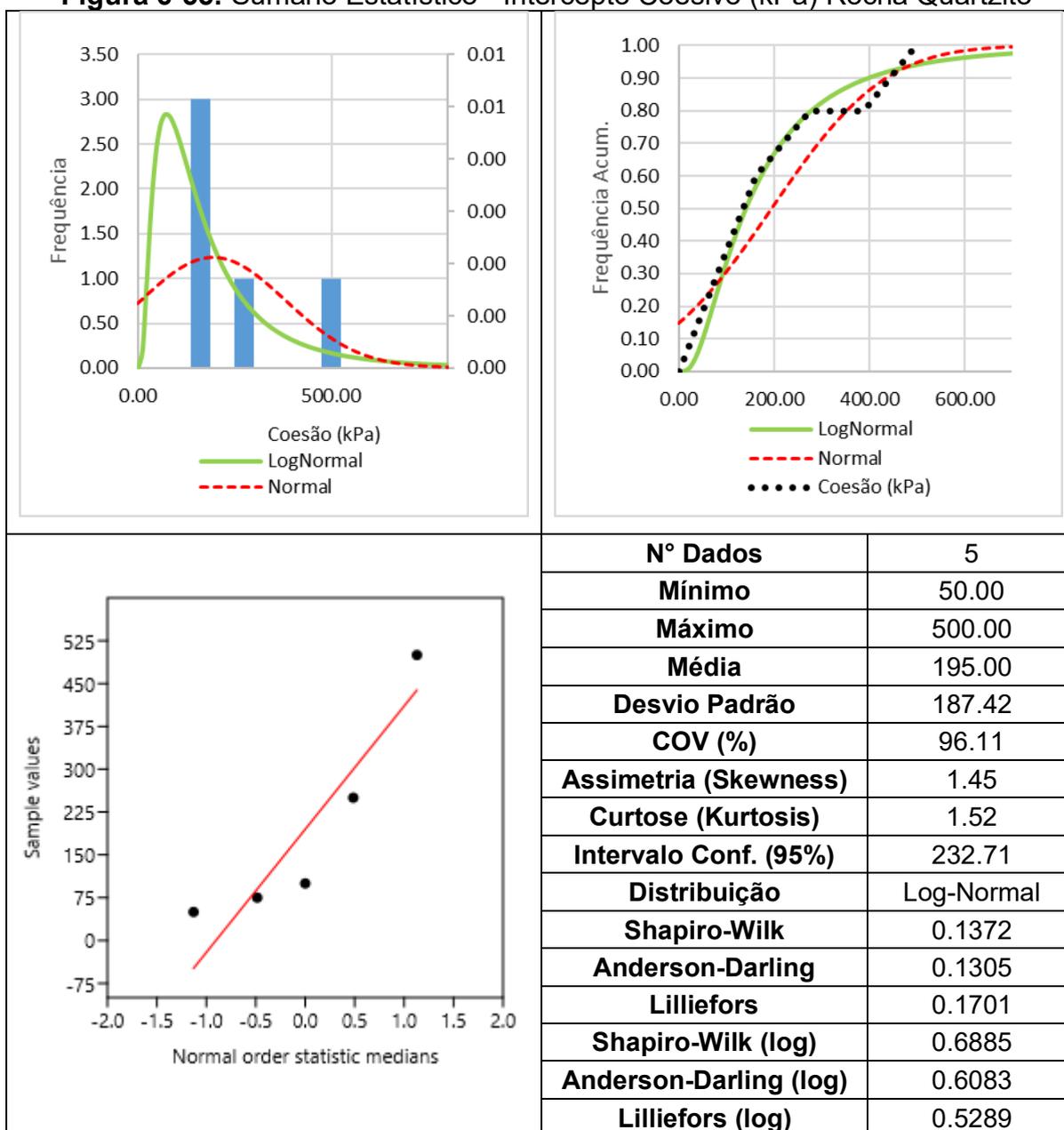


**Figura 6-53: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Saprólito Quartzito**

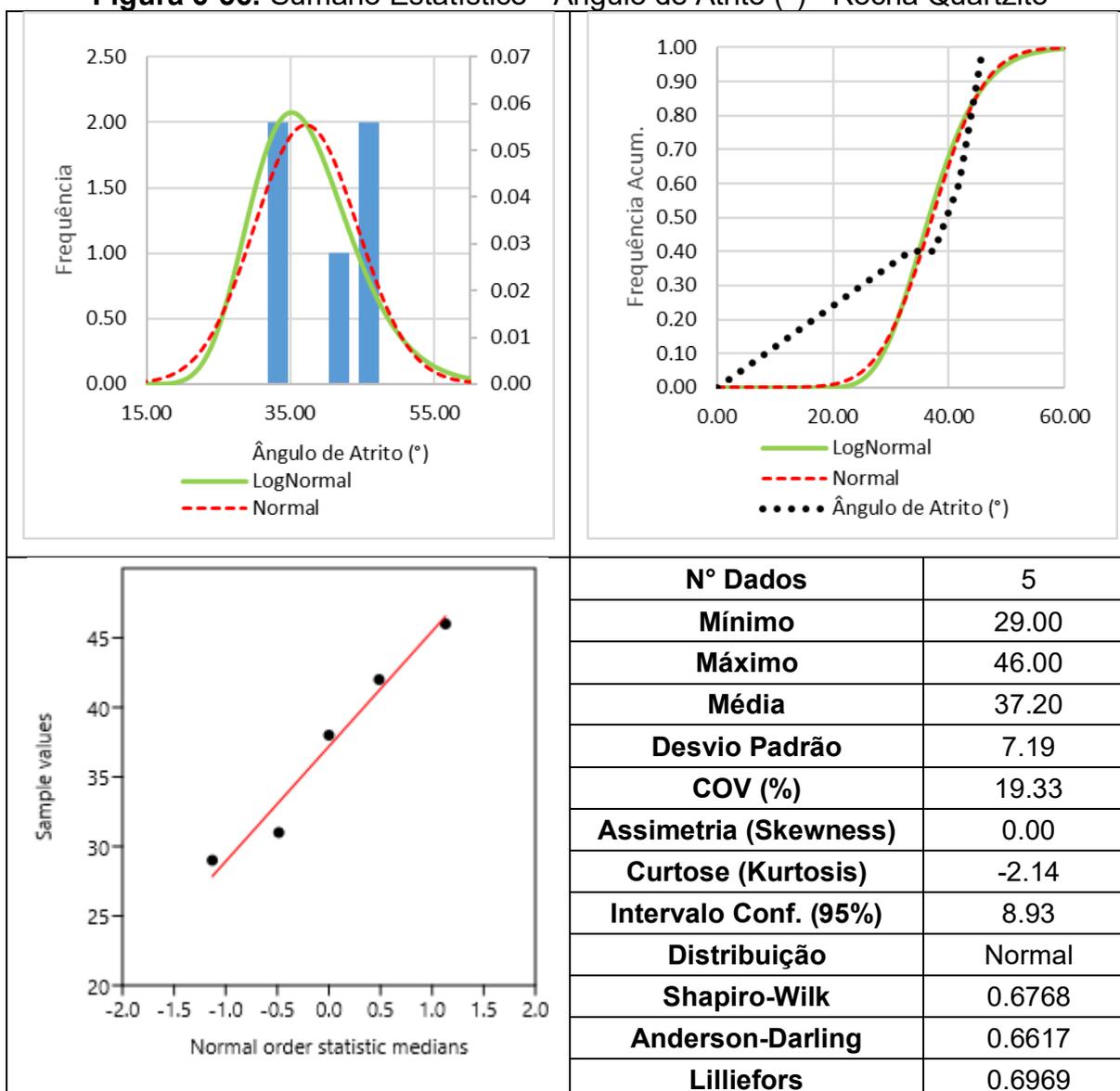


