

Universidade Federal do Espírito Santo
Centro Tecnológico
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Gabriela Alves Moreira Dutra Radinz

**ANÁLISES DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS DE
ESTABILIDADE EM ATERROS SOBRE SOLOS DE BAIXA
CONSISTÊNCIA**

Vitória
2018

Gabriela Alves Moreira Dutra Radinz

**ANÁLISES DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS DE
ESTABILIDADE EM ATERROS SOBRE SOLOS DE BAIXA
CONSISTÊNCIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: D.Sc. Patrício José Moreira Pires

Vitória

2018

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Setorial Tecnológica,
Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

R129a Radinz, Gabriela Alves Moreira Dutra, 1989 -
Análises Determinísticas e Probabilísticas de Estabilidade em
Aterros Sobre Solos de Baixa Consistência / Gabriela Alves Moreira
Dutra Radinz. – 2018.
126 f.: il.

Orientador: Patrício José Moreira Pires.
Coorientador: Rômulo Castello Henriques Ribeiro.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade
Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Confiabilidade. 2. Solos moles. 3. Aterro. 4. Estabilidade. 5.
Probabilidade de ruína. I. Pires, Patrício José Moreira. II. Ribeiro,
Rômulo Castello Henriques. III. Universidade Federal do Espírito
Santo. Centro Tecnológico. IV. Título.

CDU: 624

Elaborada por Sandra Mara Borges Campos – CRB-6 ES-000593/O

Gabriela Alves Moreira Dutra Radinz

**ANÁLISES DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS DE
ESTABILIDADE EM ATERROS SOBRE SOLOS DE BAIXA
CONSISTÊNCIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada no dia 12 de Julho de 2018 por:

D.Sc. Patrício José Moreira Pires
Orientador

D.Sc. Rômulo Castello Henriques Ribeiro
Coorientador

D.Sc. Bruno Teixeira Dantas
Examinador Interno - UFES

D. Sc. Wagner Nahas Ribeiro
Examinador Externo - UFRJ

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço à Deus por me conduzir até aqui, e por me dizer sim, quando todos dizem que não. É graças a Ele, sempre.

Aos meus pais Geraldo Teixeira Dutra e Miracy Alves Moreira Dutra por me ensinarem o poder que o conhecimento tem, e por serem exemplo de honestidade e perseverança.

Ao meu esposo George Augusto Radinz por não deixar com que eu desista e por ser a força que eu precisei por muitos dias. Por sonhar comigo, mas principalmente por trilhar e ajudar a realizar. Sem ele, com certeza meus dias não seriam tão vitoriosos e felizes. Meu companheiro, amigo e amor, meu muito obrigada.

À minha filha Geovana Dutra Radinz que me inspira a continuar e a lutar sempre. Que mesmo sem falar me ensina quão valioso é viver.

Aos meus professores do PPGECC, em especial aos amigos e orientadores Patrício José Moreira Pires e Rômulo Castello Henriques Ribeiro que gentilmente compartilharam seus conhecimentos e me incentivaram todo tempo.

À Engenheira Silvia G. F. Polido Lemos pelas contribuições e apoios fundamentais para elaboração desta pesquisa.

À toda minha família que me impulsionou e soube entender minha ausência. Agradecimento especial à Helena, Valdecir, Brunella, Marloir, Kézia e Miracy, que além de contribuir diretamente com auxílio para que eu pudesse realizar este trabalho, sempre oraram por mim.

As minhas amigas Morgana e Aline, que dividiram comigo angustias e conquistas durante o período de pesquisa. Gratidão.

RESUMO

A expansão dos centros urbanos para áreas até então inabitáveis, que por vezes concentram regiões de solo com baixa consistência, demandam estudos adicionais aos praticados na engenharia geotécnica brasileira. A necessidade de aterro e consequentemente análises de estabilidade e ensaios de campo e laboratório, envolvem inúmeras incertezas, que podem ser racionalizadas por meio de métodos probabilísticos. Lemos (2014) estudou a obtenção do parâmetro de resistência não drenada de solo de baixa consistência por meio de ensaios de campo e laboratório, além da realização de ensaios de caracterização, em uma camada de argila marinha mole localizada na região metropolitana da Grande Vitória. A partir dos resultados destes ensaios, com o auxílio do software Slope/W, foi calculada a altura para um aterro simples, sobre o solo de fundação supracitado para o fator de segurança de 1,5, resultando em 0,50 metros de altura. A partir do modelo geotécnico estabelecido no mesmo estudo, foi verificada a influência do ensaio na obtenção dos valores de resistência não drenada e peso específico total, e a consequência no cálculo de fatores de segurança determinísticos e índices de confiabilidade (β). Verificou-se também o efeito do modelo geotécnico, consideração de estratificações ou solo único; a restrição do uso dos dados baseada no refinamento e comparações de Lemos (2014); além da escolha do método de cálculo determinístico: Morgenstern e Price (M-P), Janbu e Bishop. Para estimar índices de confiabilidade foram utilizados os métodos de Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM), Simulação de Monte Carlo (SMC) e Estimativas Pontuais (EP). Por fim, com o auxílio do método FOSM, identificou-se o parâmetro geotécnico que mais contribuiu para a variância da probabilidade de ruptura. Foi observado que em geral, métodos que levam a menores FS, geram maiores probabilidades de ruptura. Além disso, ensaios de campo resultaram em maiores probabilidades de ruína, pois o cálculo de probabilidade foi significativamente influenciado pela variabilidade dos parâmetros geotécnicos. Realizar tratamento prévio dos dados, para eliminar possíveis ruídos, altera significativamente a probabilidade de ruína. Em geral, os métodos aproximados, FOSM e EP, levam a maiores probabilidades de ruptura, se comparado à SMC. Ao se considerar os valores de resistência não drenada variando com a profundidade, na camada do solo de fundação em estudo, nota-se uma redução na probabilidade de ruptura, se comparado ao caso de solo único, sendo essa última consideração

possivelmente conservativa. A variação do valor do peso específico total ocasionou probabilidades de ruptura praticamente nulas para todos os métodos de cálculo. Como contribuição final desta pesquisa, é possível afirmar que as análises de confiabilidade relativas são uma excelente ferramenta para suplementar os resultados calculados por métodos determinísticos.

Palavras-chave: Confiabilidade; solos moles; aterro; estabilidade; probabilidade de ruína.

ABSTRACT

The expansion of urban centers to hitherto uninhabitable areas, which sometimes concentrate regions with soft soils, require additional studies to those practiced in Brazilian geotechnical engineering. The need for embankment and consequently stability analyzes and field and laboratory tests, involve numerous uncertainties, which can be rationalized by means of probabilistic methods. Lemos (2014) studied the non-drained resistance parameter of soft soils by means of field and laboratory tests, besides the characterization tests, in a layer of soft marine clay located in the Brazilian coastal plain. From the results of these tests, with the aid of Slope/W software, the height for a simple embankment was calculated on the foundation soil mentioned above for the safety factor of 1.5, resulting in 0.50 meters in height. From the geotechnical model established in the same study, the influence of the test on the determination of non-drained resistance and total specific gravity, and the consequence on the calculation of deterministic safety factors and reliability indices (β) were verified. It was also verified the effect of the geotechnical model, consideration of stratifications or single soil; the restriction of data use based on the refinement and comparisons of Lemos (2014); besides the choice of the deterministic method of calculation: Morgenstern and Price (M-P), Janbu and Bishop. To estimate reliability indices, the First Order Second Moment (FOSM), Monte Carlo Simulation (SMC) and Point Estimate (EP) methods were used. Finally, with the aid of the FOSM method, the geotechnical parameter that most contributed to the variance of the probability of failure was identified. It has been observed that in general, methods that lead to lower FS, are more likely to rupture. In addition, field trials resulted in greater probabilities of ruin, as the probability calculation was significantly influenced by the variability of the geotechnical parameters. Pre-treatment of the data, to eliminate possible noise, significantly alters the probability of failure. In general, the approximate methods, FOSM and EP, lead to a greater probability of rupture, when compared to SMC. When considering the values of undrained resistance varying with depth, in the layer of the foundation soil under study, a reduction in the probability of rupture is observed when compared to the case of homogeneous soil, the latter being possibly a conservative consideration. The variation of the value of the total specific weight caused practically no probability of rupture for all calculation methods. As a final contribution of this

research, it is possible to affirm that the relative reliability analyzes are an excellent tool to supplement the results calculated by deterministic methods.

Keywords: reliability; soft soils; embankment; stability; probability of failure.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Gráfico de uma distribuição gaussiana com média μ e desvio padrão σ .	30
Figura 2 - Área hachurada representando a probabilidade de $FS \leq 1$.	31
Figura 3 - Probabilidade de ruptura (P_f) versus Índice de Confiabilidade (β).	31
Figura 4 - Aumento do σ_{FS} mantendo-se FS , constante	34
Figura 5 - Distribuição probabilística de duas curvas com desvio padrão diferentes.	34
Figura 6 - Valores usuais de probabilidade e consequências de ruptura.	36
Figura 7 - Localização do sítio.	42
Figura 8 - Locação das sondagens SPT e ilhas de investigação	42
Figura 9 - Perfil geotécnico longitudinal, com indicação da ilha de investigação selecionada.	43
Figura 10 - Modelo em seção para valores NSPT	43
Figura 11 - Fator de correção S_u medido no ensaio de palheta em função do índice de plasticidade	45
Figura 12 - Perfil de S_u e OCR com a profundidade com base nos ensaios de campo CPTU e FVT	46
Figura 13 - Perfil de locação das profundidades de coleta das amostras indeformadas	48
Figura 14 - Planta baixa de locação vertical de coleta das amostras indeformadas com relação aos ensaios de campo	49
Figura 15 - Plano de utilização das amostras	49
Figura 16 - Faces de realização dos ensaios de cone nos segmentos das amostras	50
Figura 17 - Configuração da amostra para realização dos ensaios de palheta	51
Figura 18 - Configuração da amostra para realização do ensaio de cone e corpo de prova para ensaio de compressão simples	52
Figura 19 - Gráficos de tensão versus deformação para ensaios de compressão simples	53
Figura 20 - Configuração da amostra para realização do ensaio de cone e corpo de prova para ensaio de compressão triaxial	54
Figura 21- Gráficos de tensão versus deformação para os ensaios de compressão triaxial	55

Figura 22 - Comparação resistência não drenada mensurada pelos ensaios FCT, UCT e UUT	59
Figura 23 - Perfil da resistência não drenada mensurada pelos ensaios de campo e de laboratório	60
Figura 24 – Geometria adotada na análise de estabilidade em tensões totais	64
Figura 25 – Determinação da altura crítica em tensões totais admitindo superfície circular – Programa Slope/W.....	65
Figura 26- Perfil de análise por metro	76

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Índice de confiabilidade considerando solo único e peso específico total fixo (14,80 kN/m ³), para diferentes ensaios. Dados sem restrição de uso.	73
Gráfico 2 - Índice de confiabilidade considerando solo único e peso específico total fixo (14,80 kN/m ³), para diferentes ensaios. Dados com restrição de uso.	74
Gráfico 3 - Índice de confiabilidade considerando solo estratificado e peso específico total fixo (14,80 kN/m ³), para diferentes ensaios. Dados com e sem restrição de uso.	78
Gráfico 4 - Índice de confiabilidade considerando solo estratificado e Su fixo (6,80 kPa), para todos os ensaios.	82
Gráfico 5 - Índice de confiabilidade considerando solo único e Su fixo (6,80 kPa), para diferentes origens.	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de segurança mínimos para escorregamentos	25
Tabela 2 - Coeficientes de variação de parâmetros geotécnicos.....	33
Tabela 3 - Relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de ruína	36
Tabela 4 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelos ensaios de palheta de campo e piezocone.....	47
Tabela 5 - Programa de ensaios de laboratório	48
Tabela 6 - Valores de S_u obtidos pelo ensaio de cone de laboratório	50
Tabela 7 - Valores de S_u obtidos pelo ensaio FCT –corrigidos pela CEN ISO 17892-6	51
Tabela 8 - Valores médios de S_u obtidos pelo ensaio de palheta de laboratório.....	52
Tabela 9 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de compressão simples e valores de peso específico natural	54
Tabela 10 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio triaxial e peso específico natural	55
Tabela 11 - Classificação de qualidade das amostras	56
Tabela 12 - Parâmetros de caracterização das amostras	57
Tabela 13 - Valores de S_u para os ensaios de campo e laboratório nas profundidades de 7,0m a 12,0m.	62
Tabela 14 - Valores de peso específico total, obtidos nas etapas dos ensaios UCT, UUT e na caracterização do solo.	63
Tabela 15 - Dados de entrada na determinação da geometria padrão.	64
Tabela 16 - Dados estatísticos referentes à resistência não drenada, com e sem restrição de dados para os ensaios FVT, CPTU, FCT, LVT, UCT e UUT – considerando solo único.....	67
Tabela 17 – Fator de segurança considerando variação de S_u , solo único, e variação da origem dos dados (ensaio) com γ_t fixo - métodos determinísticos.	67
Tabela 18 – Resultado das análises de confiabilidade variando S_u (origem dos dados), considerando solo único. (γ_t fixo=14,8kN/m ³ e método determinístico: M-P)	69
Tabela 19 – Resultado das análises de confiabilidade variando S_u (origem dos dados), considerando solo único. (γ_t fixo=14,8kN/m ³ e método determinístico: Janbu)	70
Tabela 20 – Resultado das análises de confiabilidade variando S_u (origem dos dados), considerando solo único. (γ_t fixo=14,8kN/m ³ e método determinístico: Bishop).....	71

Tabela 21 - Dados estatísticos referentes à resistência não drenada, com e sem restrição de dados para todos os ensaios, considerando valores por metro.....	76
Tabela 22 – Fator de segurança considerando variação de S_u por metro, e todos os ensaios, com γ_t fixo - métodos determinísticos.	77
Tabela 23 - Resultado das análises de confiabilidade variando S_u , considerando valores médios de todos os ensaios por metro, e γ_t fixo= $14,8\text{kN/m}^3$	77
Tabela 24 - Dados estatísticos referentes ao peso específico total, para todos os ensaios, considerando valores por metro.....	80
Tabela 25 - Resultado das análises de confiabilidade variando γ_t , considerando valores médios de todos os ensaios por metro, e S_u fixo= $6,8\text{ kPa}$	81
Tabela 26 - Dados estatísticos referentes ao peso específico total, para os ensaios UCT, UUT, caracterização, e todos os ensaios juntos- considerando solo único	84
Tabela 27 - Fator de segurança considerando variação de γ_t , solo único, e variação da origem dos dados (ensaio) com S_u fixo - métodos determinísticos.	84
Tabela 28 - Resultado das análises de confiabilidade variando γ_t (origem dos dados), considerando solo único. (S_u fixo= $6,8\text{ kPa}$ e método determinístico: M-P).....	85
Tabela 29 - Resultado das análises de confiabilidade variando γ_t (origem dos dados), considerando solo único. (S_u fixo= $6,8\text{ kPa}$ e método determinístico: Janbu)	85
Tabela 30 – Resultado das análises de confiabilidade variando γ_t (origem dos dados), considerando solo único. (S_u fixo= $6,8\text{ kPa}$ e método determinístico: Bishop)	86
Tabela 31 – Contribuição de S_u e γ_t no cálculo de $V(\text{FS})$ variando o ensaio, considerando solo único.....	88
Tabela 32 – Contribuição de S_u e γ_t no cálculo de $V[\text{FS}]$ com todos os ensaios, considerando variação dos valores por metro.....	89

LISTA DE ESQUEMAS

Esquema 1 - Metodologia para obtenção de índice de confiabilidade com variação de S_u , considerando solo único.	66
Esquema 2 - Metodologia para obtenção de índice de confiabilidade com variação de S_u , considerando solo estratificado.....	75
Esquema 3 - Metodologia para obtenção de índice de confiabilidade com variação de Y_t , considerando solo estratificado.....	79

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AM – Amostras

ASTM – American Society for Testing Materials

CEN – European Committee for Standardization

CPTU – Ensaio de piezocone

FCT – Ensaio de cone de laboratório

FVT – Ensaio de palheta de campo

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

LVT – Ensaio de palheta de laboratório

SPT – sondagem de simples reconhecimento

UCT – Ensaio de compressão simples

UUT – Ensaio de compressão triaxial não adensado e não drenado

M-P – Morgenstern Price

FOSM – First-order Second-moment (Segundo momento de primeira ordem)

EP – Estimativas Pontuais

SMC – Simulação Monte Carlo

SH – Shelby

LISTA DE SÍMBOLOS

Δe – variação do índice de vazios

e_0 - Índice de vazios inicial da amostra

I_L – Índice de liquidez

I_P – Índice de plasticidade

K – Fator de cone

LL – limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

N_{kt} – Fator empírico de cone

OCR – Razão de sobreadensamento

q_c – Resistência de ponta do piezocone

q_t – Resistência de ponta do piezocone corrigida

S_u – Resistência ao cisalhamento não drenada

$S_{u(CPTU)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de piezocone

$S_{u(FCT)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de cone de laboratório

$S_{u(FVT)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de palheta de campo

$S_{u(LAB)}$ – Valores médios de resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelos ensaios de laboratório

$S_{u(LVT)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de palheta de laboratório

$S_{u(UCT)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de compressão simples

$S_{u(UUT)}$ – Resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de compressão triaxial não adensado e não drenado

S_{ur} – Resistência ao cisalhamento não drenada na condição amolgada

w_n – Umidade natural do solo

γ_d – Peso específico aparente seco

γ_t – Peso específico natural do solo

μ – Fator de correção empírico

σ'_p – tensão de sobreadensamento

σ'_{v0} – tensão vertical efetiva de campo

σ_{v0} – tensão vertical de campo

Pr – probabilidade de ruína

ϕ – ângulo de atrito interno do solo

c – Intercepto de coesão do solo

$V[x]$ – variância

$f(x)$ – função densidade de probabilidade

$E[x]$ – valor esperado

μ - média populacional

$\sigma(x)$ – desvio padrão

β – índice de confiabilidade relativa

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	Contextualização	20
1.2	Objetivo	21
1.3	Organização da dissertação	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	Introdução	23
2.2	Estabilidade de aterros	25
2.2.1	Métodos de estabilidade	26
2.3	Conceitos básicos de probabilidade, estatística e confiabilidade	28
2.3.1	Análise de probabilidade	29
2.4	Pesquisas no campo da probabilidade e estatística na análise de segurança de projetos geotécnicos	35
3	ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO.....	41
3.1	Local da investigação	41
3.2	Resultado dos ensaios realizados	44
3.3	Análise e discussão dos resultados	57
4	ANÁLISES DE CONFIABILIDADE DE ATERRO EM SOLO DE BAIXA CONSISTÊNCIA	61
4.1	Características e parâmetros das análises	63
4.2	Análises determinísticas e de probabilidade	65
4.2.1	Avaliação da influência da resistência não drenada.....	65
4.2.2	Avaliação da influência do peso específico.....	79
4.2.3	Contribuições dos parâmetros geotécnicos nas análises de confiabilidade.....	88
4.3	Análise dos resultados	90
4.3.1	Influência da resistência não drenada.....	90
4.3.2	Influência do peso específico total	91

4.3.3	Análise das contribuições dos parâmetros geotécnicos	91
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	93
5.1	Conclusões	93
5.2	Sugestões para pesquisas futuras	95
	REFERÊNCIAS.....	96
	APÊNDICE 1 – CÁLCULO PR POR FOSM, PARA MÉTODO M-P, CONSIDERANDO SOLO ÚNICO.....	102
	APÊNDICE 2 – CÁLCULO PR POR FOSM, PARA MÉTODO JANBU, CONSIDERANDO SOLO ÚNICO.....	108
	APÊNDICE 3 – CÁLCULO PR POR FOSM, PARA MÉTODO BISHOP, CONSIDERANDO SOLO ÚNICO.....	114
	APÊNDICE 4 – CÁLCULO PR POR FOSM, PARA MÉTODO M-P, CONSIDERANDO SOLO ESTRATIFICADO.	120
	APÊNDICE 5 – CÁLCULO PR POR FOSM, PARA MÉTODO JANBU, CONSIDERANDO SOLO ESTRATIFICADO.	122
	APÊNDICE 6 – CÁLCULO PR POR FOSM, PARA MÉTODO BISHOP, CONSIDERANDO SOLO ESTRATIFICADO.	124

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Com o crescimento populacional nos grandes centros urbanos observados nas últimas décadas, tornou-se um desafio ocupar áreas que requerem obras geotécnicas mais complexas. Teixeira (2012) relata que regiões de solo mole, que antes eram locais inapropriados para evolução de grandes centros urbanos, vêm sofrendo aumento populacional que pode ser explicado pela localização por vezes privilegiada, escassez de locais adequados ou até mesmo especulação imobiliária.