**Figura 6-54: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Rocha Quartzito**

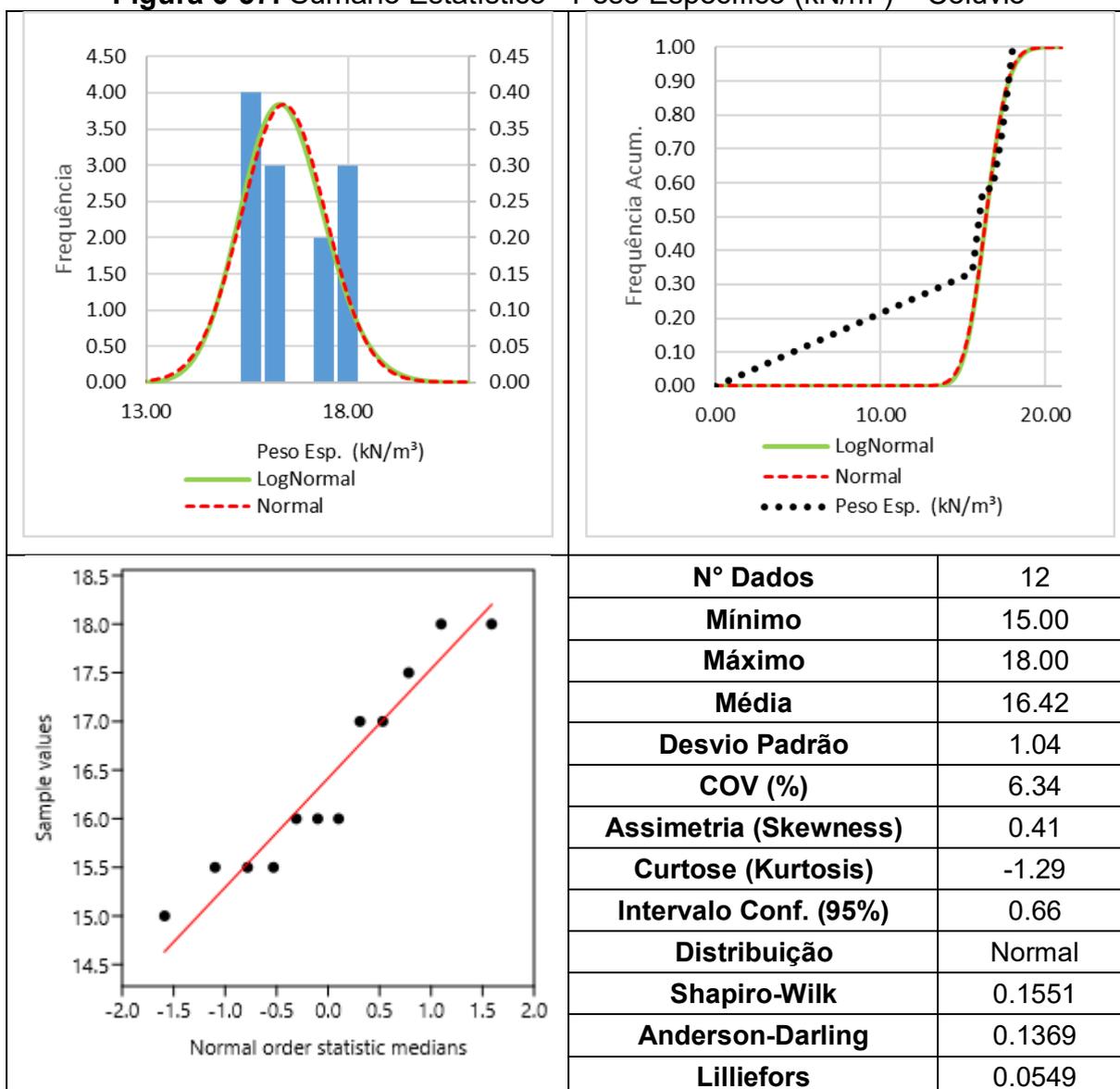


**Figura 6-55: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) Rocha Quartzito**

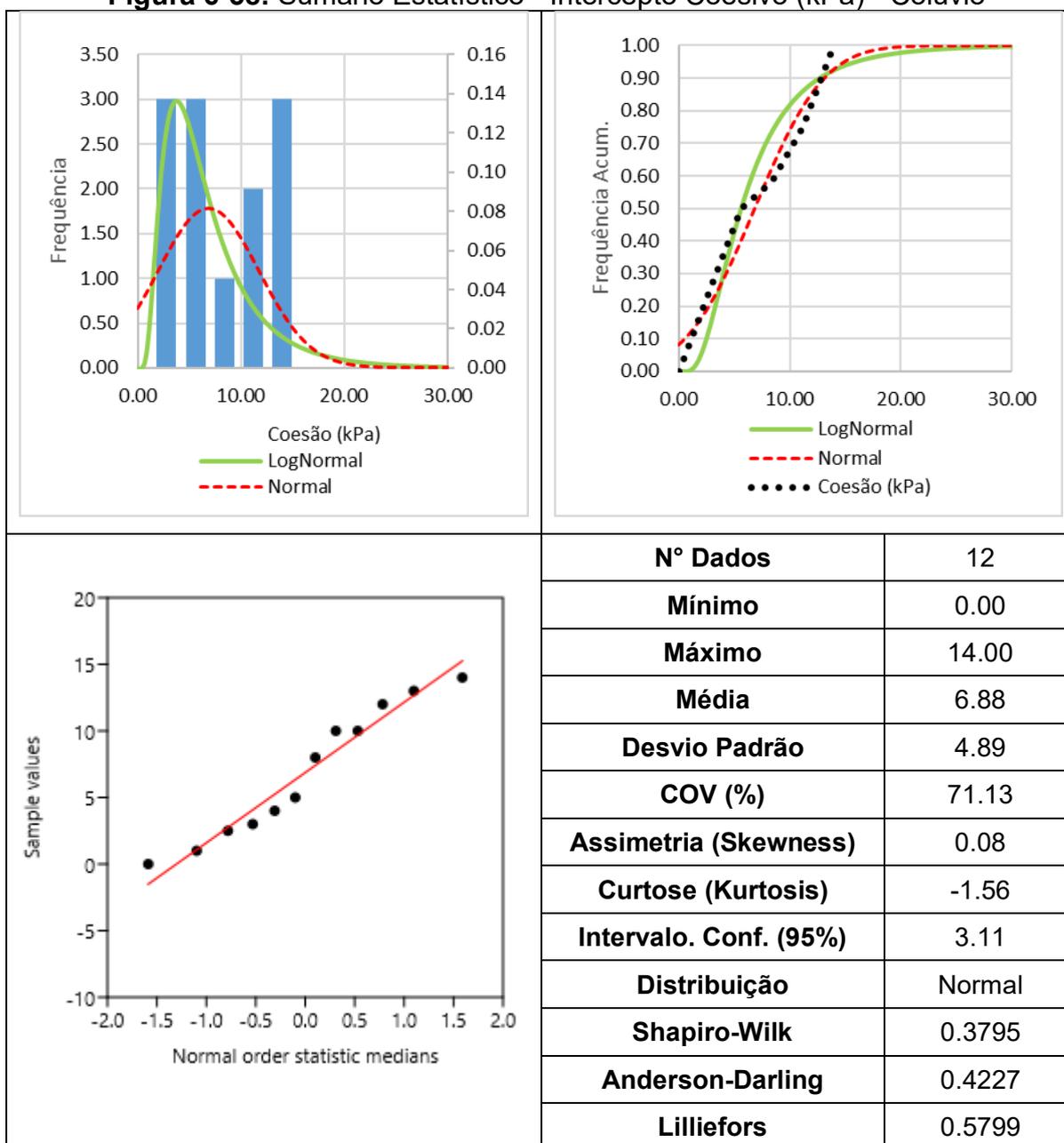
**Figura 6-56: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Rocha Quartzito**