A localização de terrenos com solo mole, normalmente em regiões de mercado imobiliário aquecido, sendo estas as planícies costeiras e leito de rios, fomenta o entendimento da formação geológica destes solos, para realização de projetos geotécnicos por vezes audaciosos.

Sabe-se que o mar tem grande influência na formação de solos, pois o processo de regressão e transgressão marinha transformaram a região costeira, onde se observam importantes depósitos de solo mole. Segundo Massad (2009), os primeiros estudos sobre argilas de nosso litoral foram desenvolvidos em Santos, no Rio de Janeiro e em Recife, onde se presumia uma formação geológica simples, num único ciclo de sedimentação. Afirmativa esta, que se tornou ultrapassada nas últimas duas décadas, com o entendimento da relação dialética entre as curvas de variação do nível do mar ao longo do tempo e os tipos sedimentos formados. Lemos (2014), descreve a formação geológica da região de Vila Velha, no estado do Espírito Santo, como sendo associada ao processo de variação do nível do mar, no período do Pleistoceno e durante o Holoceno, levando à deposição de sedimentos, que inclui solos moles.

Qualquer obra civil realizada sobre solos moles ou muito moles requer conhecimentos avançados em geotecnia, desde a etapa de investigação até a concepção do projeto. No caso de aterros sobre solos de baixa consistência, a escolha do método construtivo leva em consideração as características geotécnicas dos depósitos, utilização da área, prazos construtivos e custos envolvidos (MARQUES E ALMEIDA, 2010).

Para determinação dos parâmetros geotécnicos envolvidos nos projetos de aterros sobre solos moles, faz-se necessária a realização de ensaios em campo e em laboratório, cada qual com sua vantagem e desvantagem. Assim sendo, Marques e

Almeida (2010, p. 54) afirmam que “[...] é comum a realização de ilhas de investigação em verticais contíguas (distantes cerca de 2m) incluindo ensaios de campo e de laboratório [...]”.

Com os parâmetros obtidos nos ensaios, são realizados estudos de estabilidade e adensamento, para seleção da técnica construtiva. No que tange ao conhecimento de estabilidade, Costa (2005) afirma que a avaliação feita com conceitos determinísticos baseados em fatores de segurança julgados adequados, carregam consigo incertezas dos resultados obtidos, em função da variabilidade intrínseca à heterogeneidade do material estudado.

O uso de probabilidade e estatística avalia a incerteza dos resultados obtidos e fornece parâmetros de avaliação para gestão adequada dos riscos. Conforme Costa (2005, p. 18), “a análise de risco geotécnico compreende estimativas da probabilidade de ocorrência do processo de instabilização e suas consequências ou danos”.

Neste contexto o presente trabalho se propõe a avaliar a probabilidade de ruptura de um aterro sobre solo mole, por meio da variação da resistência não drenada e de seu peso específico, além de avaliar a influência da obtenção dos parâmetros médios pelos diversos ensaios de campo e de laboratório realizados por Lemos (2014).

1.2 Objetivo

O objetivo deste trabalho é estudar a probabilidade de ruptura de um aterro executado sobre fundação em solo de baixa consistência, por meio da variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento não drenada e peso específico total, obtidos por Lemos (2014) em ensaios de campo e de laboratório.

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Obter a altura limite de um aterro sobre solo mole para um Fator de Segurança (FS) de 1,5 por meio de métodos de estabilidade global que consideram superfície de ruptura circular, utilizando o valor médio de S_u obtido por Lemos (2014). Esta altura será determinada por meio de simulações no programa Slope/W (Geostudio™, 2007);
- Para as características de aterro estabelecidas no item anterior, variar os parâmetros geotécnicos do solo de fundação, peso específico total e resistência ao cisalhamento não drenada; em cada ensaio, e comparar a

probabilidade de ruptura para os diferentes métodos de obtenção destes parâmetros. Para esta comparação serão usados os métodos de Simulação de Monte Carlo (SMC), Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM) e Estimativas Pontuais (EP);

- Selecionar valores de S_u sem restrição de uso, comparados nas análises e discussão dos resultados, realizados por Lemos (2014), e estudar a influência do tratamento prévio dos dados, na probabilidade de ruptura pelos métodos probabilísticos supracitados;
- Comparar a probabilidade de ruptura de um aterro sobre solo mole e identificar a relevância da heterogeneidade das amostras;
- Através do método FOSM, identificar qual parâmetro geotécnico que mais contribui para a variância da probabilidade de ruptura;
- Calcular a altura de aterro correspondente a uma determinada probabilidade de ruptura admissível;

1.3 Organização da dissertação

O trabalho está organizado em capítulos, conforme segue:

Capítulo 1 – Introdução – apresenta as considerações iniciais, justificativas, objetivos e a forma como a dissertação está organizada.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica – apresenta um resumo dos conceitos dos métodos determinísticos envolvidos tradicionalmente usado em análises de estabilidade de aterros sobre solos moles além de conceitos sobre métodos de análise de probabilidade de ruptura. Apresentam-se considerações acerca das técnicas de investigação geotécnica em solos de baixa consistência, aplicadas ao tema.

Capítulo 3 – Métodos de análise – apresenta uma síntese dos estudos realizados por Lemos (2014), bem como seus resultados a serem utilizados como base de dados para o presente trabalho. Descreve também o procedimento de análise determinística e probabilística de estabilidade do aterro, levando em consideração a variação de parâmetros obtidos pelos diferentes ensaios de campo e de laboratório. Mostra a forma como os resultados obtidos nas análises serão apresentados no capítulo seguinte.

Capítulo 4 – Apresentação dos resultados e discussões – Reune os resultados obtidos nas análises determinísticas e probabilísticas realizadas, conforme prescrito

no Capítulo 3, e discorre sobre as eventuais variações dos resultados mediante alteração de parâmetros.

Capítulo 5 – Conclusões e sugestões – Conclui sobre os resultados obtidos com as análises e considerações realizadas. Aborda a relevância da heterogeneidade das amostras, tendo em vista as várias formas de obtenção dos valores médios por meio de ensaios de campo e de laboratório. Analisa a possibilidade de dimensionamento com base em análises de estatística e probabilidade. Por fim, baseado nos resultados e conclusões obtidas, serão sugeridos futuros estudos.

Finalmente, são apresentadas as referências bibliográficas e apêndices.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

O presente capítulo tem como objetivo apresentar uma revisão do estado atual do conhecimento acerca de conceitos probabilidade, estatística e confiabilidade aplicados a análise de estabilidade de aterros sobre solos moles. No entanto, inicialmente são mostrados alguns conceitos, referentes a análises determinísticas, usualmente praticados.

Talude é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha, sendo que as saias de aterros são taludes artificiais resultantes de sua construção. O uso de aterro decorre da baixa capacidade de suporte ou para nivelamento do terreno.

Como forma de identificar a condição mais desfavorável, as análises de estabilidade devem considerar diferentes momentos da obra: final da construção, quando há geração de excesso positivo de poropressão, e a longo prazo, quando se atinge o equilíbrio hidráulico (GERSCOVICH, 2012). Na verificação de estabilidade de aterros sobre solos moles, a situação mais crítica se dá logo após a construção, ou seja, para a condição não drenada. Rigorosamente devem-se analisar todos os modos de ruptura, mesmo sendo a ruptura da fundação e ruptura geral, os modos mais recorrentes (MARQUES e ALMEIDA, 2010). Neste caso, o perfil de resistência não drenada S_u de projeto adotado para a camada de argila é um dado fundamental.

Para obtenção do valor de S_u são comumente utilizados ensaios de campo como o ensaio de palheta e piezocone, convencionais na prática da engenharia geotécnica, e denominados diretos pela ABNT NBR 11682. Contudo, pode-se

determinar este parâmetro por meio de ensaios de laboratório, com a retirada de amostras indeformadas e realização de ensaios como palheta de laboratório e cone, não convencionais na engenharia geotécnica brasileira, e compressão simples, triaxial não adensado não drenado, e triaxial adensado não drenado, estes convencionais. Lemos (2014) conclui que ensaios denominados não convencionais, permitem uma rápida determinação de parâmetros e apresentam confiabilidade para estimar valores de resistência não drenada em camadas de solo mole.

O valor médio de S_u é utilizado em análises determinísticas para obtenção do fator de segurança (FS) da construção. Em geral, essas análises seguem o conceito da teoria do equilíbrio limite, e realizadas pela comparação das tensões cisalhantes mobilizadas com a resistência ao cisalhamento, onde valores superiores a 1 indicam uma obra estável e valores iguais a 1 indicam ocorrência de ruptura.

A determinação do valor de FS admissível leva em consideração o tipo de obra e a vida útil, sendo usual a adoção do valor de 1,5 como sendo “seguro”. A ABNT NBR 11682 apresenta uma recomendação que leva em conta os níveis de segurança estabelecidos em projeto, e cabe ao engenheiro geotécnico a decisão e justificativa quanto à escolha do FS. Recomenda-se que em caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos deve-se aumentar os valores do FS em 10%, ou realizar uma análise probabilística dos dados, que permite quantificar algumas incertezas intrínsecas ao FS. (GERSCOVICH, 2012).

É sabido que a engenharia geotécnica lida com parâmetros de difícil determinação, sujeitos a variabilidades por fatores diversos, como inerentes ao material e ao método de obtenção de dados. Por esses motivos, durante a década de 80, conceitos de probabilidade e estatística foram sendo introduzidos na geotecnia como forma de racionalização dos processos e quantificação das incertezas, complementando, e não substituindo, as análises determinísticas (DELL'AVANZI, 1995).

A análise probabilística aplicada à geotecnia utiliza índices que exprimem o quanto o FS é confiável, como o índice de confiabilidade β , além da quantificação da segurança com a estimativa da probabilidade de ruptura P_r . Estes valores levam em conta as incertezas relativas aos parâmetros do solo, à geometria e às cargas atuantes, e não devem ser tomados como absolutos. Essas quantificações são sempre relativas pois existem infinitas fontes de incertezas, cabendo ao engenheiro a decisão de probabilidade de ruptura admissível (GUEDES, 1997).

2.2 Estabilidade de aterros

Os procedimentos determinísticos de análise de estabilidade de taludes se caracterizam pela definição de um fator de segurança, obtido pela relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (τ_f) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada (τ_{mob}) ao longo da superfície de ruptura (Equação 1).

A abordagem determinística estabelece um determinado valor para o Fator de Segurança (FS), tal que:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \begin{cases} >1 \rightarrow \text{obra estável} \\ =1 \rightarrow \text{não ocorre ruptura} \\ <1 \rightarrow \text{não tem significado físico} \end{cases} \quad [1]$$

Segundo NBR 11682 (ABNT, 2009), para determinação do fator de segurança admissível (FS_{adm}) deve-se enquadrar o projeto numa das classificações de segurança, que levam em conta os riscos de perdas humanas e perdas materiais, considerando situações atuais e futuras. A Tabela 1 apresenta a recomendação da norma:

Tabela 1 - Fatores de segurança mínimos para escorregamentos

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

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009)

A concepção do projeto deve ser analisada quanto:

- Geometria da ruptura;
- Escolha da condição crítica: final de construção (ou não-drenada) ou longo prazo (drenada), pois a resistência ao cisalhamento do solo não é uma grandeza física, ela varia com o tempo e as variações de tensão, ao longo da vida útil do talude.
- Tipo de análise: tensões efetivas ou tensões totais. Esta consideração deve ponderar o prazo de construção, tipo de solo e utilização dos parâmetros de ensaios.

- Parâmetros dos materiais: a norma preconiza a caracterização geotécnica do solo de fundação, além de envoltória de resistência ao cisalhamento.
- Método de análise: teoria do equilíbrio limite ou análise de tensões. Os métodos baseados na teoria do equilíbrio limite consistem basicamente na análise de equilíbrio de uma massa de solo potencialmente instável, a partir de algumas hipóteses simplificadoras para reduzir o número de incógnitas e igualar ao número de equações de equilíbrio. A estabilidade é expressa pelo FS, que é determinado por análises de equilíbrio de forças e/ou momentos para superfícies de cisalhamento que devem ser arbitradas. A superfície considerada crítica é associada ao valor mínimo de FS. Já as análises de tensão x deformação, são realizados com auxílio de programas computacionais, e têm como vantagem a incorporação de características dos materiais envolvidos. O método de análise de tensões não é objeto de estudo desta pesquisa.

2.2.1 Métodos de estabilidade

Devido à grande utilização prática, os métodos a seguir baseiam-se na abordagem por equilíbrio limite.

Superfícies circulares são geralmente utilizadas devido à facilidade de cálculo e são representativas em taludes homogêneos ou assentes em fundação com camadas de solo espessas.

Existem diversas análises em termos de forma da superfície de ruptura do talude, listadas a seguir.

- Planares: São características de encostas que apresentam algum tipo de plano de fraqueza ou materiais com contrastes significativos na resistência ao cisalhamento. A inclinação do plano não é paralela à superfície do terreno e a solução é obtida resolvendo-se o equilíbrio de forças atuantes na cunha, sendo uma alternativa em taludes homogêneos, conhecido como Método das Cunhas.
- Circular: Pode ser dimensionado por meio dos âbacos de Taylor ($\phi=0$), Hoek e Bray (tensões efetivas), Método das fatias, Bishop e Morgenstern, e Spencer. Os métodos por âbacos, Hoek e Bray, e Spencer não são objeto de estudo deste trabalho.

Método Ordinário das Fatias: também conhecido como Método de Fellenius, admite superfície de ruptura circular e satisfaz, para o cálculo do fator de segurança, apenas o equilíbrio de momentos em torno do centro da superfície de ruptura. O equilíbrio das forças é feito na direção normal à superfície analisada, tornando-o um método bastante limitado e conservador.

Método de Bishop Simplificado: também admite superfície de ruptura circular e considera que as forças nas laterais das fatias são horizontais, desconsiderando as forças tangenciais entre elas. O equilíbrio das forças é feito na vertical, o que faz com que o método, além de satisfazer o equilíbrio de momentos, satisfaça a mais uma condição de equilíbrio, o equilíbrio das forças verticais (TONUS, 2009)

- Superfície não-circular: Na prática, os métodos mais utilizados são: Jambu (1954,1957), Morgenstern e Price (1965) e Sarma (1973,1979), sendo o último não discutido neste item.

Jambu: desenvolveu inicialmente um método rigoroso e generalizado, que satisfaz todas as equações de equilíbrio. O método simplificado foi desenvolvido com o objetivo de reduzir o esforço computacional, aplicando-se a taludes homogêneos, mas não fornece bom resultados para superfícies de ruptura em forma de cunha.

Método Morgenstern e Price (M-P): é o método mais rigoroso e admite qualquer superfície de ruptura e satisfaz as equações de equilíbrio estático. O uso de ferramenta computacional se faz necessária para o cálculo utilizando este método.

O presente estudo foi baseado na abordagem de equilíbrio limite e considerando situações em 2 dimensões.

Dentre os métodos mais consagrados para análise de estabilidade de aterro sobre solos moles, estão o de Fellenius (1936) e Bishop simplificado (1955), Janbu Simplificado (1973) e Morgenstern e Price (1965). Estes métodos possuem como característica comum admitir hipóteses de forças entre fatias da massa rompida, considerando que o número de equações é inferior ao número de incógnitas.

O método de Fellenius tende a ser conservativo, fornecendo baixos fatores de segurança. Em termos de tensões totais, o método de Fellenius apresenta FS em média 10% superior do que o método de Bishop (GERSCOVICH, 2012). Por esse motivo, não será parte do estudo.

Por outro lado, método de Janbu (1972) considera superfície de ruptura não circular e é de grande utilização prática. E, apesar de não fornecer necessariamente o menor FS, o método de Bishop modificado tem sido o mais utilizado na prática geotécnica.

A análise por M-P inclui o uso de computadores por ser um cálculo por interações, e é considerado um método rigoroso, tal como Spencer, porém mais utilizado na prática geotécnica brasileira (Gerscovich, 2012). Portanto, dentre as duas opções, o presente trabalho contemplará apenas um dos métodos: Morgenstern e Price (1965).

Serão apresentados os resultados das análises utilizando o programa Slope/W da Geostudio™, com aplicação dos métodos Bishop simplificado, Janbu e M-P.

Para encontrar a superfície crítica utilizando o Slope/W, optou-se por superfícies circulares, onde se define a malha de centro e tangência dos raios e o próprio programa apresenta a superfície crítica. Ao analisar por superfícies planares, o projetista deve por tentativas, com desenho de diversas superfícies e diferentes geometrias, encontrar o fator de segurança mínimo ($FS_{\min}$). Tal procedimento pode ocasionar pequenos erros, pois leva em consideração a experiência do engenheiro.

2.3 Conceitos básicos de probabilidade, estatística e confiabilidade

Usualmente, a segurança de um projeto de engenharia é avaliada por meio de um FS determinístico que leva em consideração a resistência disponível e um carregamento atuante. Segundo Ribeiro (2008), as análises geotécnicas baseadas nos valores médios dos parâmetros do solo, geram incertezas nas estimativas determinísticas, sendo fundamental a análise da influência da variabilidade dos parâmetros na previsão determinística, quantificada por estimativas probabilísticas.

A seguir apresentam-se alguns conceitos sintetizados de probabilidade e estatística que são facilmente encontrados em publicações sobre o tema, recorrendo-se frequentemente ao livro de Hines e Montgomery (1990).

Outra contribuição consultada é o estudo realizado por Guedes (2010), que com o objetivo de difundir a aplicação dos conceitos de probabilidade e estatística para o campo da Geotecnia, apresentou em seu trabalho uma ampla revisão bibliográfica dos conceitos e aplicações para estudos de confiabilidade.