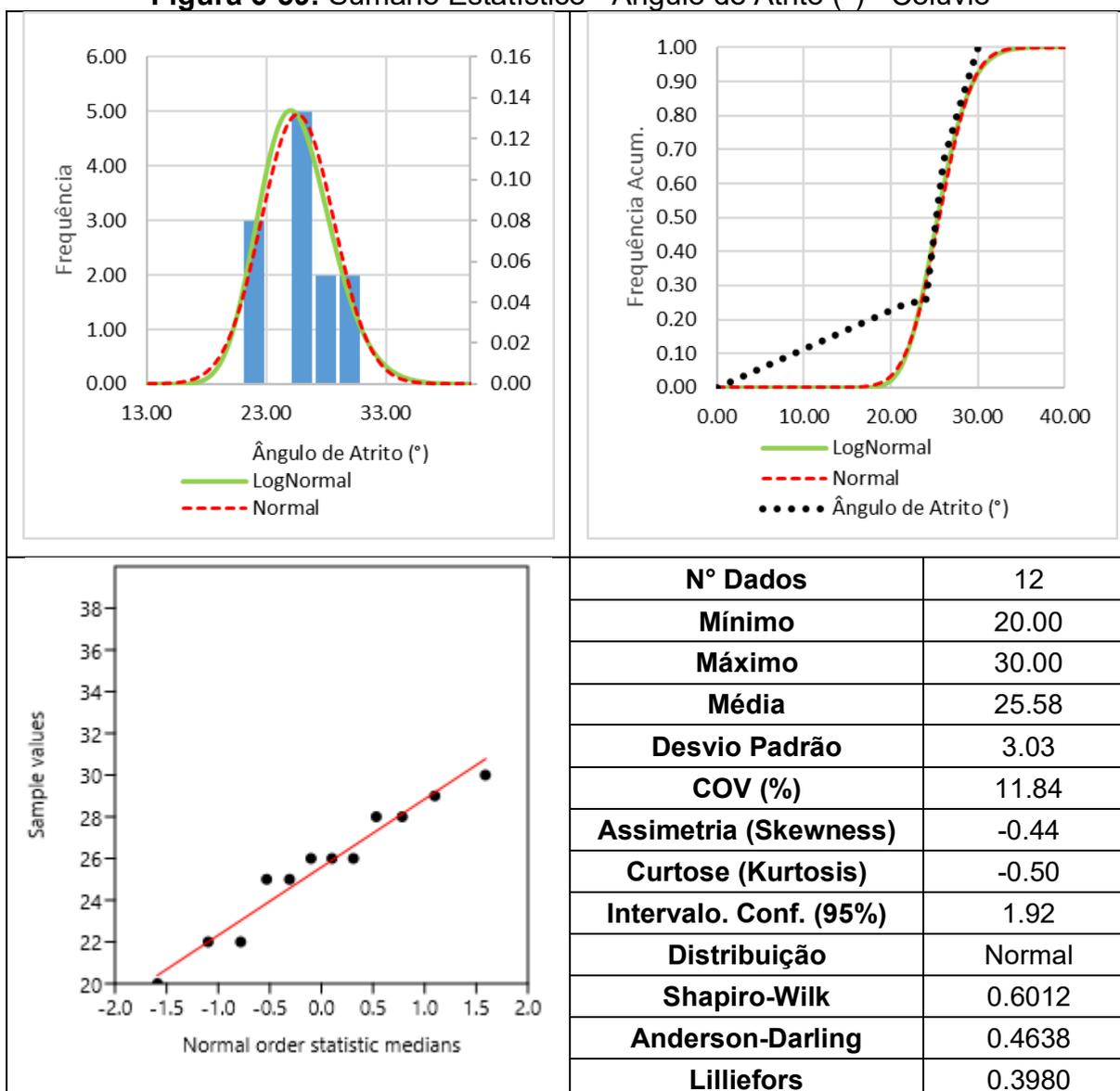
## COLÚVIO

Figura 6-57: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Colúvio

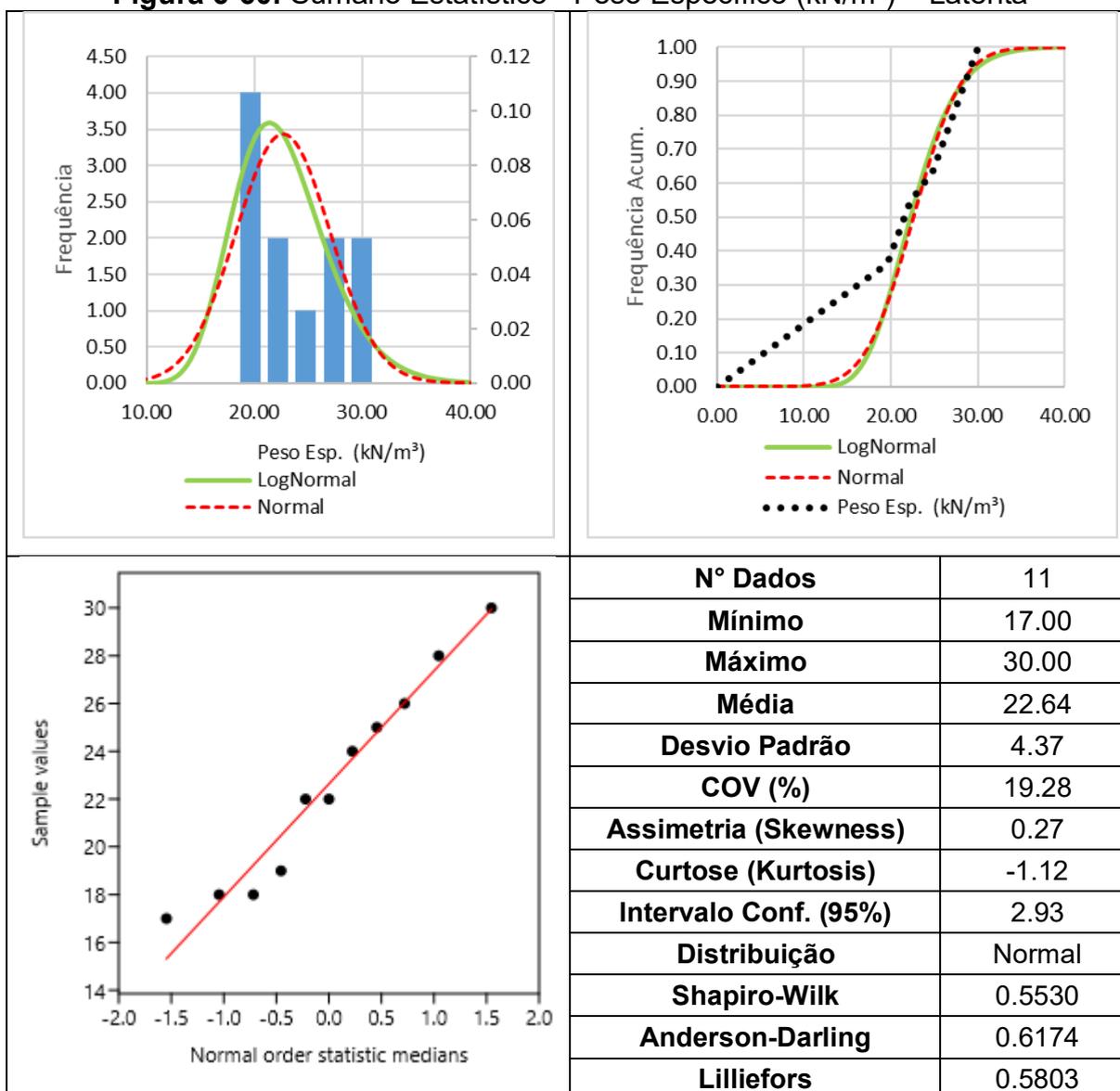
**Figura 6-58: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Colúvio**



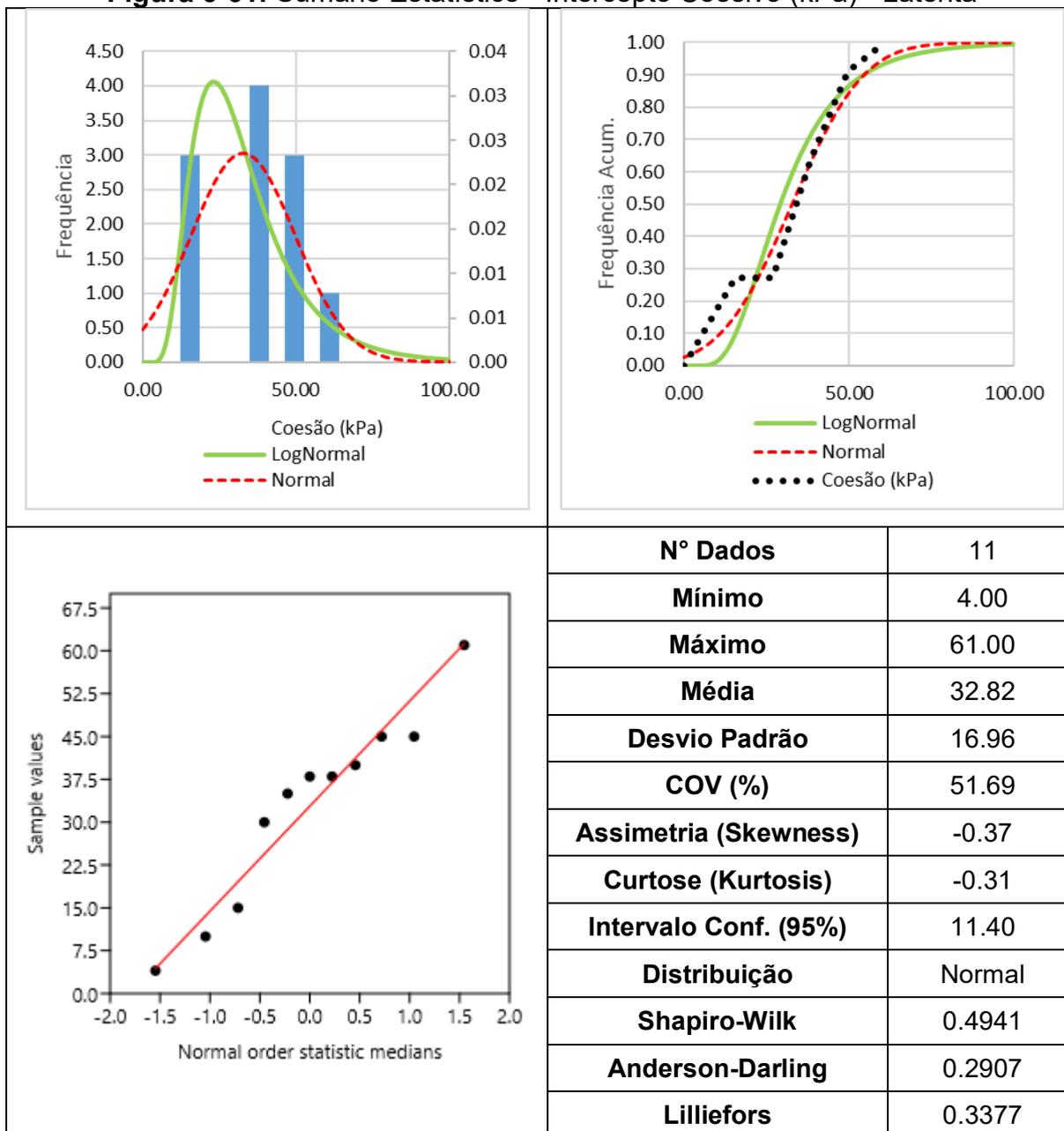
**Figura 6-59: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Colúvio**