2.3.1 Análise de probabilidade

A análise probabilística pode ser entendida como o estudo sobre a previsão comportamental de um determinado processo aleatório que é controlado por um mecanismo de casualidade, sorte ou azar (chance).

Sendo X uma variável aleatória contínua qualquer, o comportamento probabilístico do fenômeno aleatório pode ser descrito por uma função matemática conhecida por função densidade de probabilidade $f(x)$. Objetivamente, a função densidade de probabilidade descreve a forma da curva de distribuição da probabilidade de ocorrência de cada valor da variável aleatória. Dentre as formas mais usuais, podem ser citadas as distribuições normal, gaussiana, lognormal, gama, qui-quadrado e t-Student, entre outras.

Para estimativa da probabilidade de ocorrência da variável aleatória (X) ser menor ou igual a um certo valor t , utiliza-se a função de distribuição $F(t)$ definida na Equação 2.

$$P[x \leq t] = F(t) = \int_{-\infty}^t f(x)dx \quad [2]$$

A estimativa da probabilidade de ocorrência da variável X em certo intervalo $[a, b]$, é dada pela Equação 3 e de maneira gráfica, é a área sob a função $f(x)$ para este intervalo.

$$P[a < x \leq b] = F(b) - F(a) = \int_a^b f(x)dx \quad [3]$$

A determinação da densidade de probabilidade requer o conhecimento dos quatro primeiros momentos probabilísticos, a média, a variância, o desvio padrão e a curtose.

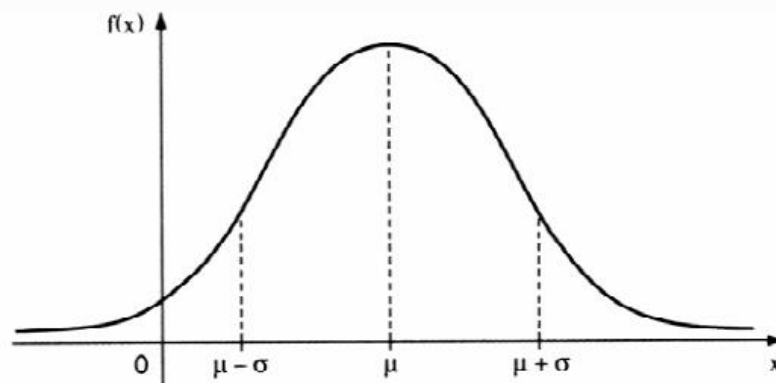
A medida estatística que descreve a locação da distribuição é a média μ ou valor esperado $E[x]$, definido como primeiro momento de massa $f(x)$. Para estimativa da variação da densidade de probabilidade utiliza-se o segundo momento sobre a média, a variância $V[x]$. O desvio padrão $\sigma(x)$ mede a variabilidade da densidade probabilística, e é denominado terceiro momento, medindo a simetria ou assimetria da distribuição. O quarto momento descreve a curtose da densidade de probabilidade.

A maioria dos dados de entrada em uma análise de estabilidade de taludes não é conhecida com precisão, havendo uma distribuição de valores para cada parâmetro, o que faz com que possam ser consideradas variáveis aleatórias. O FS é

uma variável aleatória, que depende de muitas variáveis de entrada e possui sua própria distribuição.

A distribuição gaussiana, ou distribuição normal (Figura 1), é utilizada em análises de variáveis aleatórias contínuas, e caracteriza-se por uma simetria que se aproxima de uma seção em corte de um sino. Os parâmetros geotécnicos em geral possuem comportamento semelhante a variáveis aleatórias gaussianas, como a resistência não drenada (LUMB, 1966, apud DELL'AVANZI 1995) e peso específico total (MATSUO E KURODA, 1974, apud DELL'AVANZI 1995).

Figura 1 - Gráfico de uma distribuição gaussiana com média μ e desvio padrão σ .



Fonte: Hines e Montgomery (1990).

Procedimentos estatísticos e probabilísticos na análise de segurança de projetos geotécnicos são definidos como análise de confiabilidade, sendo a confiabilidade relativa, representada pelo índice β . Esta relação é geralmente definida como a diferença entre as densidades de probabilidade da capacidade de resistência (R) e a demanda de solicitação (S) existente sobre o componente, em uma função que descreve o desempenho da diferença $R-S$.

Admitindo uma distribuição gaussiana para FS , Morlá Catalán e Cornell (1976) chegaram à formulação da Equação 4.

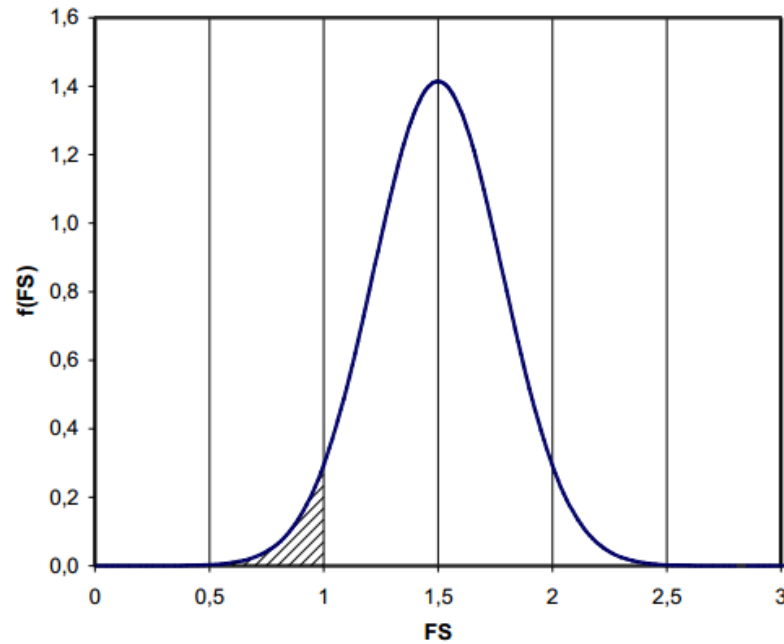
$$\beta = \frac{E[FS] - 1,0}{\sigma[FS]} \quad [4]$$

Sendo $E[FS]$ o valor médio do FS e $\sigma[FS]$ o desvio padrão do mesmo parâmetro.

Pode-se realizar avaliação de risco admitindo-se uma distribuição normal para um fator de segurança, por exemplo, na obtenção da probabilidade de ruptura em uma análise de equilíbrio limite, representada pela área sob a função de probabilidade para fatores de segurança menores ou iguais a 1, conforme indicado na Figura 2 (RIBEIRO,

2008).

Figura 2 - Área hachurada representando a probabilidade de $FS \leq 1$.



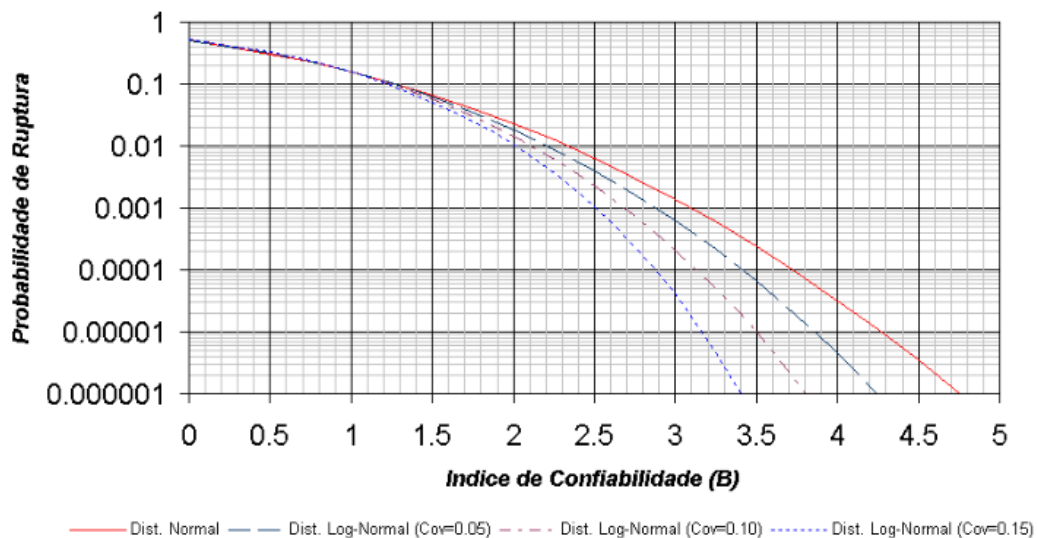
Fonte: Ribeiro (2008)

A relação entre a probabilidade de ruptura P_f e o índice de confiabilidade é única e descrita pela Equação 3.

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad [3]$$

Pelo fato da função densidade acumulada de probabilidade ser uma função crescente, valores altos de β implicam em baixas probabilidades de ruptura (Figura 3).

Figura 3 - Probabilidade de ruptura (P_f) versus Índice de Confiabilidade (β).



Fonte: Flores (2008)

Pode-se observar na Figura 3 que para $\beta=0$, situação de ruptura, o valor de $P_f=0,5$

(ou 1:2), e a curva de distribuição de FS (Figura 2) estaria centrada no valor de $FS=1,0$ e, portanto, a área sob a curva para $FS \leq 1,0$ corresponderia à metade da área total. “A quantificação da confiabilidade está diretamente relacionada ao conhecimento do comportamento da função densidade de probabilidade da variável aleatória Fator de Segurança.” (DELL'AVANZI, 1995, p.70).

Os métodos para quantificação da confiabilidade utilizam técnicas para avaliação aproximada somente dos dois primeiros momentos probabilísticos, como o método de segundo momento de primeira ordem (FOSM) e das estimativas pontuais (EP), este último desenvolvido por Rosenblueth (1975).

Desenvolvido a partir de uma expansão da série de Taylor, com um certo número de variáveis aleatórias, o método FOSM determina a distribuição de probabilidade de uma função. O desenvolvimento matemático é abordado e descrito por Harr (1987). Tal método requer conhecimento das derivadas parciais da função de desempenho, no caso FS, o que dificulta a sua utilização. Visando solucionar esta restrição, Christian et al. (1992) e Sandroni e Sayão (1992) apresentam a metodologia designada por diferenças divididas, como forma de aproximação matemática. Este procedimento tem como vantagem a quantificação da contribuição de cada parâmetro para a variância do fator de segurança, e desta forma, seleciona-se as que merecem maior atenção no projeto.

A análise por Estimativas Pontuais dispensa, a priori, o conhecimento das funções de distribuição das variáveis independentes, utilizando apenas seus valores calculados nos chamados pontos de estimativa (média mais desvio padrão e média menos desvio padrão). Entretanto, neste caso, assume-se uma distribuição para o FS, geralmente normal, e supõe-se que a distribuição de cada variável independente seja simétrica. (ASSIS E FARIAS, 1998).

A simulação de Monte Carlo (SMC) é um método direto, pois a variável aleatória dependente é obtida a partir da geração de um determinado número de valores para as variáveis aleatórias independentes. Um exemplo de aplicação desta técnica está descrita nos estudos realizados por Lima (1991).

Para aplicação do método, faz-se uma série de análises, por um método determinístico qualquer, sendo que em cada uma delas atribui-se um valor a cada variável aleatória a partir de sua distribuição de probabilidade. Portanto, é necessário conhecer as funções de densidade de probabilidade das variáveis aleatórias. Obtêm-se um histograma da função densidade de probabilidade do FS e a probabilidade de ruína

após um grande número de simulações. Quanto maior o número de simulações, maior a acurácia do método.

A exigência de grande número de análises determinísticas para se chegar à solução adequada pode ser suprida com o uso de programas de computador, como o Slope/W (Geoslope, 2007).

No que diz respeito aos dados, além daqueles já exigidos para análise determinísticas convencionais, é necessário o conhecimento da variância (σ) dos parâmetros do solo, os quais são considerados variáveis aleatórias na análise. Para o tratamento estatístico dos dados dois métodos são aplicáveis, sendo um deles mais simples para variáveis aleatórias independentes, como o peso específico, e o outro mais refinado para variáveis aleatórias dependentes, como por exemplo a coesão (GUEDES, 1997). Segundo Ribeiro (2008), pode-se estimar os desvios padrão e consequentemente as variâncias a partir de valores encontrados na literatura. Estas estimativas estão apresentadas na Tabela 2, adaptada somente para o interesse desta pesquisa, a saber, conhecimento do coeficiente de variação do peso específico total e resistência não drenada. Esta metodologia é adotada principalmente quando apenas são conhecidos valores médios dos parâmetros.

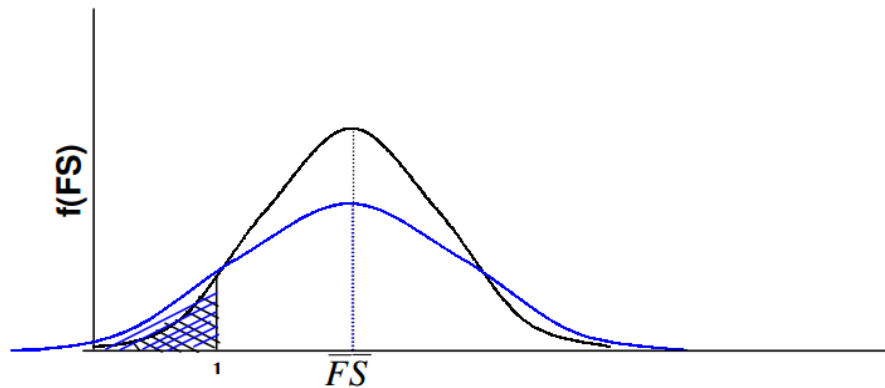
Tabela 2 - Coeficientes de variação de parâmetros geotécnicos.

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)		Referência
	Mínimo	Máximo	
Peso específico (γ)	3	7	Lee et al (1983), Harr (1984), Kulhawy (1992)
Resistência não drenada (S_u)	13	40	Lee et al (1983), Harr (1984), Kulhawy (1992), Duncan (1999), Lacasse e Nadim (1997)
Peso específico de argilas sedimentares (γ)	2	7	Guedes (1997)

Fonte: Ribeiro (2008)
Adaptado pelo autor

Para entendimento do efeito da variância no índice de confiabilidade, Fabricio (2006) esquematizou a variação da P_r na função de desempenho do FS, conforme apresentado na Figura 4. Para o cálculo do valor de β , faz-se necessário a obtenção do fator de segurança médio ($\overline{FS}$) e seu desvio padrão (σ_{FS}).

Figura 4 - Aumento do σ_{FS} mantendo-se $\overline{FS}$, constante

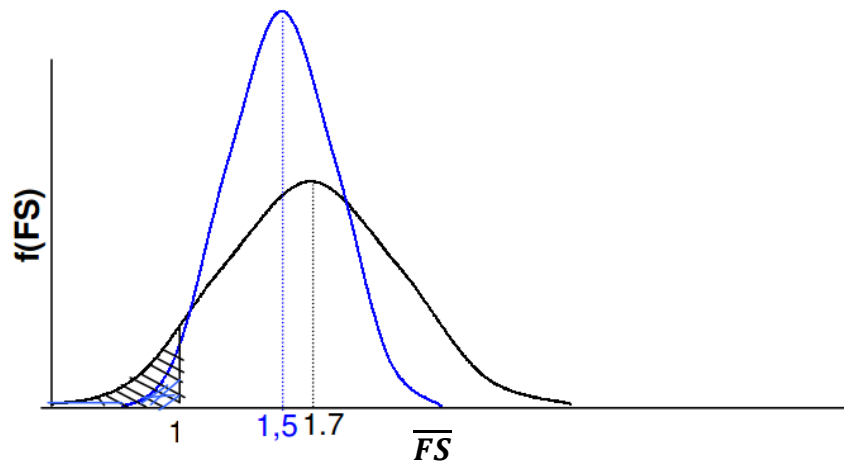


Fonte: Fabrício (2006).

Se σ_{FS} aumenta, mantendo-se $\overline{FS}$ constante (linha azul na Figura 4) a curva $f(FS)$ achata-se e alarga-se, tornando a área hachurada maior, logo a P_r aumenta. Sendo assim, pode-se inferir pela Figura 3 que o índice de confiabilidade β diminui.

Conclui-se então que nem sempre a obra com maior FS determinístico possui confiabilidade maior. Segundo Fabrício (2006) situações com fatores de segurança iguais a 1,5 e 1,7, representadas pela curva azul e pela curva preta, respectivamente, na Figura 5.

Figura 5 - Distribuição probabilística de duas curvas com desvio padrão diferentes.



Fonte: Fabrício (2006).

Nota-se que a curva preta indicada na Figura 5 possui P_r maior e consequentemente índice de confiabilidade menor, mesmo indicando um FS numericamente maior.

Os métodos probabilísticos apresentados são realizados com base em incertezas relativas às etapas de escolha do método de análise, parâmetros do solo e carregamentos, além de subdivisão em seções do talude. Porém, em geral, a quantificação de todas as fontes de incertezas é trabalhosa. Para o presente estudo,

as incertezas serão desprezadas. Tal postura é considerada conservativa (GUEDES, 1997). Para fins de análise paramétrica, na maioria das aplicações práticas, o cálculo da probabilidade relativa de fracasso é suficiente (CHRISTIAN, J., LADD, C., & BAECHER, G., 1994).

Uma vez calculada a probabilidade de ruptura, deve-se questionar se o valor é aceitável. Para aplicação prática, recomenda-se que seja analisado o risco admitido (Equação 5).

$$\text{Risco} = (\text{probabilidade} \times \text{consequência}) \quad [5]$$

Na Equação 5 deve-se quantificar a consequência dos danos caso ocorra ruína e multiplicar pela probabilidade de ocorrência. Portanto o risco é função da consequência associada à probabilidade de ruptura admissível, e cada finalidade terá um risco “calculado” (FLORES, 2008).

2.4 Pesquisas no campo da probabilidade e estatística na análise de segurança de projetos geotécnicos

Apresentam-se a seguir alguns estudos sobre probabilidade e estatística aplicados na quantificação da confiabilidade relativa e da probabilidade de ruptura, principalmente em aterros sobre solos moles e estabilidade de taludes.