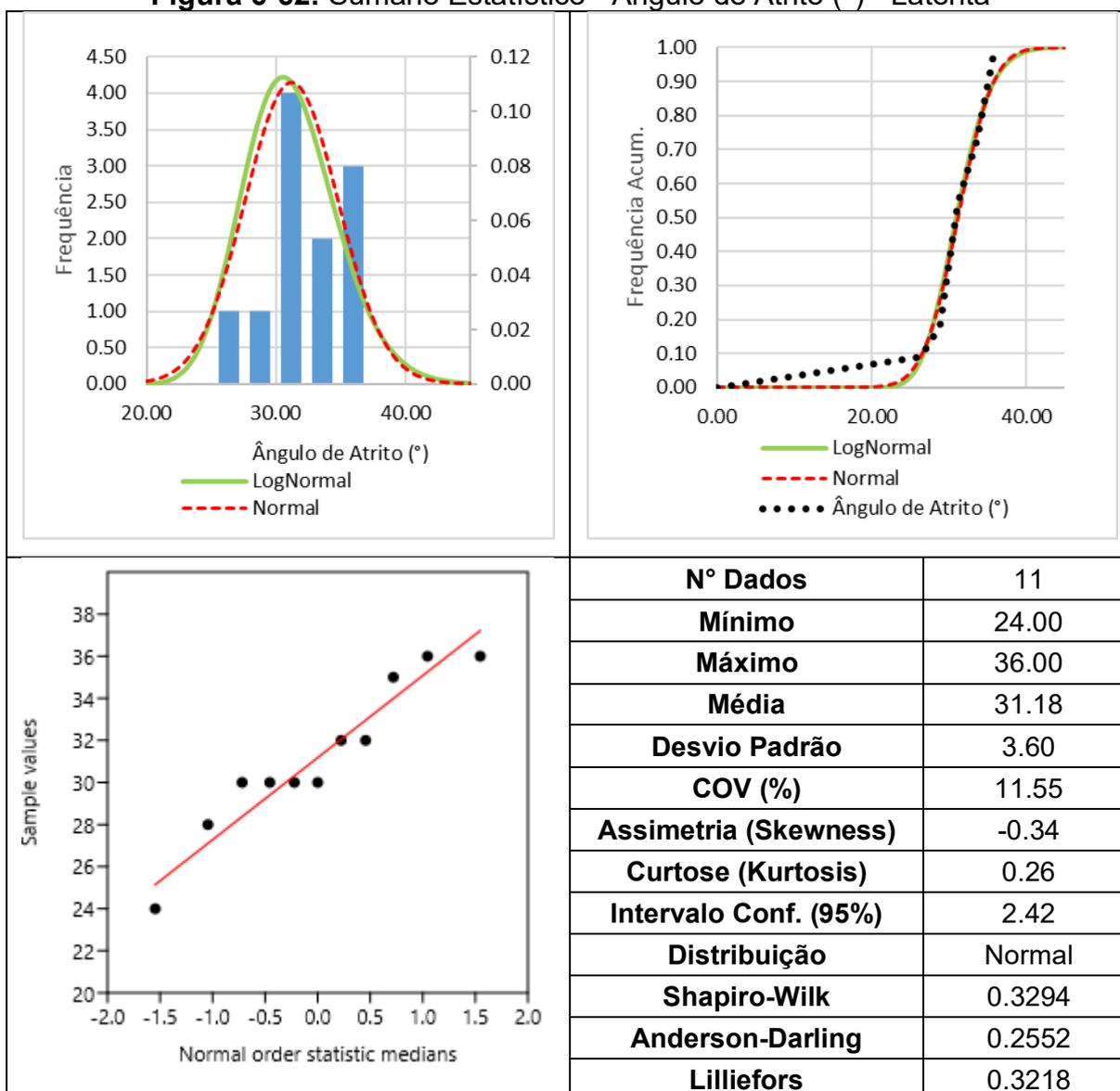
## LATERITA

Figura 6-60: Sumário Estatístico - Peso Específico (kN/m<sup>3</sup>) – Laterita

**Figura 6-61: Sumário Estatístico - Intercepto Coesivo (kPa) - Laterita**



**Figura 6-62: Sumário Estatístico - Ângulo de Atrito (°) - Laterita**



## APENDICE C – PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE REFERÊNCIA

**Tabela 6-2: Parâmetros Geotécnicos de Referência**

Propriedade	Valor	Litotipo
Intercepto coesivo (kPa)	5.00	Pilha de Estéril
Atrito (°)	28.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.00	
Intercepto coesivo (kPa)	45.00	Colúvio Cenozoico
Atrito (°)	36.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	22.00	
Intercepto coesivo (kPa)	15.00	Solo Residual Maduro Filito Formação Batatal
Atrito (°)	23.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.00	
Intercepto coesivo (kPa)	19.25	Solo Residual Jovem Filito Formação Batatal
Atrito (°)	22.75	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.9	
Intercepto coesivo (kPa)	13.45	Solo Residual Maduro Filito Formação Batatal
Atrito (°)	23.55	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.18	
Intercepto coesivo (kPa)	89.50	Saprólito Filito Formação Batatal
Atrito (°)	38.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21.00	
Intercepto coesivo (kPa)	100.00	Filito Classe IV Formação Batatal
Atrito (°)	33.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21.00	
Intercepto coesivo (kPa)	18.00	Solo Residual Maduro Itabirito Argiloso Formação Cauê
Atrito (°)	39.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.00	
Intercepto coesivo (kPa)	40.00	Itabirito Compacto Classe V Formação Cauê
Atrito (°)	39.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	27.00	
Intercepto coesivo (kPa)	406.00	Itabirito Compacto Classe II Formação Cauê
Atrito (°)	43.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	36.00	
Intercepto coesivo (kPa)	198.00	Itabirito Argiloso Compacto Classe III Formação Cauê
Atrito (°)	55.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26.00	
Intercepto coesivo (kPa)	49.00	Solo Residual Maduro Hematita Formação Cauê
Atrito (°)	27.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	22.00	
Intercepto coesivo (kPa)	115.00	Hematita Compacta Classe V Formação Cauê
Atrito (°)	33.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	35.00	
Intercepto coesivo (kPa)	367.00	Hematita Compacta Classe II Formação Cauê

<b>Propriedade</b>	<b>Valor</b>	<b>Litotipo</b>
Atrito (°)	45.00	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	42.00	
Intercepto coesivo (kPa)	20.00	
Atrito (°)	32.00	Quartzito Classe V Formação Moeda
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	25.00	
Intercepto coesivo (kPa)	100.00	
Atrito (°)	38.00	Quartzito Classe IV Formação Moeda
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	25.00	
Intercepto coesivo (kPa)	250.00	
Atrito (°)	42.00	Quartzito Classe III Formação Moeda
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26.00	
Intercepto coesivo (kPa)	35.00	
Atrito (°)	25.00	Solo Residual Xisto Grupo Nova Lima
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.00	
Intercepto coesivo (kPa)	100.00	
Atrito (°)	30.00	Xisto Classe IV Grupo Nova Lima
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.00	
Intercepto coesivo (kPa)	250.00	
Atrito (°)	35.00	Xisto Classe III Grupo Nova Lima
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	25.00	
Intercepto coesivo (kPa)	28.00	
Atrito (°)	4.00	Laterita Cenozoico
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.00	