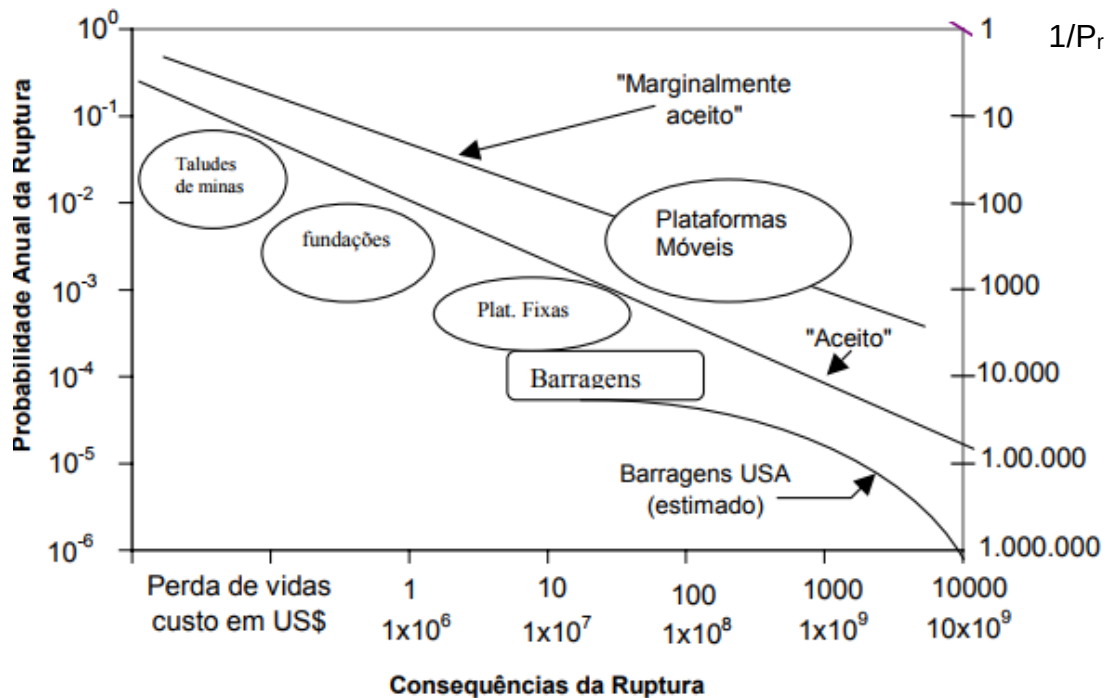
Desde a década de 60 já se falava em “risco estimado”. Casagrande (1965) afirma que a combinação da experiência profissional e as estimativas das faixas de variação de todas as variáveis pertinentes, compõe a decisão sobre a margem de segurança adequada. Então, na determinação do grau de risco considera-se fatores econômicos e a magnitude das perdas resultantes da ruptura ou insucesso da obra.

Na tentativa de lidar com as incertezas e riscos, Peck (1969) apresentou o método observacional, que só é aplicável quando há possibilidade de modificação do projeto durante a construção. Nos outros casos, deve-se trabalhar unicamente com o “risco estimado”.

As primeiras aplicações estatísticas em geotecnia foram realizadas por Lumb (1966; 1970; 1974). Mas a partir da década de 80, houve um aumento do número de estudos no campo da probabilidade e estatística, precedidos por Vanmarcke (1977-a; 1977-b) Lee et al (1983), Harr (1984), Whitman (1984), entre outros. Reunindo uma avaliação sobre o risco praticado em alguns projetos de engenharia, Whitman (1984) fornece as primeiras indicações sobre o risco usualmente aceito para cada caso (Figura 6).

Para os demais projetos de engenharia, faz-se necessário o aumento de estudos e divulgação dos resultados para definição de valores aceitáveis de P_r e β (APAZA, 2014).

Figura 6 - Valores usuais de probabilidade e consequências de ruptura.



Fonte: Adaptado de Whitman (1984).

Níveis de desempenho esperados são apresentados pelo Corps of Engineers (1997), em função da probabilidade de falha (P_r) e do índice de confiabilidade (β) (Tabela 3).

Tabela 3 - Relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de ruína

Nível	β	P_r
Alto	5,0	3×10^{-7}
Bom	4,0	3×10^{-5}
Acima da média	3,0	0,0013
Abaixo da média	2,5	0,006
Pobre	2,0	0,023
Não-satisfatório	1,5	0,07
Perigoso	1,0	0,16

Fonte: Corps of Engineers (1997).

Deve-se utilizar com cautela os termos “probabilidade de ruptura, ruína ou falha”. Para alguns, este termo pode indicar catástrofe, sendo que problemas de desempenho menos significativos já seriam computados como “falha” (DUNCAN, 2000).

Por esse motivo, o Corps of Engineers (1998) prefere utilizar o termo “probabilidade

de performance insatisfatória”.

Segundo El- Ramly (2001) a utilização de gráficos com valores usuais de probabilidade e consequências de ruptura deve ser feita com cautela, pois não considera condições particulares de geometria, variabilidade de solos, modelo geotécnico adotado, entre outros. O mesmo autor conclui que os valores reportados na literatura, são em geral conservativos, e da ordem de 2%.

Com o intuito de difundir a aplicação de conceitos de probabilidade e estatística para suplementar análises determinísticas acerca do FS de uma obra, vários pesquisadores estudaram conceitos como risco admissível, variabilidade dos solos, confiabilidade global, confiabilidade relativa e probabilidade de ruptura.

O método FOSM têm sido um dos mais pesquisados, desde que Christian et al (1992) apresentou procedimentos para que, por meio de diferenças divididas, este método ganhasse praticidade na sua aplicação. Sandroni e Sayão (1992) apresentaram procedimentos para previsão da probabilidade de ruptura de um talude de mineração à céu aberto, decidindo-se considerar, para minas de grande porte, um valor aceitável de probabilidade de ruptura menor que 1:50.

Dell'avanzi (1995), ao estudar confiabilidade e probabilidade em análise de taludes, com exemplo de aplicação avaliando-se a confiabilidade do talude de jusante da barragem de Santa Branca, pelo método FOSM, e as principais conclusões são:

- As incertezas nos parâmetros do solo são a parcela de maior influência na incerteza do FS, podendo chegar a conclusões mais conservativas caso não se considere a variabilidade espacial dos parâmetros. Acrescenta-se ainda, o fato de que a análise probabilística permite quantificar essas incertezas.

- A metodologia por diferenças divididas, proposta por Christian et al. (1992) permite a identificação da influência relativa de cada variável na composição do FS. Recomenda-se, para aproximação das derivadas parciais, variações da ordem de 10% como forma de garantia da linearidade;

- Métodos determinísticos de estabilidade mais rigorosos correspondem aos maiores valores de índice de confiabilidade β e aos menores valores de P_f ;

- A estimativa da probabilidade de ruptura mostrou-se praticamente independente da hipótese adotada para distribuição do FS, para casos com valores de β inferiores a 1,5. Esses casos correspondem à situações potencialmente menos estáveis.

Em uma pesquisa sobre a análise não drenada de estabilidade de um quebra-mar sobre argila mole, com a aplicação dos métodos probabilísticos FOSM, SMC e EP, Guedes (1997) chegou às seguintes conclusões:

- Os fatores de segurança médios obtidos pelos três métodos foram muito próximos em todas as análises, sendo FOSM eficaz para verificação e comparação da validade dos métodos aproximados.
- Baixas probabilidades de ruptura foram sempre acompanhadas dos fatores de segurança elevados;
- A variabilidade dos pesos específicos influenciou significativamente a probabilidade de ruptura;
- A parcela da variância do FS correspondente à resistência não drenada representou cerca de 65% da variância total.

Farias e Assis (1998) aplicaram os métodos de EP e FOSM à estabilidade de taludes, avaliando de maneira determinística por diferentes métodos e de forma geral a probabilidade de ruptura pelo método EP foi maior. No entanto, este fato pode estar ligado a uma maior dispersão das superfícies de ruptura. Neste sentido, os dois métodos podem se complementar. O autor ainda ressalta que o único empecilho na utilização dessas análises é a falta de valores de referência da probabilidade de ruptura, limitação a ser suprida com o aumento dos estudos e utilizações práticas nesta área.

Fabício (2006) comparou métodos de análises probabilísticas de estabilidade da barragem de Curuá-Una, no Pará, e de um muro de arrimo, em São Fidélis, no Estado do Rio de Janeiro. Nesse estudo o autor inferiu que as probabilidades de ruptura computadas pelo método FOSM foram, em geral, superiores aos valores encontrados por EP. Concluiu-se ainda que o valor de probabilidade de ruptura é um número que deve ser usado com cautela, pois depende de variáveis em consideração; métodos de análise utilizados; tipos de distribuição adotados e critérios de segurança. Estudando a variabilidade espacial do solo, nas análises probabilísticas de taludes, Flores (2008) utilizou o fator de correção proposto por Vanmarcke (1977a). O método FOSM foi o que se mostrou mais aceitável nos intervalos de distâncias de autocorrelação propostos. O método de EP mostra uma grande diferença nas probabilidades de ruptura obtidas para distâncias de autocorrelação menores que 10m.

Ribeiro (2008) estudou avanços das aplicações de probabilidade e estatística em análises na engenharia geotécnica, visando estimar probabilidade de recalque inadmissível ou ruptura. Foram realizadas análises para casos de recalques sobre argila mole solicitada por aterro, fundações superficiais em areia, estabilidade de fundação superficial em solo residual e de fundação profunda em solo sedimentar, deslizamento de um muro de arrimo e estabilidade de talude. Esta pesquisa representa uma grande contribuição acerca dos fatores que influenciam as estimativas probabilísticas.

Acerca da estabilidade de taludes, Ribeiro (2008) demonstrou que os métodos de Bishop (1955) e Morgenstern e Price (1965) obtiveram menores probabilidade de ruptura, se comparados aos métodos de Fellenius (1932) e Janbu (1955). Pode-se observar também que a probabilidade de ruptura encontrou valores maiores no método FOSM se comparado ao método EP.

Maia, Sayão e Salles (2010) em um estudo sobre aplicação de retroanálise probabilística para avaliação da estabilidade de taludes concluíram que o cálculo de probabilidade de ruptura é significativamente influenciado pela variabilidade dos parâmetros geotécnicos e método de análise da estabilidade.

Apaza e Barros (2014) analisaram a aplicação do método de Simulação de Monte Carlo (SMC) para dois casos reais de estabilidade de taludes. As análises determinísticas foram realizadas pelos métodos Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu, Spencer e Morgenstern e Price. Foi possível observar que a escolha pelo método de estabilidade influencia o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruína. Janbu foi o que resultou em menores FS e maiores P_r . O contrário foi observado para o método de Bishop Simplificado.

Segundo Apaza e Barros (2014), o método SMC apresenta diversas vantagens como o fornecimento da curva de distribuição estatística do fator de segurança e a curva de convergência da probabilidade de ruína, além de permitir o uso de diferentes tipos de distribuição probabilística para os parâmetros geotécnicos, de várias camadas de solos com diferentes distribuições de probabilidade e ainda de correlações entre as variáveis envolvidas nas análises.

Apesar de requerer um grande número de análises Tobutt (1981) estudou a aplicação da SMC em geotecnia. Para isso, utilizou o programa CIRCA do departamento de transportes para gerar as variáveis. O autor impressiona-se com as probabilidades de ruptura escondidas por trás de FS supostamente seguros.

Contudo, conforme apontado por Baecher e Christian (2006) e Y. Wang et. al. (2010) SMC sofre de falta de resolução e eficiência em pequenos níveis de probabilidade. Y. Wang et. al. (2010) desenvolveu uma abordagem de análise de falha probabilística que faz uso das amostras de falha geradas na SMC e analisa essas amostras de falhas para avaliar os efeitos de várias incertezas na probabilidade de falha.

Dentre os avanços no estudo da probabilidade aplicada à geotecnia, encontra-se o trabalho de Chowdhury & Xu (1995) que desenvolveu um procedimento para estimar os limites superior e inferior de um sistema de confiabilidade com muitas superfícies de deslizamento potenciais.

Sobre o comparativo entre métodos, Baecher e Christian (2003) afirmam que o método de Estimativas pontuais é mais preciso do que o FOSM. Por sua vez, Harr (1989) conclui que os defeitos dos outros métodos são superados pelo método de EP. Discussões sobre o método de estimativas pontuais podem ser encontradas em Christian e Baecher (1999).

Em geral, os métodos aproximados são mais estudados porque consomem menos tempo e esforço. Exemplo de aplicações podem ser encontradas em Baecher & Christian (2003), Alonso (1976), Christian, J., Ladd, C., & Baecher, G., (1994), Li K.S., (1987), Tang, W.H. et al. (1976), Corps of Engineers (1997).

Cresce também o número de pesquisas que verificam a redução da variância devido à variabilidade espacial dos solos. Emprego de técnicas para este estudo são verificados em Low (1997) Vanmarcke (1977-a), Lacasse S., (1996), EL-Ramly, (2001), entre outros pesquisadores.

3 ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

O presente capítulo tem por objetivo a apresentação sintetizada da pesquisa e dos parâmetros do solo de baixa compressibilidade obtidos por Lemos (2014), que serão utilizados como material base do presente estudo.

Lemos (2014) estudou a obtenção do parâmetro de resistência não drenada de solo de baixa consistência por meio de ensaios de campo e laboratório. Adicionalmente, obteve a caracterização física e mineralógica do solo.

A classificação de qualidade das amostras indeformadas foi realizada utilizando os resultados do ensaio de adensamento e os critérios de Lunne et al (1997 apud Lunne et al, 2006), Sandroni (2006) e Coutinho (2007), que classificam as amostras coletadas com base na relação entre a variação do índice de vazios (Δe) e o índice de vazios inicial da amostra (e_0).

3.1 Local da investigação

O sítio investigado se localiza no município de Vila Velha, Estado do Espírito Santo, região costeira do Brasil, conforme indicado na Figura 7.

Foram realizadas campanhas de sondagem de simples reconhecimento (SPT) utilizadas como referência para interpretação estratigráfica realizada por Ceresino e Brito (2014), além de nortear a definição dos locais para investigação geotécnica detalhada.

Por meio das sondagens, foi possível observar que o solo é formado por uma espessa camada de argila, com cerca de 20 metros de profundidade. A formação desse tipo de solo está associada à flutuação dos níveis relativos do mar, onde os depósitos de sedimentos desta região, com presença de tabuleiros terciários da Formação Barreiras, ocorreram durante o Pleistoceno, há 123.000 anos e durante o Holoceno, há 5.100 anos (SUGUIO, 2010).

O local investigado situa-se em um trecho próximo à uma rodovia, cujo subsolo sofreu ruptura durante a construção de um aterro.

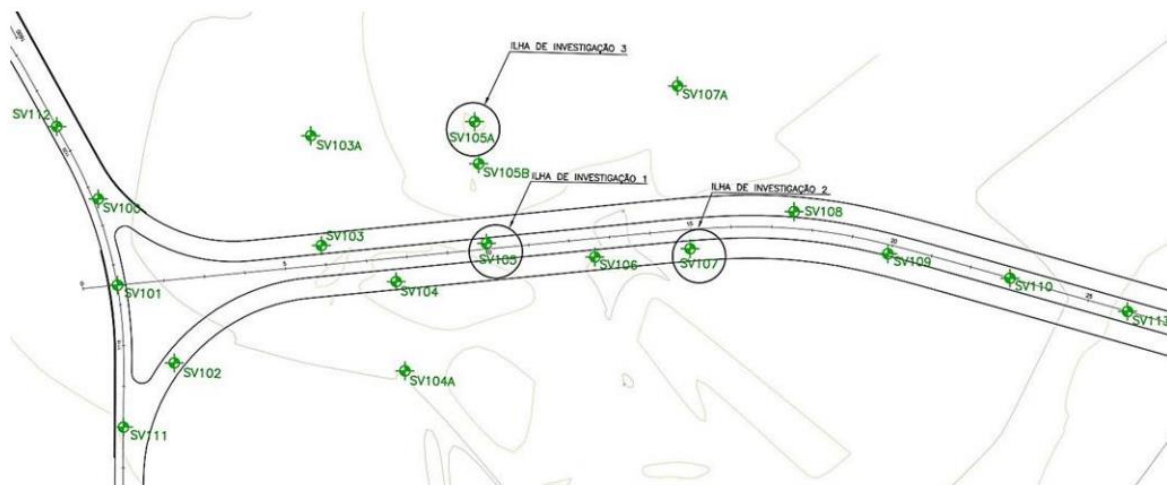
Figura 7 - Localização do sítio



Fonte: Lemos (2014)

O programa completo de investigação contemplou a execução de 19 (dezenove) sondagens SPT e 3 (três) ilhas de investigação geotécnica, que inclui ensaios de campo e laboratório, conforme apresentado na Figura 8.

Figura 8 - Locação das sondagens SPT e ilhas de investigação

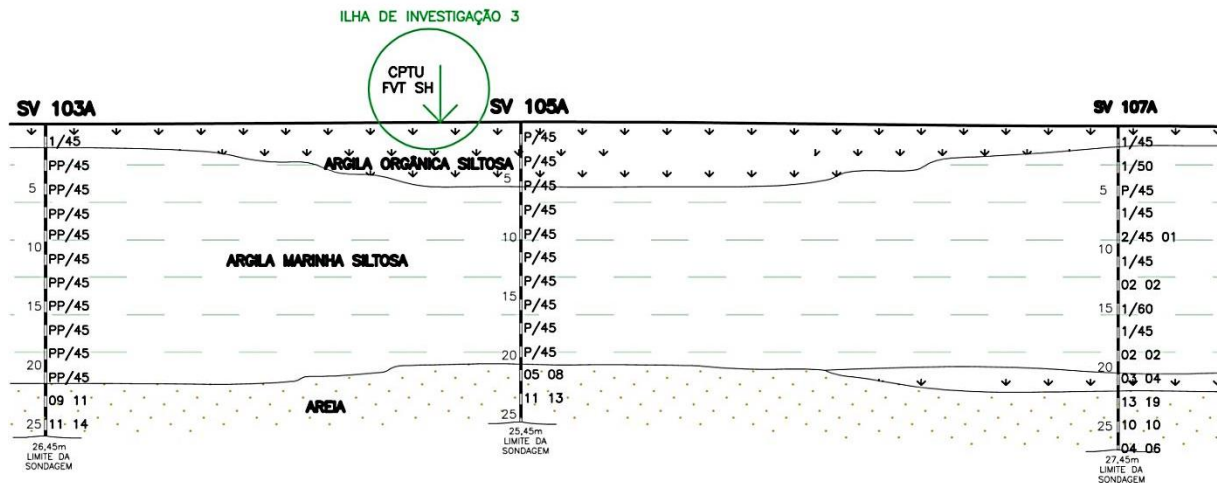


Fonte: Lemos (2014)

Com o objetivo de escolher uma ilha de investigação mais afastada do trecho de

construção da rodovia, que sofreu menor influência do aterro executado, optou-se pela ilha de investigação 3, próxima à sondagem SV-105A, contemplando ensaio de piezocone (CPTU), ensaio de palheta (FVT) e coleta de amostras indeformadas (SH), conforme apresentado no perfil longitudinal da rodovia (Figura 9).

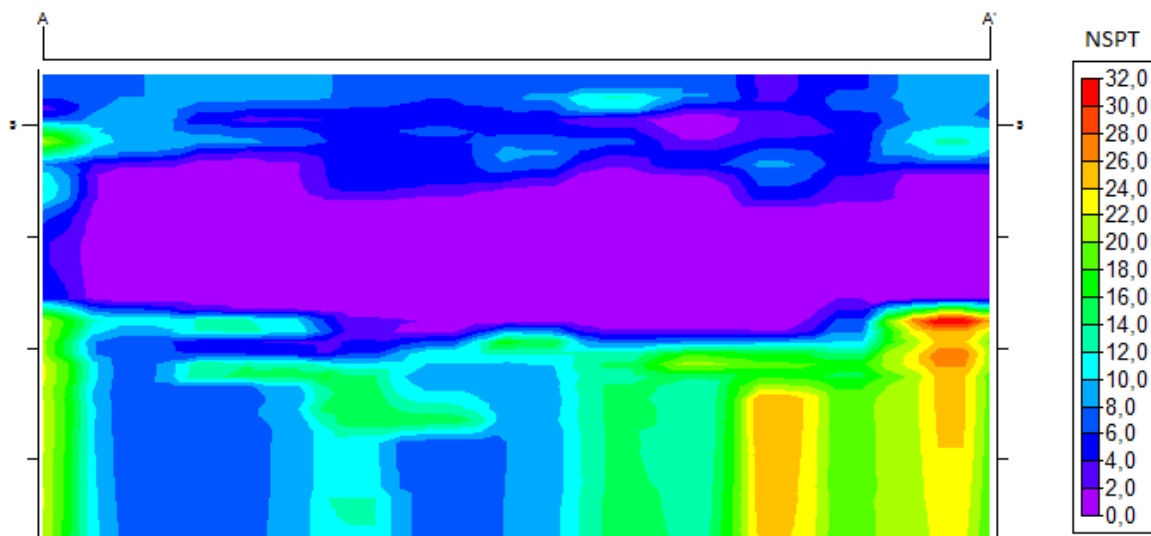
Figura 9 - Perfil geotécnico longitudinal, com indicação da ilha de investigação selecionada.