**Tabela 6-3: Parâmetros Geotécnicos Probabilísticos para as Análises de Estabilidade de Referência**

<b>Material</b>	<b>Propriedade</b>	<b>Média</b>	<b>Desvio Padrão</b>	<b>CV (%)</b>	<b>Mín</b>	<b>Máx</b>	<b>Litotipo de Referência</b>
Aterro	Intercepto coesivo (kPa)	5.00	2.00	40.00	1.00	9.00	Pilha de Estéril
	Atrito (°)	28.00	4.20	15.00	19.60	36.40	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.00	0.90	5.00	16.20	19.80	
Laterita	Intercepto coesivo (kPa)	45.00	18.00	40.00	9.00	81.00	Cenozoico
	Atrito (°)	36.00	5.40	15.00	25.20	46.80	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	22.00	1.10	5.00	19.80	24.20	
Solo Residual de Filito	Intercepto coesivo (kPa)	15.00	6.00	40.00	3.00	27.00	Solo Residual Maduro Filito Formação Batatal
	Atrito (°)	23.00	3.45	15.00	16.10	29.90	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.00	0.90	5.00	16.20	19.80	
Solo Residual Jovem de Filito	Intercepto coesivo (kPa)	19.25	7.70	40.00	3.85	34.65	Solo Residual Jovem Filito Formação Batatal
	Atrito (°)	22.75	3.41	15.00	15.93	29.58	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.9	1.00	5.00	17.91	21.89	
Solo Residual Maduro de Filito	Intercepto coesivo (kPa)	13.45	5.38	40.00	2.69	24.21	Solo Residual Maduro Filito Formação Batatal
	Atrito (°)	23.55	3.53	15.00	16.49	30.62	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.18	0.91	5.00	16.36	20.00	
Saprólito de Filito	Intercepto coesivo (kPa)	89.50	35.80	40.00	17.90	161.10	Saprólito Filito Formação Batatal
	Atrito (°)	38.00	5.70	15.00	26.60	49.40	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21.00	1.05	5.00	18.90	23.10	
Rocha Filito	Intercepto coesivo (kPa)	100.00	40.00	40.00	20.00	180.00	Filito Classe IV Formação Batatal
	Atrito (°)	33.00	4.95	15.00	23.10	42.90	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21.00	1.05	5.00	18.90	23.10	
Solo Residual Itabirito	Intercepto coesivo (kPa)	18.00	7.20	40.00	3.60	32.40	Solo Residual Maduro Itabirito Argiloso Formação Cauê
	Atrito (°)	39.00	5.85	15.00	27.30	50.70	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.00	1.00	5.00	18.00	22.00	
Saprólito Itabirito	Intercepto coesivo (kPa)	40.00	16.00	40.00	8.00	72.00	Itabirito Compacto Classe V Formação Cauê
	Atrito (°)	39.00	5.85	15.00	27.30	50.70	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	27.00	1.35	5.00	24.30	29.70	
Rocha Itabirito	Intercepto coesivo (kPa)	406.00	162.40	40.00	81.20	730.80	Itabirito Compacto Classe II Formação Cauê
	Atrito (°)	43.00	6.45	15.00	30.10	55.90	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	36.00	1.80	5.00	32.40	39.60	
Rocha Itabirito Argiloso	Intercepto coesivo (kPa)	198.00	79.20	40.00	39.60	356.40	Itabirito Argiloso Compacto Classe III Formação Cauê
	Atrito (°)	55.00	8.25	15.00	38.50	71.50	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26.00	1.30	5.00	23.40	28.60	
Solo Residual Hematita	Intercepto coesivo (kPa)	49.00	19.60	40.00	9.80	88.20	Solo Residual Maduro Hematita Formação Cauê
	Atrito (°)	27.00	4.05	15.00	18.90	35.10	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	22.00	1.10	5.00	19.80	24.20	
Saprólito Hematita	Intercepto coesivo (kPa)	115.00	46.00	40.00	23.00	207.00	Hematita Compacta Classe V Formação Cauê
	Atrito (°)	33.00	4.95	15.00	23.10	42.90	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	35.00	1.75	5.00	31.50	38.50	
Rocha Hematita	Intercepto coesivo (kPa)	367.00	146.80	40.00	73.40	660.60	Hematita Compacta Classe II Formação Cauê
	Atrito (°)	45.00	6.75	15.00	31.50	58.50	

Material	Propriedade	Média	Desvio Padrão	CV (%)	Mín	Máx	Litotipo de Referência
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	42.00	2.10	5.00	37.80	46.20	
Solo Residual Quartzito	Intercepto coesivo (kPa)	20.00	8.00	40.00	4.00	36.00	Quartzito Classe V Formação Moeda
	Atrito (°)	32.00	4.80	15.00	22.40	41.60	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	25.00	1.25	5.00	22.50	27.50	
Saprólito Quartzito	Intercepto coesivo (kPa)	100.00	40.00	40.00	20.00	180.00	Quartzito Classe IV Formação Moeda
	Atrito (°)	38.00	5.70	15.00	26.60	49.40	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	25.00	1.25	5.00	22.50	27.50	
Rocha Quartzito	Intercepto coesivo (kPa)	250.00	100.00	40.00	50.00	450.00	Quartzito Classe III Formação Moeda
	Atrito (°)	42.00	6.30	15.00	29.40	54.60	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26.00	1.30	5.00	23.40	28.60	
Solo Residual Xisto	Intercepto coesivo (kPa)	35.00	14.00	40.00	7.00	63.00	Solo Residual Xisto Grupo Nova Lima
	Atrito (°)	25.00	3.75	15.00	17.50	32.50	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.00	0.85	5.00	15.30	18.70	
Saprólito Xisto	Intercepto coesivo (kPa)	100.00	40.00	40.00	20.00	180.00	Xisto Classe IV Grupo Nova Lima
	Atrito (°)	30.00	4.50	15.00	21.00	39.00	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.00	1.00	5.00	18.00	22.00	
Rocha Xisto	Intercepto coesivo (kPa)	250.00	100.00	40.00	50.00	450.00	Xisto Classe III Grupo Nova Lima
	Atrito (°)	35.00	5.25	15.00	24.50	45.50	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	25.00	1.25	5.00	22.50	27.50	
Colúvio	Intercepto coesivo (kPa)	28.00	11.20	40.00	5.60	50.40	Cenozoico
	Atrito (°)	4.00	0.60	15.00	2.80	5.20	
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.00	0.85	5.00	15.30	18.70	