Fonte: Lemos (2014)

A interpretação estratigráfica do subsolo foi realizada por Ceresino e Brito (2014), utilizando o programa RockWorks® como ferramenta e as informações dos ensaios de SPT e CPTU como dados para interpretação, e um dos modelos gerados é apresentado na Figura 10.

Figura 10 - Modelo em seção para valores NSPT



Fonte: Ceresino e Brito (2014)

3.2 Resultado dos ensaios realizados

Para estimar a resistência não drenada da camada de argila mole da ilha de investigação 3, foram realizados, no sítio, os ensaios de palheta de campo (FVT), piezocone (CPTU), e retirada de 6 (seis) amostras indeformadas (SH) ,com auxílio do amostrador de parede fina de tubo aberto, também conhecido como “Shelby”, nas profundidades entre 7,0m e 12,72m.

O ensaio de palheta consiste na cravação de elemento cruciforme e aplicação de torque necessário para cisalhar o solo por rotação, em condições não drenadas. O modelo de equipamento utilizado foi elétrico e a realização do ensaio seguiu as determinações da norma ABNT NBR 10905, nas profundidades 7, 8, 9, 10, 11 e 12 metros, com penetração do conjunto sem perfuração prévia.

O ensaio de piezocone efetua medidas automáticas de resistência à penetração da ponta e por atrito lateral e de poropressão. O equipamento utilizado possui elemento filtrante na base (medida de u_2) com medidas de resistência por meio de sensores elétricos, e os procedimentos de ensaio seguiram o que determina a ABNT NBR 12069 e a norma americana ASTM D5778.

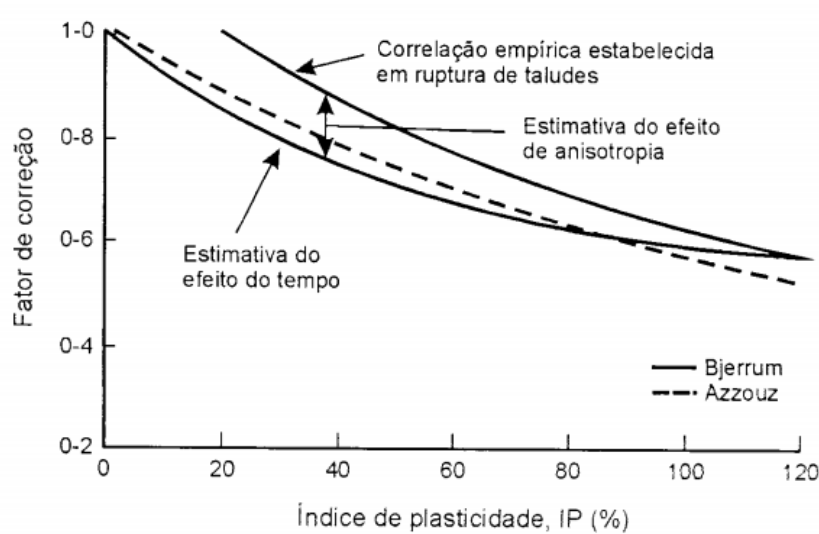
A saturação da pedra porosa foi realizada em laboratório e mantida por meio de imersão com óleo de glicerina. Para execução do ensaio foi realizado pré-furo até 0,55 metros, para atingir o solo saturado, e em seguida o ensaio foi realizado até 20,0m de profundidade.

Os valores do fator de cone N_{kt} , utilizados no cálculo posterior de resistência não drenada, foram determinados relacionando a resistência não drenada de cone com a resistência não drenada do ensaio FVT. Aplicou-se ainda a correção proposta por Bjerrum (1973), na Equação 6, com aplicação do fator de correção μ , determinado a partir do valor de IP (Figura 11).

$$S_u (projeto) = \mu . S_u (palheta)$$

[6]

Figura 11 - Fator de correção S_u medido no ensaio de palheta em função do índice de plasticidade

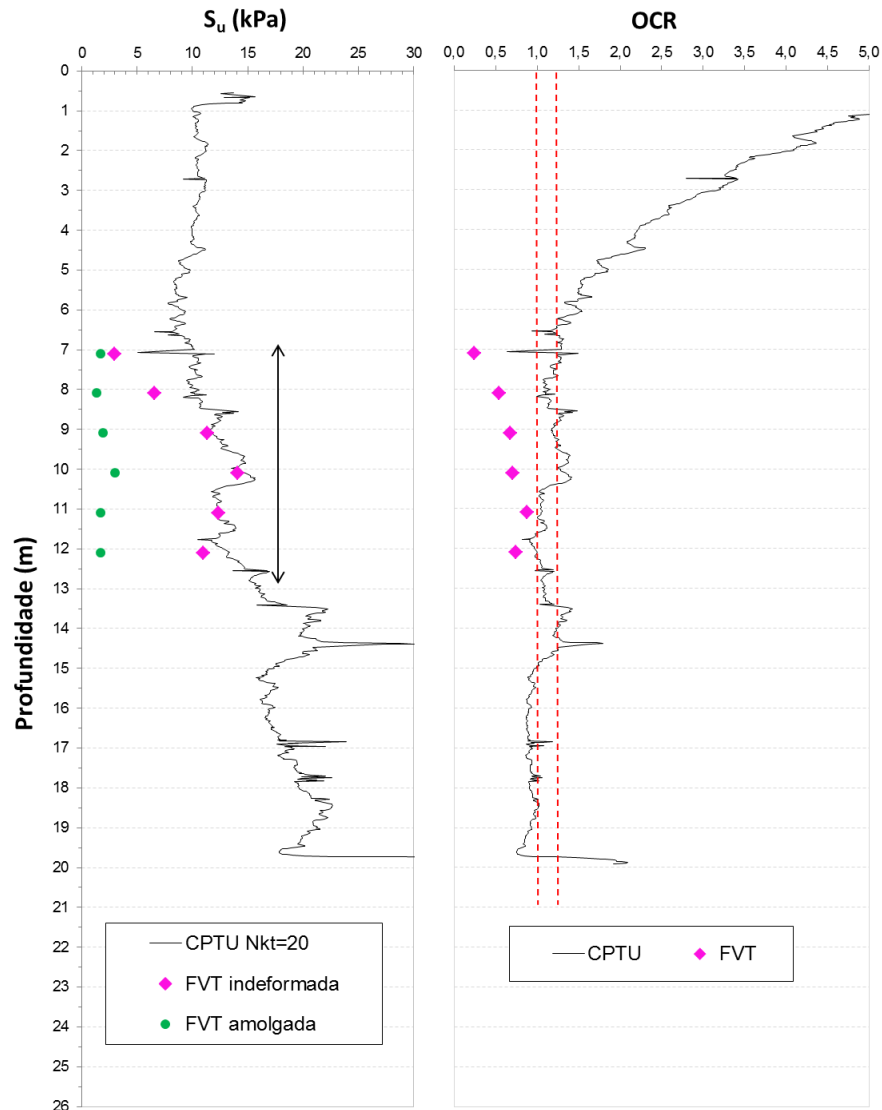


Esta correção incorpora o efeito da anisotropia da argila e a diferença de velocidade do ensaio de palheta e carregamento da obra.

Ao estudar os fatores de correção para a resistência não drenada de solo muito mole, por meio da retro análise de um aterro experimental antigo, Hipólito (2010) encontrou valores muito próximos do que o que seriam utilizados pela correção de Bjerrum (1973). Sendo assim, considerando uma análise em 2D, a correção de S_u por Bjerrum (1973), além de muito utilizada na prática da geotecnia mundial, é indicada para uso em solos brasileiros.

Como o estudo realizado por Lemos (2014) não objetivou análises de estabilidade, os valores de S_u não foram corrigidos. Portanto, definiu-se o valor de N_{kt} igual a 20 como sendo representativo para o depósito e então elaborou-se o perfil contínuo de resistência não drenada, além de estimar a razão de sobreadensamento (OCR), apresentadas na Figura 12.

Figura 12 - Perfil de S_u e OCR com a profundidade com base nos ensaios de campo CPTU e FVT



Fonte: Lemos (2014)

Nas profundidades em que foram coletadas as amostras indeformadas, observa-se a variação de S_u de 5kPa a 17 kPa.

Porém, para atender o objetivo desta pesquisa, faz-se necessário o estudo da estabilidade considerando a redução do valor de S_u , proposto por Bjerrum. Portanto, os dados apresentados nas tabelas a seguir estão corrigidos conforme metodologia já apresentada.

Para as análises de estabilidade realizadas na “Etapa 3”, serão utilizados os valores de resistência não drenada indicados na Tabela 4. Por obter um perfil contínuo de S_u , será utilizado um valor médio por metro, obtido em análise visual.

Tabela 4 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelos ensaios de palheta de campo e piezocone

Prof (m)	S _u (kPa)	
	FVT	CPTU ^[1]
7,0	1,92	2,17
8,0	6,60	5,39
9,0	11,32	7,83
10,0	14,08	7,35
11,0	12,34	9,95
12,0	11,02	10,29

[1] – Valores médios por metro

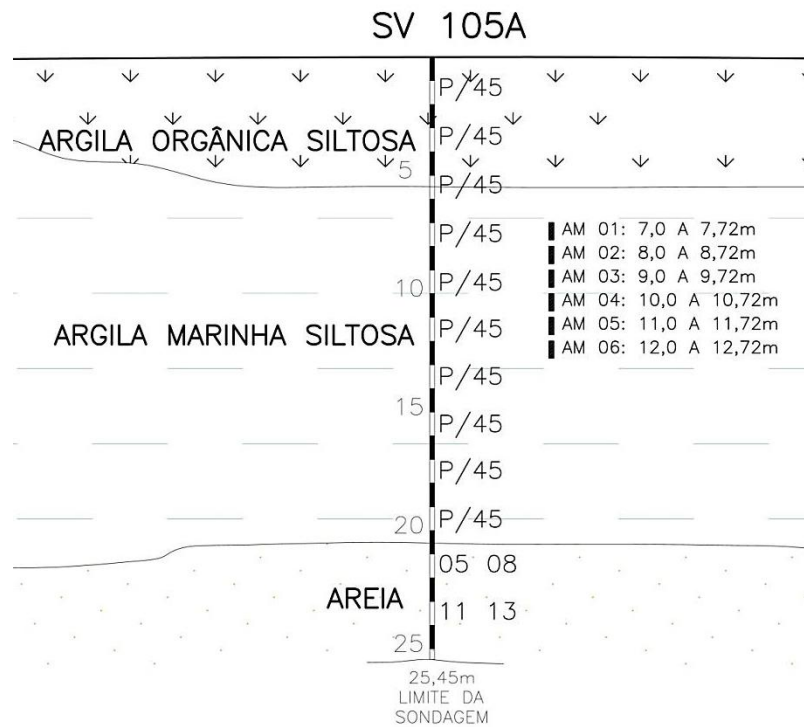
Fonte: Lemos (2014)

Nota: Dados adaptados pelo autor

Observa-se nos dados apresentados, um crescimento do valor de S_u até a profundidade de 10,0m, para FVT, quando volta a diminuir. Para o ensaio CPTU, S_u tem valores crescentes até a profundidade de 12,0 m.

A partir de amostras indeformadas coletadas com o uso de amostrador tipo “Shelby”, nas profundidades de 7,0m a 12,0m (Figura 13), em conformidade com o descrito pela ABNT NBR 9820, foram programados ensaios realizados no laboratório com o objetivo de mensurar a resistência não drenada dessas camadas. O programa de ensaios de compreendeu a realização de ensaio de cone (FCT), palheta de laboratório (LVT), compressão simples (UCT) e compressão triaxial não adensado não drenado (UUT), conforme explanado na Tabela 5.

Figura 13 - Perfil de locação das profundidades de coleta das amostras indeformadas



Fonte: Lemos (2014)

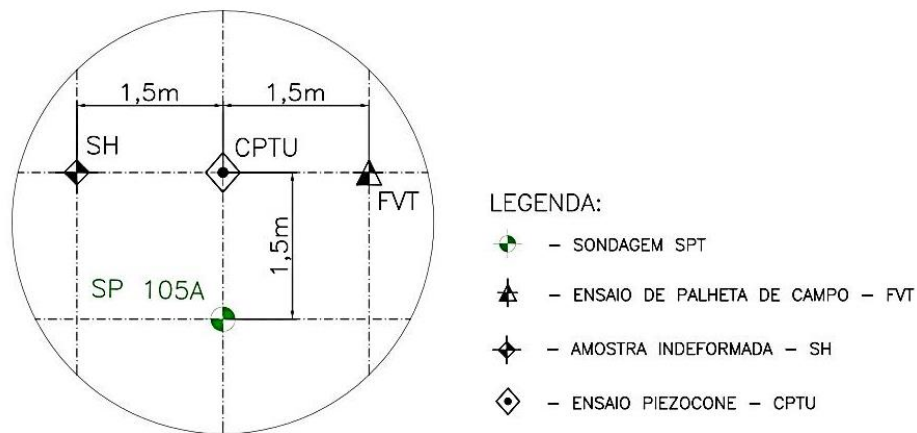
Tabela 5 - Programa de ensaios de laboratório

Ensaio	Nº de determinações		Parâmetro
	Por amostra	Total	
Cone	20	120	S_u
Palheta	2	12	S_u , S_{ur}
Triaxial	1	6	S_u
Compressão Simples	1	6	S_u
Adensamento	1	6	OCR

Fonte: Lemos (2014)

A ilha de investigação 3, que compreende os ensaios realizados em campo e o local de retirada de amostras indeformadas, foram locadas distantes cerca de 1,5m da sondagem (Figura 14).

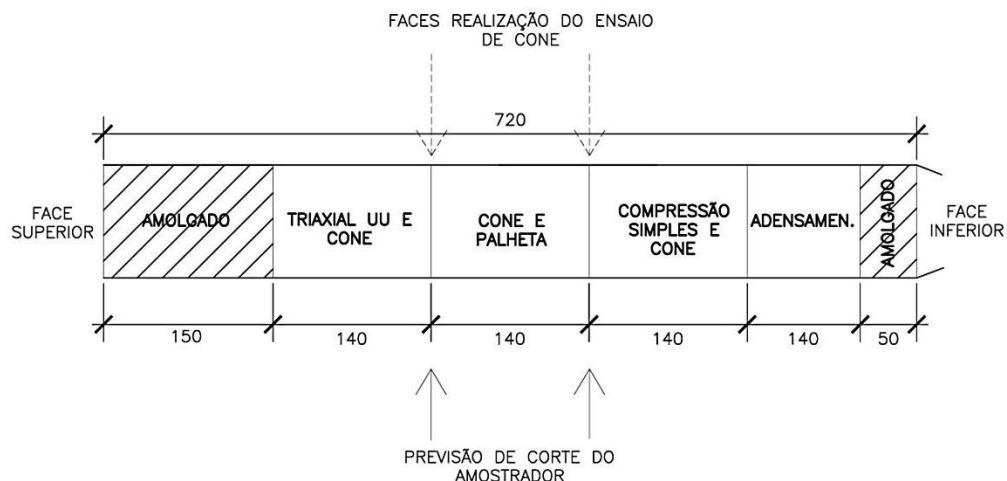
Figura 14 - Planta baixa de locação vertical de coleta das amostras indeformadas com relação aos ensaios de campo



Fonte: Lemos (2014)

Sabendo da existência de variação natural de parâmetros geotécnicos com a profundidade, os corpos de prova para realização de todos os ensaios no laboratório foram preparados a partir de um mesmo tubo amostrador, conforme plano de utilização apresentado na Figura 15.

Figura 15 - Plano de utilização das amostras



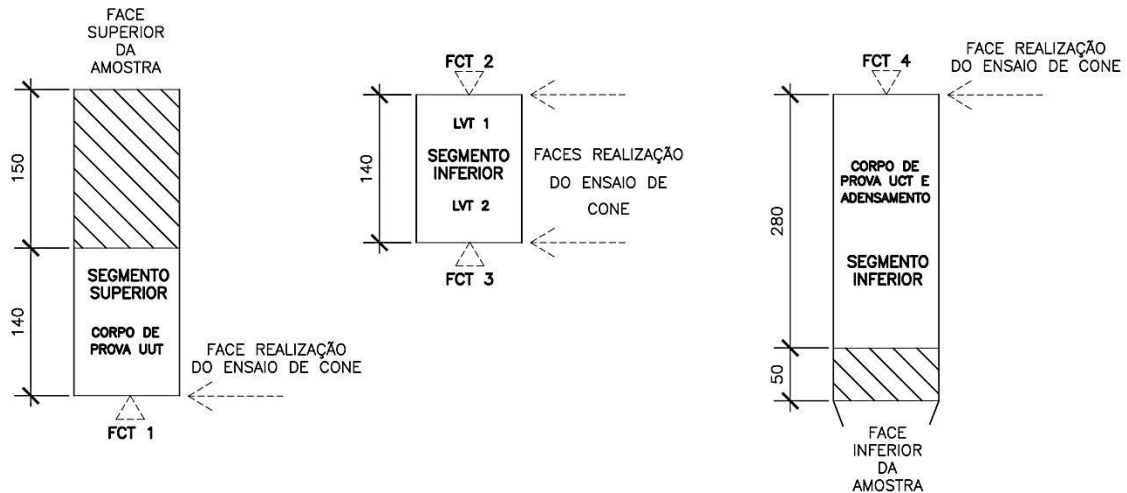
Fonte: Lemos (2014)

Os ensaios de cone de laboratório (FCT) e palheta de laboratório (LVT) foram realizados dentro do próprio tubo amostrador, visando diminuir interferência no resultado devido ao amolgamento da amostra.

O ensaio FCT visa mensurar o valor de S_u por meio da profundidade de penetração de um cone metálico que cai livremente pelo próprio peso após o contato com a superfície do solo. O ensaio foi realizado com base na norma europeia CEN ISSO/TS

17892-6, com um total de 5 determinações por face, sendo as faces indicadas na Figura 16 e a análise e exclusão de dados baseadas na norma foi realizada no tratamento de dados.

Figura 16 - Faces de realização dos ensaios de cone nos segmentos das amostras



Fonte: Lemos (2014)

Foram obtidos valores de resistência ao cisalhamento não drenada nos segmentos indicados na Figura 16 para as 6 (seis) amostras, e o valor da média aritmética para cada trecho é apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores de S_u obtidos pelo ensaio de cone de laboratório

Amostra	Prof (m)	$S_{u,médio}$ (kPa)
1	7,0 - 7,72	10,72
2	8,0 - 8,72	11,64
3	9,0 - 9,72	12,34
4	10,0 - 10,72	16,15
5	11,0 - 11,72	9,43
6	12,0 - 12,72	6,74

Fonte: Lemos(2014)

Nota: Dados adaptados pelo autor

Observa-se uma variação dos valores de S_u entre aproximadamente 6kPa e 16kPa. A CEN ISO /TS 17892-6 recomenda para os valores de resistência obtidos pelo ensaio de cone (FCT) sejam corrigidos por um fator μ relacionado ao limite de liquidez (w_L), no caso de utilização para análises de estabilidade (Equação 7). Ainda segundo a norma europeia, o valor de LL deve ser determinado pelo ensaio de cone.

$$\mu = \left(\frac{0,43}{w_L} \right)^{0,45}$$

[7]

Assim sendo, os valores corrigidos são apresentados na Tabela 7.

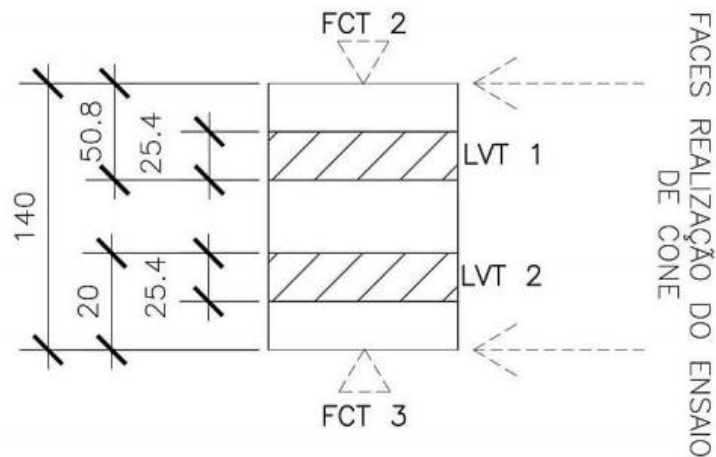
Tabela 7 - Valores de S_u obtidos pelo ensaio FCT –corrigidos pela CEN ISO 17892-6

Amostra	Prof (m)	W _L (%)	μ	$S_{u,médio}$ (kPa)
1	7,0 - 7,72	1,21	0,628	6,73
2	8,0 - 8,72	0,95	0,700	8,15
3	9,0 - 9,72	1,43	0,582	7,18
4	10,0 -10,72	1,67	0,543	8,77
5	11,0 - 11,72	0,77	0,769	7,26
6	12,0 -12,72	0,71	0,798	5,38

Fonte: Produção do próprio autor

O ensaio LVT se assemelha ao ensaio de campo, porém com dimensões reduzidas, com procedimentos adotados conforme recomendado na norma internacional ASTM D4648. Conforme plano de utilização da amostra, foi empregado o segmento do meio em ambos os lados e nas mesmas amostras onde foram realizados os ensaios de cone. A configuração da amostra para realização dos ensaios LVT são indicadas na Figura 17.

Figura 17 - Configuração da amostra para realização dos ensaios de palheta



Fonte: Lemos (2014)
Dimensões em milímetros

A partir da obtenção do torque máximo foi calculada a resistência não drenada para os segmentos meio inferior e meio superior, e em seguida obtida a média dos valores de cada segmento com a correção proposta por Bjerrum (1973), pelos motivos já mencionados. Os resultados são apresentados de maneira sintetizada na Tabela 8.

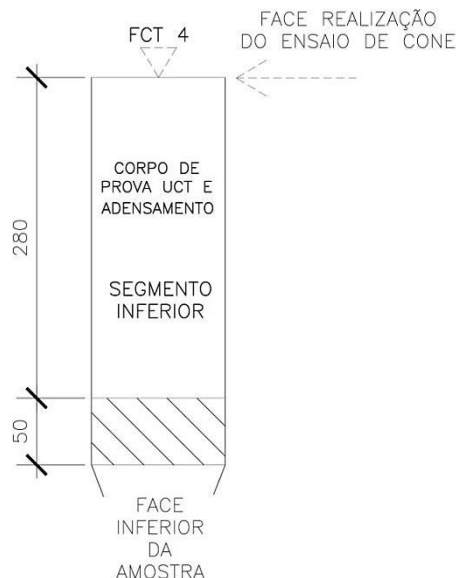
Tabela 8 - Valores médios de S_u obtidos pelo ensaio de palheta de laboratório

Amostra	Prof (m)	S_u médio (kPa)
1	7,0 - 7,72	6,31
2	8,0 - 8,72	6,86
3	9,0 - 9,72	8,38
4	10,0 - 10,72	9,98
5	11,0 - 11,72	5,61
6	12,0 - 12,72	3,91

Fonte: Lemos (2014)
Dados adaptados pelo autor

Observa-se um acompanhamento da tendência observada nos outros ensaios de crescimento do valor de S_u com a profundidade até os 10,0m, quando volta a diminuir. O ensaio de compressão simples (UCT) consiste na aplicação de um carregamento axial a uma taxa constante até sua ruptura ou até que seja atingido um determinado percentual de deformação, no estado não confinado. Os procedimentos de execução seguiram o que preconiza a norma ABNT NBR 12770, e foram realizados em uma das faces em que o ensaio FCT foi executado, onde posteriormente foram moldados os corpos de prova para ensaio UCT (Figura 10).

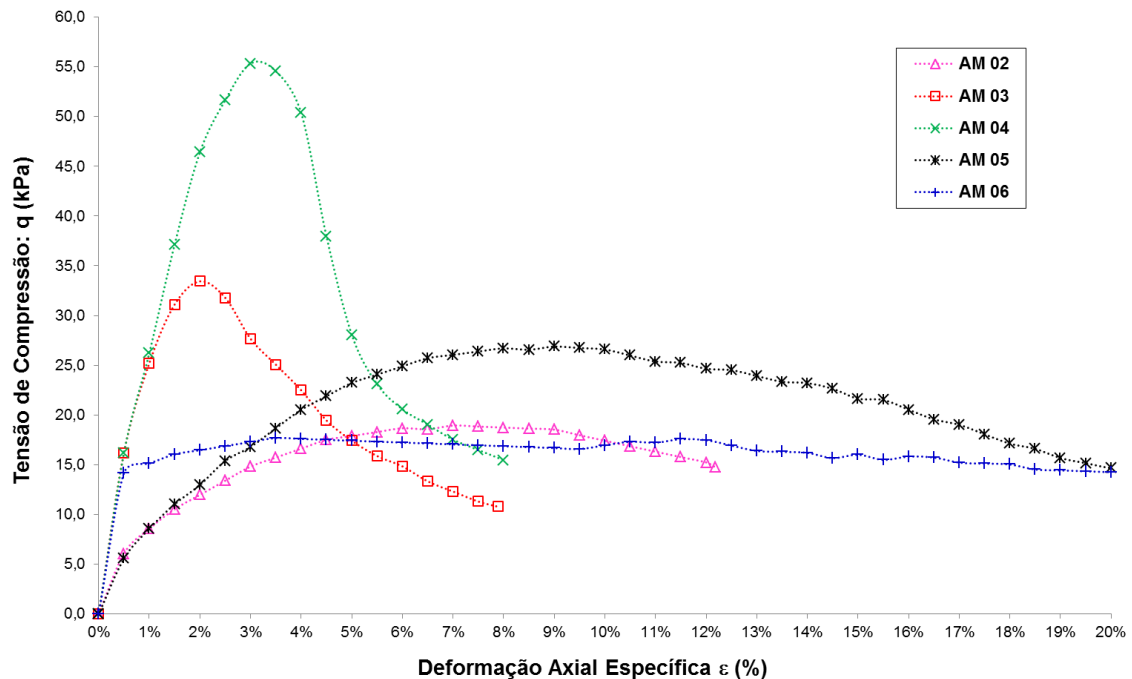
Figura 18 - Configuração da amostra para realização do ensaio de cone e corpo de prova para ensaio de compressão simples



Fonte: Lemos (2014)

Com o auxílio do gráfico de tensão de compressão versus deformação específica, foi possível obter o resultado da resistência não drenada, como sendo metade da tensão de ruptura para cada amostra. Conforme apresentado na Figura 19.

Figura 19 - Gráficos de tensão versus deformação para ensaios de compressão simples



Fonte: Lemos (2014)

É comum que argilas normalmente adensadas apresentem ruptura em torno de 6% a 9% de deformação específica, como observado nas amostras 5 e 2. Porém, as amostras 3 e 4 apresentaram um pico de resistência nítido inferiores a 4% de deformação específica, mas Lemos (2014) constatou a existência de lâminas de areia e mica na superfície de ruptura, o que pode justificar as curvas e a resistência mais elevada. A amostra 6, apesar da inexistência visível a olho nu de heterogeneidades, apresentou deformação específica menor do que 4% na ruptura, mas a amostra pode ter sido amolgada durante a preparação do corpo de prova para ensaio triaxial (planejamento inicial), posteriormente utilizado no ensaio UCT em função de problemas com a membrana.

Os valores de resistência não drenada obtidos pelos ensaios de compressão simples estão apresentados na Tabela 9, juntamente com a característica inicial dos corpos de prova no que se refere ao peso específico natural (γ_t).

Tabela 9 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio de compressão simples e valores de peso específico natural

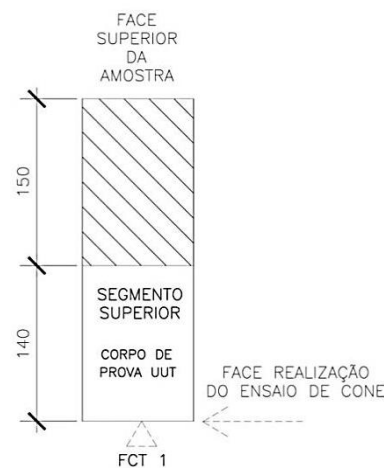
Amostra	Prof (m)	S_u (kPa)	γ_t (kN/m ³)
1	7,0 - 7,72	-	-
2	8,0 - 8,72	9,52	15,04
3	9,0 - 9,72	16,74	13,39
4	10,0 - 10,72	27,90	13,65
5	11,0 - 11,72	13,45	15,57
6	12,0 - 12,72	8,85	15,73

Fonte: Lemos (2014)
Dados adaptados pelo autor

O ensaio de compressão triaxial (UUT) consiste na aplicação, em um corpo de prova envolto por uma membrana de borracha, de dois estágios de carregamento em uma câmara triaxial. O primeiro estágio de carregamento é uma tensão confinante em todas as direções com drenagem impedida, e em seguida aplica-se o carregamento axial aumentando progressivamente até a ruptura, surgindo assim a tensão desviadora.

Os procedimentos adotados para realização do ensaio UUT foram baseados na norma ASTM D2850, e os ensaios foram realizados em um trecho onde em uma das faces das amostras foi feito o ensaio FCT (Figura 20).

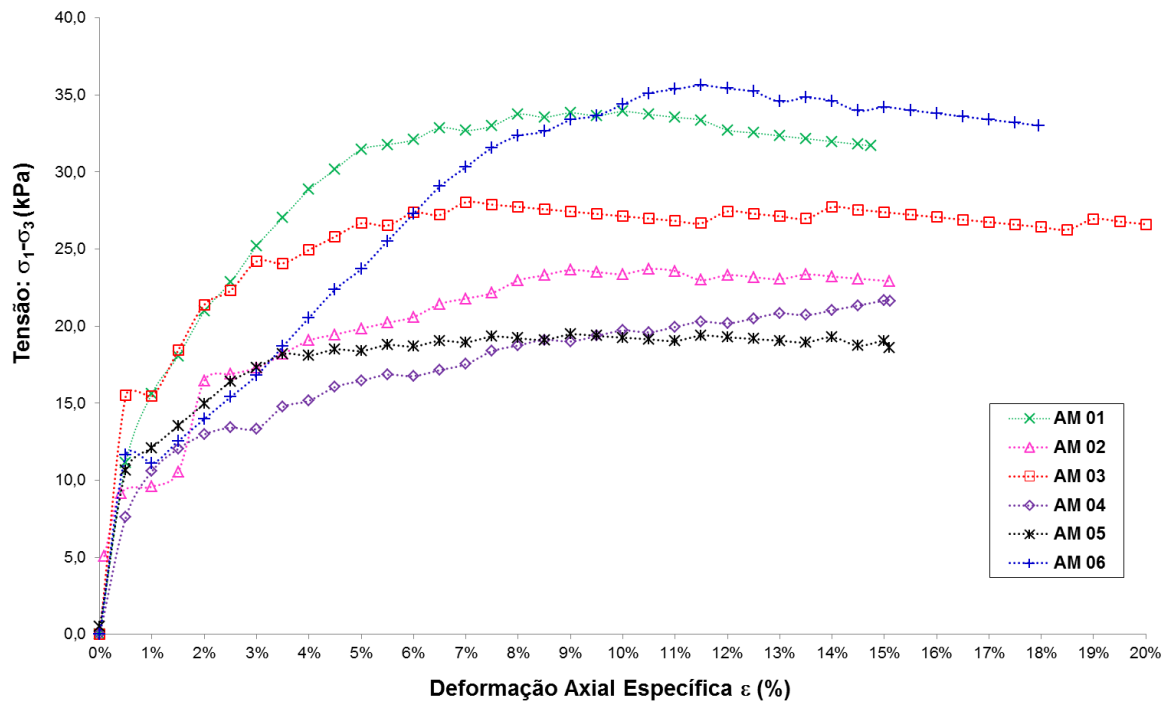
Figura 20 - Configuração da amostra para realização do ensaio de cone e corpo de prova para ensaio de compressão triaxial



Fonte: Lemos (2014)

A ruptura foi caracterizada pela redução da carga com a evolução do deslocamento, ou até que fossem atingido 15% da deformação axial específica. Os gráficos de tensão versus deformação estão apresentados na Figura 21.

Figura 21- Gráficos de tensão versus deformação para os ensaios de compressão triaxial



Os resultados de resistência não drenada por meio do ensaio UUT corresponde à metade da tensão desviadora de ruptura, e estão apresentados na Tabela 10 juntamente com os valores iniciais de peso específico natural.

Tabela 10 - Valores de resistência ao cisalhamento não drenada obtidos pelo ensaio triaxial e peso específico natural

Amostra	Prof (m)	S _u (kPa)	γ _t (kN/m ³)
1	7,0 - 7,72	16,99	14,54
2	8,0 - 8,72	11,90	15,65
3	9,0 - 9,72	14,32	14,37
4	10,0 - 10,72	10,82	13,20
5	11,0 - 11,72	9,79	15,22
6	12,0 - 12,72	17,82	15,58

Fonte: Lemos (2014)
Dados adaptados pelo autor

Os valores de S_u obtidos no ensaio UUT variaram entre aproximadamente 10kPa e 17kPa.

Com o objetivo de avaliar a da qualidade das amostras, foram feitos ensaios de adensamento edométrico conforme preconiza a ABNT NBR 12007. Foram utilizados os critérios de Lunne *et al* (1997 apud Lunne *et al*, 2006), Sandroni (2006) e Coutinho

(2007), que classificam as amostras com base na relação entre a variação do índice de vazios (Δe) e o índice de vazios inicial (e_0), conforme apresentado na Tabela 11.

Tabela 11 - Classificação de qualidade das amostras

Amostra	$\Delta e/e_0$	Classificação de Qualidade		
		Lunne et al (1997)	Sandroni (2006)	Coutinho (2007)
2	0.10	Ruim	Ruim	Ruim
3	0.07	Boa a regular	Ruim	Boa a regular
4	0.04	Boa a regular	Boa a regular	Excelente a muito boa
5	0.10	Ruim	Ruim	Ruim
6	0.18	Muito ruim	Muito ruim	Muito ruim

Fonte: Lemos (2014)

Pelos critérios utilizados as amostras 2 e 5 foram consideradas como de qualidade ruim e a amostra 6 de qualidade muito ruim. As amostras 3 e 4 foram consideradas Boa a regular por dois critérios, sendo que a amostra 4 atende aos critérios de excelente a muito boa por Coutinho (2007).

Lemos (2014) afirma de uma forma geral, os resultados de ensaios realizados em amostras de baixa qualidade tendem a subestimar os resultados de S_u , principalmente nos ensaios UCT.

Ao comparar os efeitos da qualidade da amostra, Tanaka (1994) observou que a redução é muito pequena e influencia pouco nos valores de resistência não drenada em ensaios LVT.

Foram realizados ensaios de caracterização do solo para determinação de parâmetros geotécnicos, conforme preconizam as normas ABNT NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica; ABNT NBR 6457 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização; ABNT NBR 6459 – Solo – Determinação do limite de liquidez; ABNT NBR 7180 – Solo – Determinação do limite de plasticidade; ABNT NBR 6508 – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. Os resultados estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Parâmetros de caracterização das amostras

Amostra	Profundidade (m)	w _n (%)	LL (%)	LP (%)	I _p (%)	I _L (%)	G _s (g/cm ³)	γ _t (kN/m ³)	γ _d (kN/m ³)
1	7,0 a 7,72	112	121	34	87	0,89	2,73	15,54	6,80
2	8,0 a 8,72	86	95	31	63	0,86	2,75	15,35	8,30
3	9,0 a 9,72	139	143	41	102	0,96	2,76	13,88	5,90
4	10,0 a 10,72	162	167	45	123	0,96	2,69	13,43	5,25
5	11,0 a 11,72	82	77	29	48	1,10	2,70	15,40	8,56
6	12,0 a 12,72	76	71	26	44	1,12	2,72	15,66	9,00

Fonte: Lemos (2014)

Os resultados da caracterização confirmam que as amostras são de baixa consistência, com índice de plasticidade (IP) entre 44 e 123. Observa-se também que o limite de liquidez (LL) está entre 71 e 167, demonstrando grande variabilidade vertical dos resultados.

Com a análise granulométrica foi possível classificar as amostras como argila de alta plasticidade(CH) segundo o sistema unificado de classificação dos solos (SUCS) e Ábaco de Casagrande.

Ensaio de difração de raios X foram realizados nas amostras, observando-se a presença de espécies do argilomineral caulinita e muscovita em todas as amostras, além de illita (exceto para a amostra 6).

3.3 Análise e discussão dos resultados

Lemos (2014) comparou os resultados do valor de resistência não drenada da argila marinha, nas profundidades de 7,0 a 12,0 metros, obtido pelos ensaios de campo e laboratório. As principais observações, pertinentes ao presente estudo, estão apresentadas a seguir.

Sabe-se da dificuldade de se obter amostras verdadeiramente indeformadas, quando se trata de solos de baixa consistência. Convém ressaltar porém que qualquer solo está sujeito à uma variabilidade espacial dos parâmetros geotécnicos, especialmente nas amostras estudadas, que continham pedaços de material cimentado, presença de mica, laminações de areia, conchas e valvas.

Com o objetivo de avaliar os resultados, pela forte fundamentação teórica e por fornecer um perfil contínuo de S_u, o ensaio CPTU foi usado para comparar os

valores obtidos nos ensaios de laboratório. Em geral, o valor médio da relação entre $S_{u(LAB)}/S_{u(CPTU)}$, com $S_{u(LAB)}$ para todas as determinações foi de 1,05, indicando boa concordância dos resultados, exceto para a amostra 04, que a relação foi de 1,49, pois a amostra apresentava laminações de areia e presença de mica, com grande variabilidade vertical.

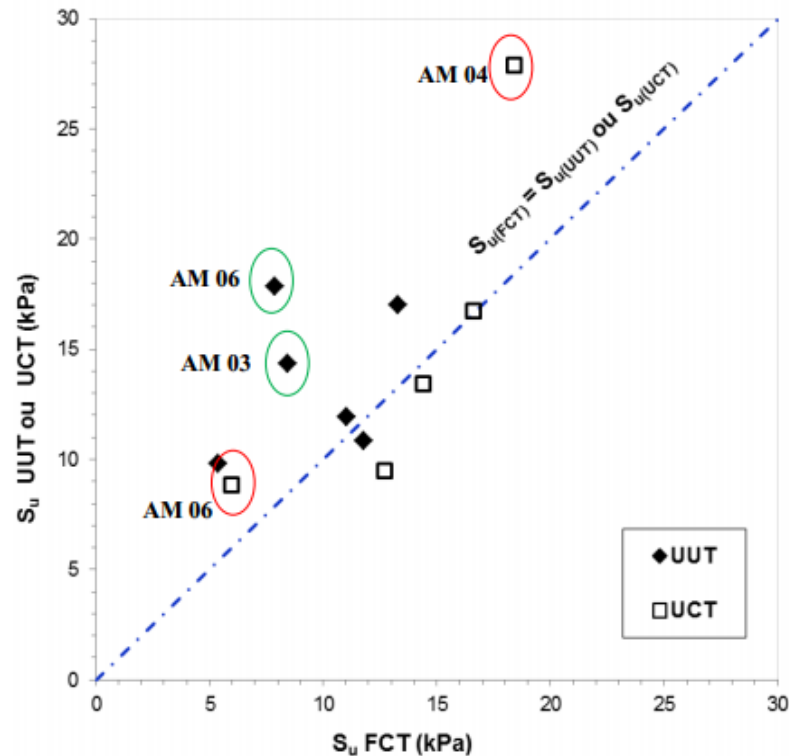
Analisando os resultados de FCT e LVT com relação ao ensaio CPTU, $S_{u(FCT)}/S_{u(CPTU)}$, com $S_{u(FCT)}$, e $S_{u(LVT)}/S_{u(CPTU)}$, com $S_{u(LVT)}$, dado pela média das determinações, as amostras 01, 02 e 03 têm uma relação próxima da igualdade, com valores ligeiramente superiores de FCT e LVT. A amostra 04, pelos motivos já mencionados, apresentou variação da ordem de 40% com relação ao ensaio CPTU. Já as amostras 05 e 06 apresentaram relação inferior a 1, comportamento esperado em profundidades maiores que 10 a 15m e em argilas de elevada sensibilidade (LARSSON *et al* 1987).

Ao se comparar os ensaios UCT e UUT com relação ao ensaio CPTU, $S_{u(UCT)}/S_{u(CPTU)}$ e $S_{u(UUT)}/S_{u(CPTU)}$, notou-se uma boa concordância dos valores, em média 60% dos resultados.

Ao comparar os valores médios dos ensaios FCT com os resultados obtidos nos ensaios UCT e UUT, excluindo as amostras 04 (variabilidade vertical) e 06, devido à problemas na membrana e possível amolgamento, pode-se observar um boa concordância dos resultados dos ensaios (Figura 16).

Não foram encontrados resultados compatíveis para as amostras 03, 05 e 06 na comparação dos ensaios UUT e FCT. As possíveis justificativas para os resultados, apresentados por Lemos (2014) referem-se a presença de materiais cimentados na amostra 03, e à realização de ensaio na amostra 06 sem membrana adequada. Não foi possível justificar a discrepância do resultado da amostra 05.

Figura 22 - Comparação resistência não drenada mensurada pelos ensaios FCT, UCT e UUT

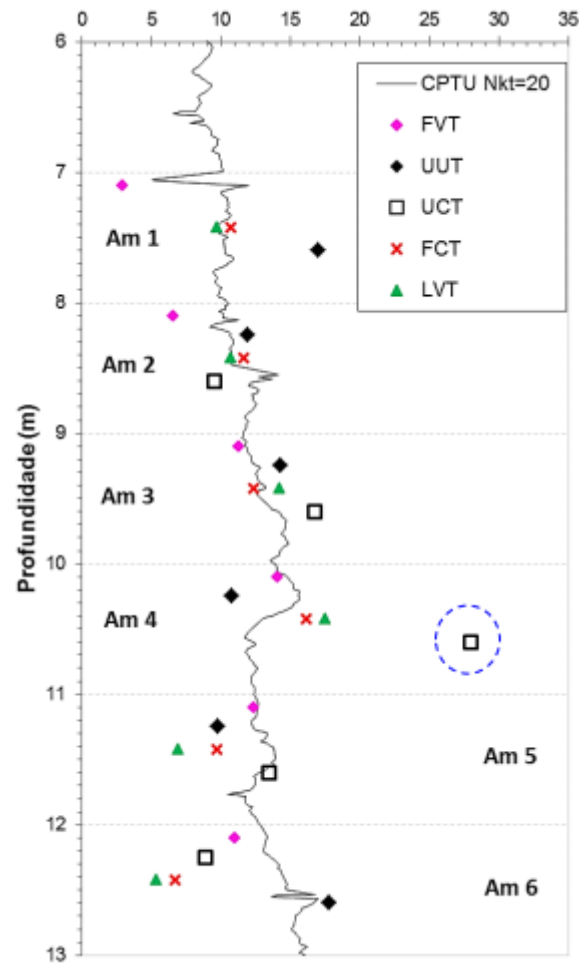


Fonte: Lemos (2014)

A identificação dos parâmetros geotécnicos, em especial a resistência ao cisalhamento não drenada foi satisfatória e com resultados compatíveis, dadas as ressalvas por variabilidade natural do solo e problemas na preparação do corpo de prova. A Figura 23 apresenta o perfil de resistência mensurado pelos ensaios de campo e laboratório, sendo os valores de $S_{u(FCT)}$ e $S_{u(LVT)}$, dados pela média das determinações em cada amostra.

Os valores de S_u variaram entre 5,0kPa e 17,0kPa, e as análises reforçam a importância da realização de múltiplas determinações para estimativa de parâmetros geotécnicos representativos.

Figura 23 - Perfil da resistência não drenada mensurada pelos ensaios de campo e de laboratório



Fonte: Lemos (2014)

4 ANÁLISES DE CONFIABILIDADE DE ATERRO EM SOLO DE BAIXA CONSISTÊNCIA

O capítulo 4 tem por objetivo apresentar o resultado das análises determinísticas e probabilísticas que simulam a construção de um aterro sobre fundação em solo mole, sem a utilização de reforço e construído em uma etapa, sobre um solo de fundação de baixa consistência estudado por Lemos (2014).

Do ponto de vista técnico, os principais problemas que envolvem a estabilidade de aterros construídos sobre solos moles estão a estabilidade logo após a construção e os recalques ao longo do tempo. Do ponto de vista construtivo, os riscos de ruptura durante a construção, pode afetar a integridade das pessoas envolvidas com as obras e provocar danos nos equipamentos e no entorno. (MASSAD, 2010).

As primeiras verificações, em uma análise determinística, foram compostas por variação dos parâmetros médios do solo de fundação, em aterro sobre solo mole com auxílio do programa Slope/W. Trata-se de um software de estabilidade de taludes comercializado pela Geostudio™, e permite analisar problemas simples a complexos para uma variedade de formas e superfícies de deslizamento.

A segunda etapa contemplou o efeito do número e do tipo de parâmetro no conceito probabilístico, por meio dos métodos de Estimativas Pontuais, Segundo Momento e Monte Carlo.

Conforme descrito no item 4.2.2, foram realizadas as correções nos valores de S_u , propostas por Bjerrum (1973), e as correções do ensaio FCT proposta pela CEN ISO/TS 17892-6 uma vez que o objetivo deste trabalho é estudar a estabilidade de um aterro.

Utilizaram-se resultados dos ensaios para obtenção de resistência não drenada, provenientes dos estudos de Lemos (2014), devidamente corrigidos, e apresentados de maneira sintetizada na Tabela 9, para as análises determinísticas e probabilísticas.

Em seu estudo, na análise e discussão dos resultados, Lemos (2014) comparou os dados obtidos nos ensaios de laboratório com os valores de CPTU e em seguida comparou os ensaios UUT e UCT com o ensaio FCT. Essas apreciações permitiram um refinamento dos dados e indicaram uma possível restrição no uso

destes, numa análise de estabilidade. Desta forma, os dados apresentados na Tabela 13 em azul, indicam dados sem restrição, e em vermelho os dados que possuem algum tipo de restrição, apresentados no item 4.2.3. Adicionalmente, é exibida a qualidade das amostras de maneira geral, estabelecida pelos critérios demonstrados em 4.2.2, para discernimento na comparação dos resultados obtidos.

Tabela 13 - Valores de S_u para os ensaios de campo e laboratório nas profundidades de 7,0m a 12,0m.

Amostra	Prof. (m)	Qualidade das amostras	S_u (kPa)					
			Campo			Laboratório		
			FVT	CPTU ⁽¹⁾	FCT ⁽¹⁾	LVT ⁽¹⁾	UCT	UUT
1	7,0	Ruim	1,92	2,17	6,73	6,31	-	16,99
2	8,0	Ruim	4,82	5,39	8,15	6,86	9,52	11,9
3	9,0	Boa a regular	6,91	7,83	7,18	8,38	16,74	14,32
4	10,0	Boa a regular	8,03	7,35	8,77	9,98	27,9	10,82
5	11,0	Ruim	10,00	9,95	7,26	5,61	13,45	9,79
6	12,0	Muito ruim	9,26	10,29	5,38	3,91	8,85	17,82

– Valores médios determinados para a profundidade de referência.

Fonte: Lemos (2014)

Dados adaptados pelo autor.

A identificação de resultados com e sem restrição busca avaliar a influência do refinamento prévio dos dados na variação do fator de segurança (FS) e na probabilidade de ruptura.

Para avaliar a influência da variação dos valores de peso específico total, utilizaram-se resultados obtidos durante as etapas de realização dos ensaios UUT e UCT, além da caracterização da amostra, conforme indicado em 4.2.2. Os resultados são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Valores de peso específico total, obtidos nas etapas dos ensaios UCT, UUT e na caracterização do solo.

Amostra	Prof (m)	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$		
		UCT	UUT	Caracterização
1	7,0	-	14,54	15,54
2	8,0	15,04	15,65	15,35
3	9,0	13,39	14,37	13,88
4	10,0	13,65	13,2	13,43
5	11,0	15,57	15,22	15,4
6	12,0	15,73	15,58	15,66

Fonte: Lemos (2014)

Dados adaptados pelo autor.

Observa-se uma pequena variação nos valores obtidos nas diferentes etapas do programa de ensaios, e um valor médio de $14,8\text{kN/m}^3$.

4.1 Características e parâmetros das análises

Com o intuito de avaliar a influência do número de amostras e o tipo de ensaio nas análises de estabilidade, foram feitas variações nos valores de resistência não drenada e de peso específico total tanto na etapa de avaliação determinística, como na probabilística.

Para determinar a altura máxima de aterro, com o auxílio do programa Slope/W, foram empregados os valores médios de S_u mensurados pelo ensaio CPTU. Corrigidos por Bjerrum (1973) e a média de todas as determinações de peso específico total (γ_t), indicados nas Tabelas 13 e 14. Os parâmetros geotécnicos utilizados para obtenção da altura de aterro são apresentados na Tabela 15. Para o novo aterro e o aterro existente, os parâmetros foram adotados utilizando como referência os valores propostos por Joupert (2007), baseados nos resultados dos ensaios SPT.

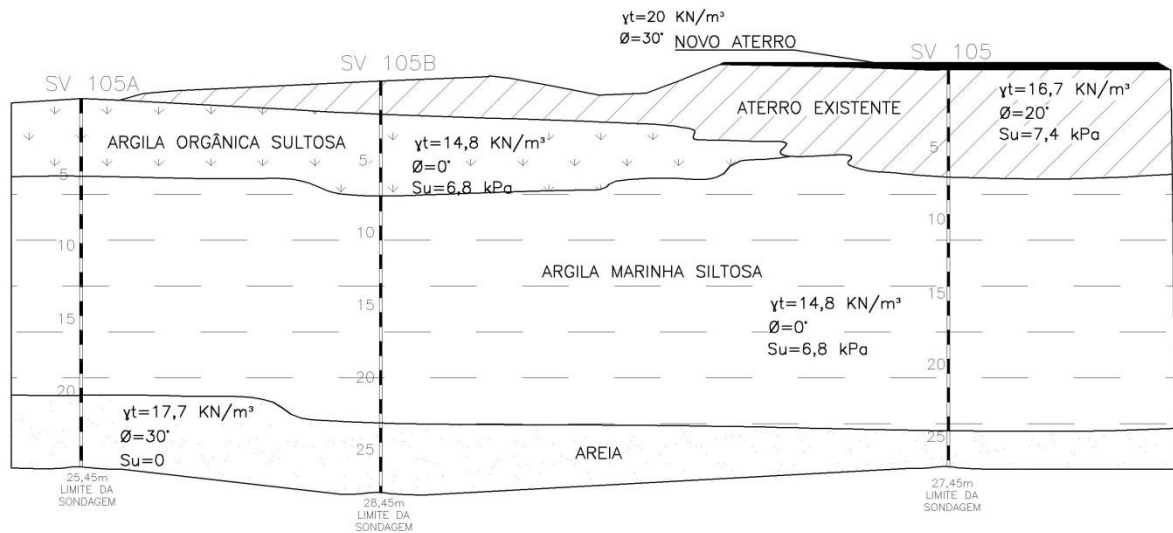
Tabela 15 - Dados de entrada na determinação da geometria padrão.

Parâmetros	Localização		
	Fundação	Aterro	Aterro existente
Descrição	Argila marinha, mole, sensível.	Areia limpa (P#200<5%)	Argila siltosa, arenosa
γ_t (kN/m ³)	14,8	20,0	16,7
S_u (kPa)	6,8	0,0	7,4
ϕ (°)	-	30,0	20
Fonte	Lemos (2014)	Jouppert (2007)	Jouppert (2007)

Fonte: Produção do próprio autor

O objetivo é encontrar uma altura de aterro com as características mencionadas na Tabela 15, obtido com o auxílio do Slope/W, para um fator de segurança igual a 1,5. O perfil analisado no software encontra-se apresentado na Figura 24.

Figura 24 – Geometria adotada na análise de estabilidade em tensões totais

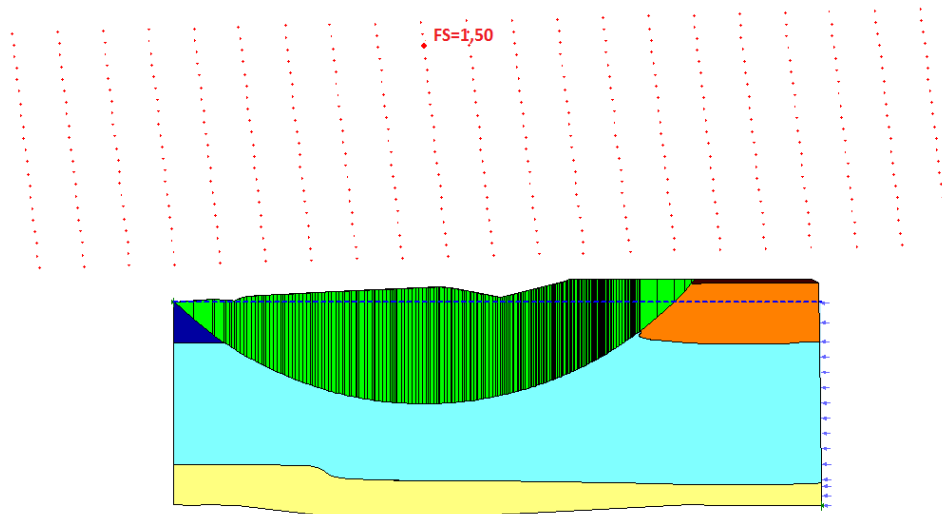


Fonte: Produção do próprio autor

A base do aterro possui extensão de 30 (trinta) metros e possui inclinação de 1(V):2(H).

Para os dados informados na Tabela 15, e para um FS=1,5, pelo método M-P, a altura crítica é de 0,50 metros (Figura 25).

Figura 25 – Determinação da altura crítica em tensões totais admitindo superfície circular – Programa Slope/W



Fonte: Produção do próprio autor

4.2 Análises determinísticas e de probabilidade

Após a obtenção dos parâmetros geométricos foi realizado um tratamento estatístico dos parâmetros geotécnicos das amostras. Buscou-se a determinação de valores dos parâmetros da população, por meio da inferência sobre o parâmetro das amostras (partes da população). Estes valores estão compilados nas Tabelas 13, 14, 15 e 16.

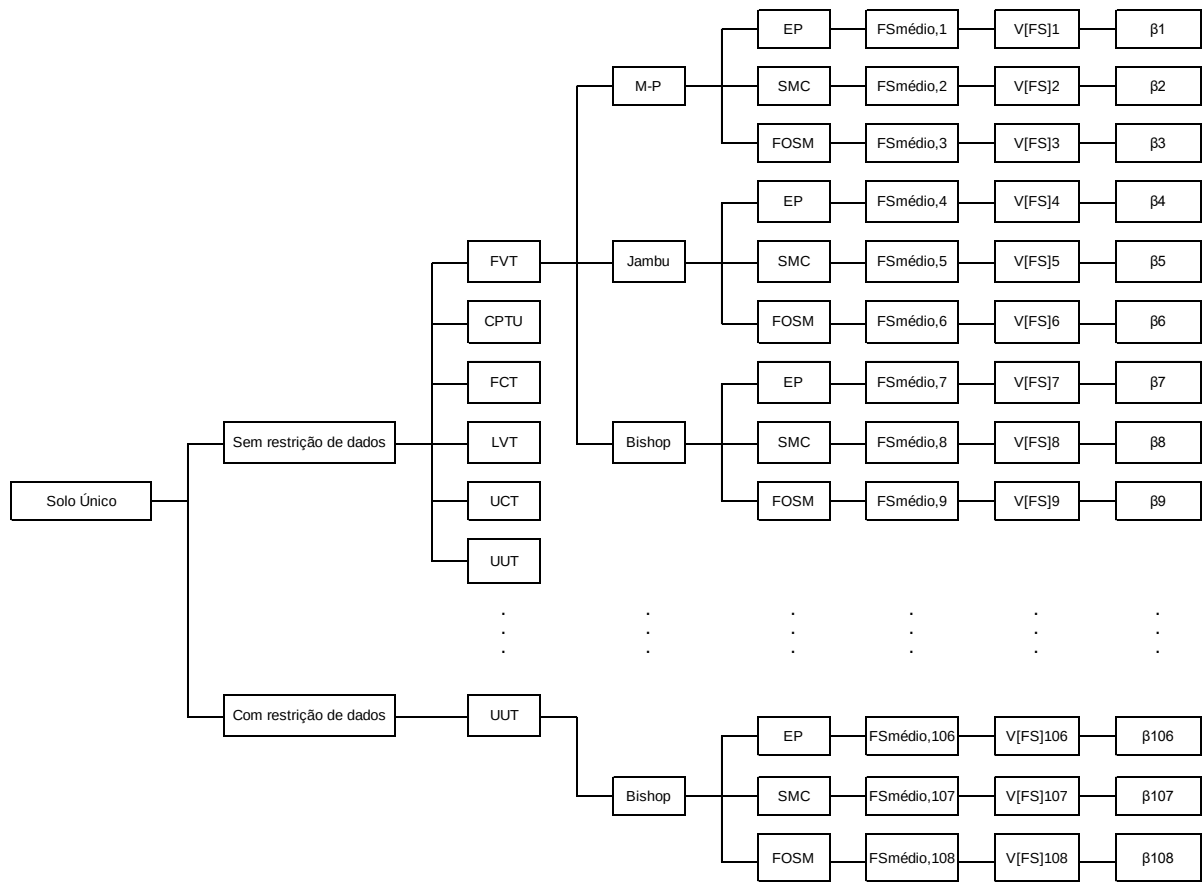
Dando prosseguimento à metodologia, foram realizadas as análises determinísticas e de probabilidade de ruptura, considerando o índice de confiabilidade relativa β .

4.2.1 Avaliação da influência da resistência não drenada

A primeira etapa avaliou a influência da variação do parâmetro de resistência não drenada (S_u) na estabilidade do aterro sobre solo mole, por meio de análises determinísticas e probabilísticas. Para tanto, o valor do peso específico adotado é a média dos valores – 14,8kN/m³, e as variações de S_u foram realizadas conforme descrito a seguir.

As primeiras análises foram feitas considerando um único solo de 7,0 a 12,0 metros (Figura 24) com variação da origem do parâmetro de resistência não drenada, ou seja, variação do tipo de ensaio, nos dados sem restrição. Em seguida foram realizadas as mesmas análises, porém com a utilização dos dados com restrição, conforme explanado no item 4.3. Ao todo foram obtidos 108 valores de índice de confiabilidade, conforme apresentado no Esquema 1.

Esquema 1 - Metodologia para obtenção de índice de confiabilidade com variação de S_u , considerando solo único.



Fonte: Produção do próprio autor

Os parâmetros de entrada destas primeiras análises estão indicados na Tabela 16.

Tabela 16 - Dados estatísticos referentes à resistência não drenada, com e sem restrição de dados para os ensaios FVT, CPTU, FCT, LVT, UCT e UUT – considerando solo único.

Su médio (kPa)								
Ensaio	Sem restrição				Com restrição			
	Valor médio	Variância	Desvio Padrão	Coeficiente de variação	Valor médio	Variância	Desvio Padrão	Coeficiente de variação
FVT	6,82	9,10	3,02	0,442	6,82	9,10	3,02	0,442
CPTU ₍₁₎	7,16	9,21	3,03	0,424	7,16	9,21	3,03	0,424
FCT ₍₁₎	7,24	1,38	1,17	0,162	7,33	0,35	0,59	0,081
LVT ₍₁₎	6,84	4,52	2,12	0,311	7,19	1,15	1,07	0,149
UCT	15,29	59,82	7,73	0,506	11,49	7,72	2,78	0,242
UUT	13,61	13,61	3,32	0,244	14,45	12,95	3,60	0,249

Fonte: Produção do próprio autor

As simulações realizadas no Slope/W pelos métodos M-P, Janbu e Bishop, obtiveram os resultados apresentados na Tabela 17. Os fatores de segurança para o método M-P e Bishop variaram entre 1,46 e 2,78. Já para o método de Janbu os valores ficaram entre 1,37 e 2,54.

Tabela 17 – Fator de segurança considerando variação de Su, solo único, e variação da origem dos dados (ensaio) com γ_t fixo - métodos determinísticos.

Ensaio		FS _{mín}		
		M-P	Janbu	Bishop
Sem restrição	FVT	1,46	1,37	1,46
	CPTU	1,46	1,37	1,46
	FCT	1,53	1,44	1,53
	LVT	1,47	1,38	1,47
	UCT	2,78	2,54	2,78
	UUT	2,52	2,32	2,54
Com restrição	FVT	1,46	1,37	1,46
	CPTU	1,46	1,37	1,46
	FCT	1,55	1,45	1,55
	LVT	1,52	1,43	1,52
	UCT	2,19	2,03	2,20
	UUT	2,65	2,43	2,65

Fonte: Produção do próprio autor

Os menores fatores de segurança encontrados foram para o ensaio FVT e os maiores para os ensaios UCT e UUT. Quantos aos métodos determinísticos os

menores valores encontrados foram por Janbu. Os resultados foram praticamente idênticos pelos métodos M-P e Bishop.

Quanto à análise de probabilidade, os valores de FS médio, bem como o índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura estão compilados nas Tabelas 18, 19 e 20.

Para os resultados apresentados pelo método M-P, quanto à origem dos dados, as maiores probabilidades de ruptura foram para os ensaios FVT e CPTU, chegando a 1:5,8. Para os métodos de análise de confiabilidade, em geral, os maiores resultados foram por FOSM, exceto para o ensaio UUT, que SMC apresentou os maiores valores.

Tabela 18 – Resultado das análises de confiabilidade variando S_u (origem dos dados), considerando solo único. (γ_t fixo=14,8kN/m³ e método determinístico: M-P)

ANÁLISE	ENSAIO	FS _{médio}			β			Pr		
		FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC
SEM RESTRIÇÃO	FVT	1,52	1,46	1,47	0,939	0,944	1,093	1: 5,8	1: 5,8	1: 7,4
	CPTU	1,57	1,51	1,52	1,088	1,056	1,208	1: 7,3	1: 6,8	1: 8,8
	FCT	1,54	1,53	1,53	1,282	2,849	3,141	1: 416,7	1: 454,5	1: 454,5
	LVT	1,52	1,46	1,47	1,379	1,372	1,533	1: 11,9	1: 11,7	1: 15,6
	UCT	2,90	2,52	2,82	1,502	1,621	1,769	1: 15,0	1: 19,0	1: 26,1
	UUT	2,63	2,52	2,52	3,001	2,978	3,449	1: 10000000,0	1: 714,3	1: 555,6
COM RESTRIÇÃO	FVT	1,52	1,46	1,47	0,939	0,944	1,093	1: 5,8	1: 5,8	1: 7,4
	CPTU	1,57	1,51	1,52	1,088	1,056	1,208	1: 7,3	1: 6,8	1: 8,8
	FCT	1,61	1,54	1,54	6,191	5,824	6,405	1: 1000000028,3	1: 100000,0	1: 10000000000,0
	LVT	1,58	1,52	1,52	3,131	3,065	3,383	1: 1111,1	1: 909,1	1: 555,6
	UCT	2,28	2,19	2,20	2,804	2,776	3,060	1: 384,6	1: 370,4	1: 500,0
	UUT	2,76	2,65	2,65	2,995	2,985	3,292	1: 714,3	1: 714,3	1: 625,0

Fonte: Produção do próprio autor

Tabela 19 – Resultado das análises de confiabilidade variando S_u (origem dos dados), considerando solo único. (γ_t fixo=14,8kN/m³ e método determinístico: Janbu)

ANÁLISE	ENSAIO	FS _{médio}			β			Pr		
		FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC
SEM RESTRIÇÃO	FVT	1,42	1,37	1,38	0,843	0,852	1,007	1: 5,0	1: 5,1	1: 6,5
	CPTU	1,47	1,42	1,43	0,999	0,963	1,126	1: 6,3	1: 5,9	1: 7,9
	FCT	1,53	1,44	1,44	36,351	2,616	2,946	1: 222,2	1: 222,2	1: 357,1
	LVT	1,43	1,38	1,38	1,245	1,241	1,418	1: 9,5	1: 9,3	1: 12,2
	UCT	2,65	2,33	2,58	1,475	1,567	1,767	1: 14,1	1: 16,8	1: 25,9
	UUT	2,41	2,31	2,32	2,917	2,911	3,433	1: 555,6	1: 555,6	1: 555,6
COM RESTRIÇÃO	FVT	1,42	1,37	1,38	0,843	0,852	1,007	1: 5,0	1: 5,1	1: 6,5
	CPTU	1,47	1,42	1,43	0,999	0,963	1,126	1: 6,3	1: 5,9	1: 7,9
	FCT	1,55	1,45	1,45	96,402	5,371	6,027	1: 1000022122209,5	1: 1000000,0	1: 100000000,0
	LVT	1,48	1,43	1,43	2,877	2,803	3,169	1: 500,0	1: 384,6	1: 454,5
	UCT	2,10	2,02	2,03	2,716	2,690	3,024	1: 303,0	1: 277,8	1: 416,6
	UUT	2,53	2,43	2,43	2,926	2,914	3,284	1: 588,2	1: 555,6	1: 625,0

Fonte: Produção do próprio autor

Tabela 20 – Resultado das análises de confiabilidade variando S_u (origem dos dados), considerando solo único. (γ_t fixo=14,8kN/m³ e método determinístico: Bishop)

ANÁLISE	ENSAIO	FS _{médio}			β			Pr		
		FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC
SEM RESTRIÇÃO	FVT	1,52	1,46	1,47	0,941	0,946	1,092	1: 5,8	1: 5,8	1: 7,4
	CPTU	1,57	1,51	1,52	1,092	1,056	1,207	1: 7,3	1: 6,9	1: 8,8
	FCT	1,54	1,53	1,53	1,270	2,860	3,145	1: 434,8	1: 416,7	1: 454,5
	LVT	1,52	1,47	1,47	1,385	1,375	1,535	1: 12,2	1: 11,7	1: 15,7
	UCT	2,90	2,52	2,82	1,506	1,623	1,766	1: 15,3	1: 19,0	1: 25,7
	UUT	2,64	2,52	2,53	3,292	2,982	3,452	1: 2000,0	1: 714,3	1: 555,6
COM RESTRIÇÃO	FVT	1,52	1,46	1,47	0,941	0,946	1,092	1: 5,8	1: 5,8	1: 7,4
	CPTU	1,57	1,48	1,52	1,092	1,059	1,207	1: 7,3	1: 6,9	1: 8,8
	FCT	2,21	1,55	1,55	8,099	5,845	6,415	1: 1000000028,3	1: 100000,0	1: 10000000,0
	LVT	1,58	1,52	1,52	3,110	3,065	3,388	1: 1111,1	1: 909,1	1: 555,6
	UCT	2,29	2,19	2,20	2,811	2,777	3,062	1: 400,0	1: 370,4	1: 500,0
	UUT	2,76	2,65	2,65	3,016	2,989	3,294	1: 769,2	1: 714,3	1: 625,0

Fonte: Produção do próprio autor

Para os resultados apresentados pelo método Bishop, quanto à origem dos dados, os valores e conclusões se assemelham aos resultados obtidos por M-P.

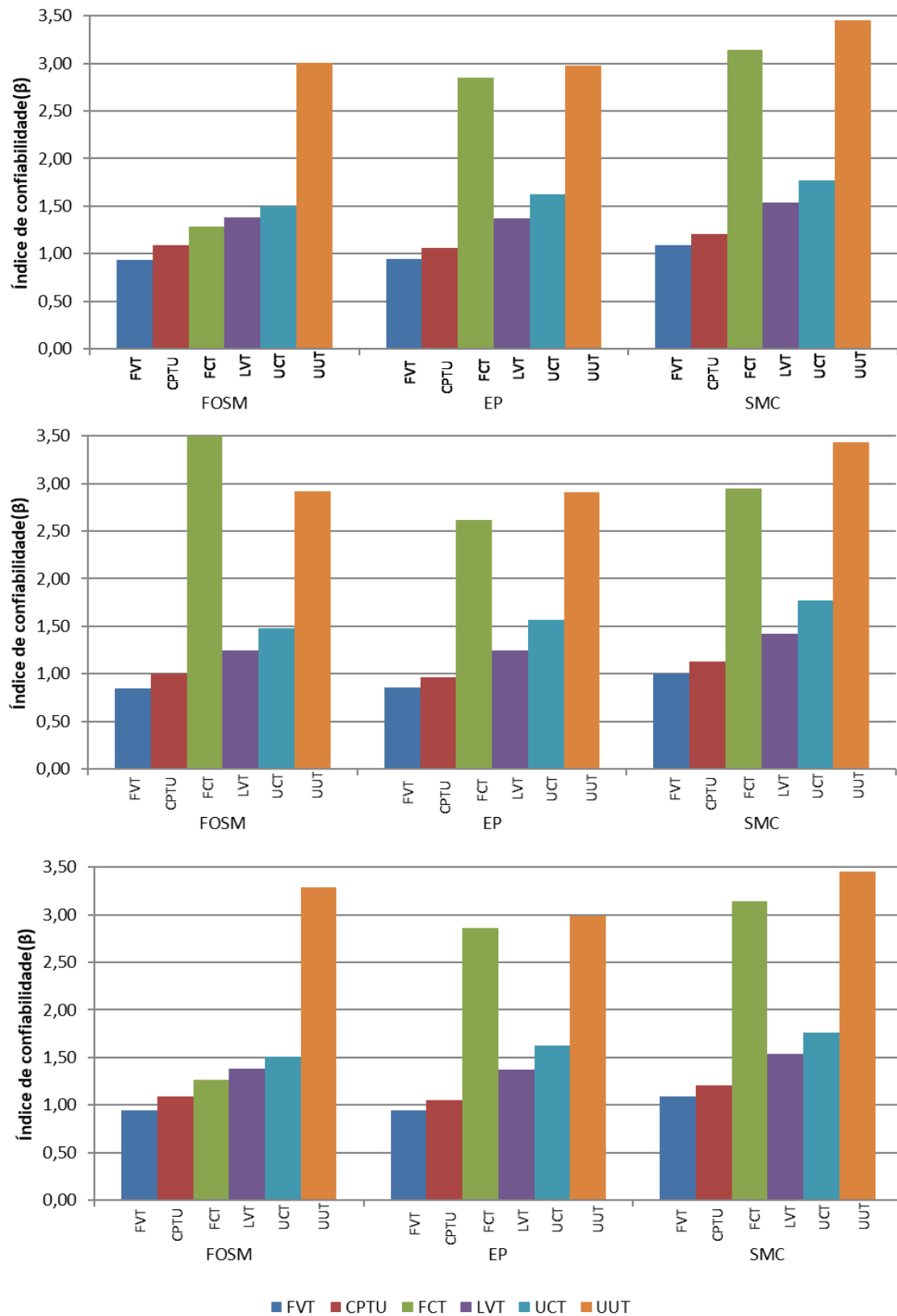
Para verificar variação do índice de confiabilidade com a origem dos ensaios e com o método determinístico, no Gráfico 1 é demonstrado o comparativo dos resultados num gráfico de barras, para o caso sem restrição dos dados.

Para todos os casos, observa-se uma maior confiabilidade para os ensaios FCT e UUT, sendo os maiores valores para SMC e para o método determinístico de Bishop.

Semelhantemente ao Gráfico 1, porém com restrição no uso dos dados, o Gráfico 2 apresenta um aumento do índice de confiabilidade para os ensaios de laboratório.

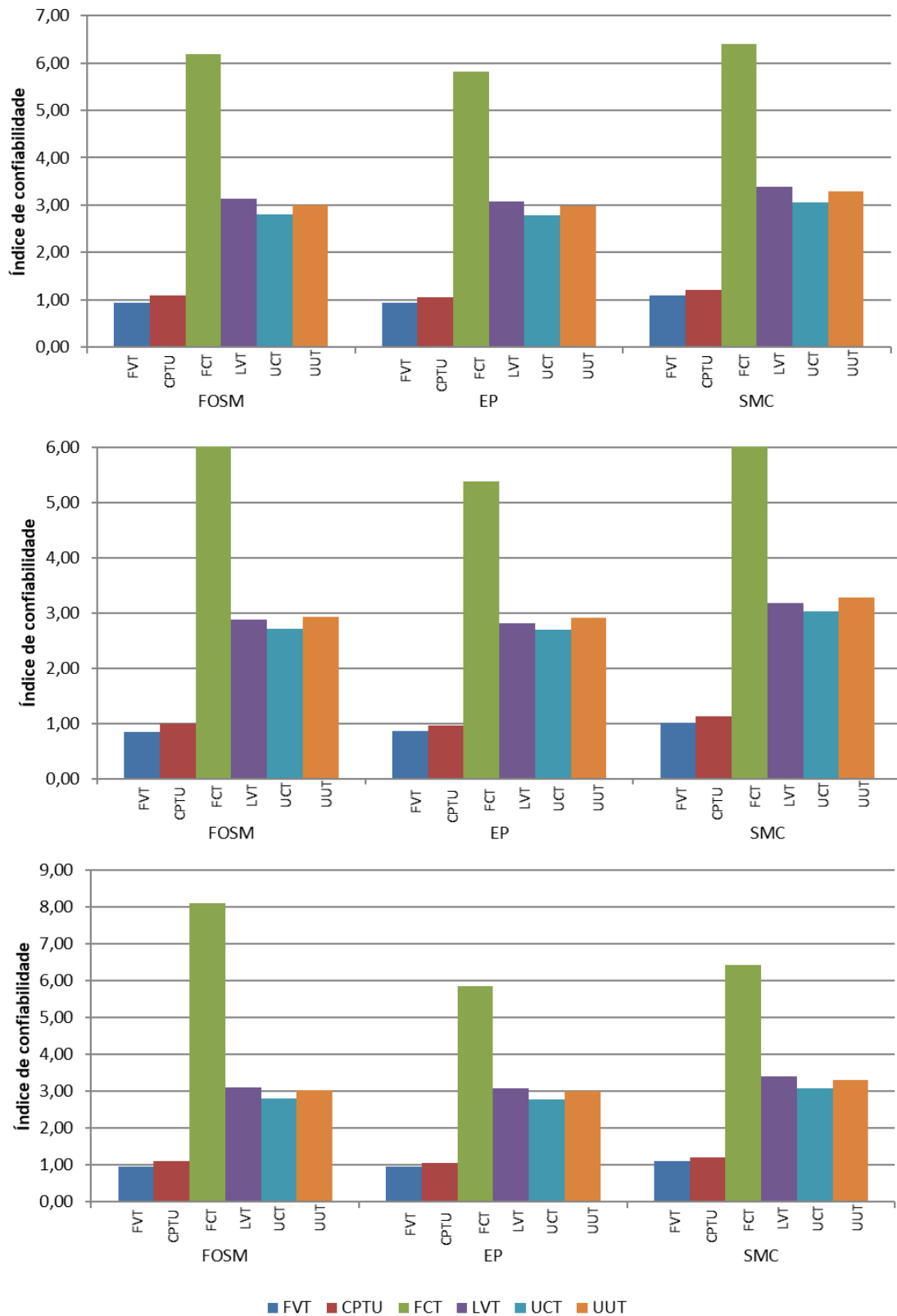
Nota-se ampliação dos valores principalmente para o ensaio FCT.

Gráfico 1 - Índice de confiabilidade considerando solo único e peso específico total fixo (14,80 kN/m³), para diferentes ensaios. Dados sem restrição de uso.



Fonte: Produção do próprio autor

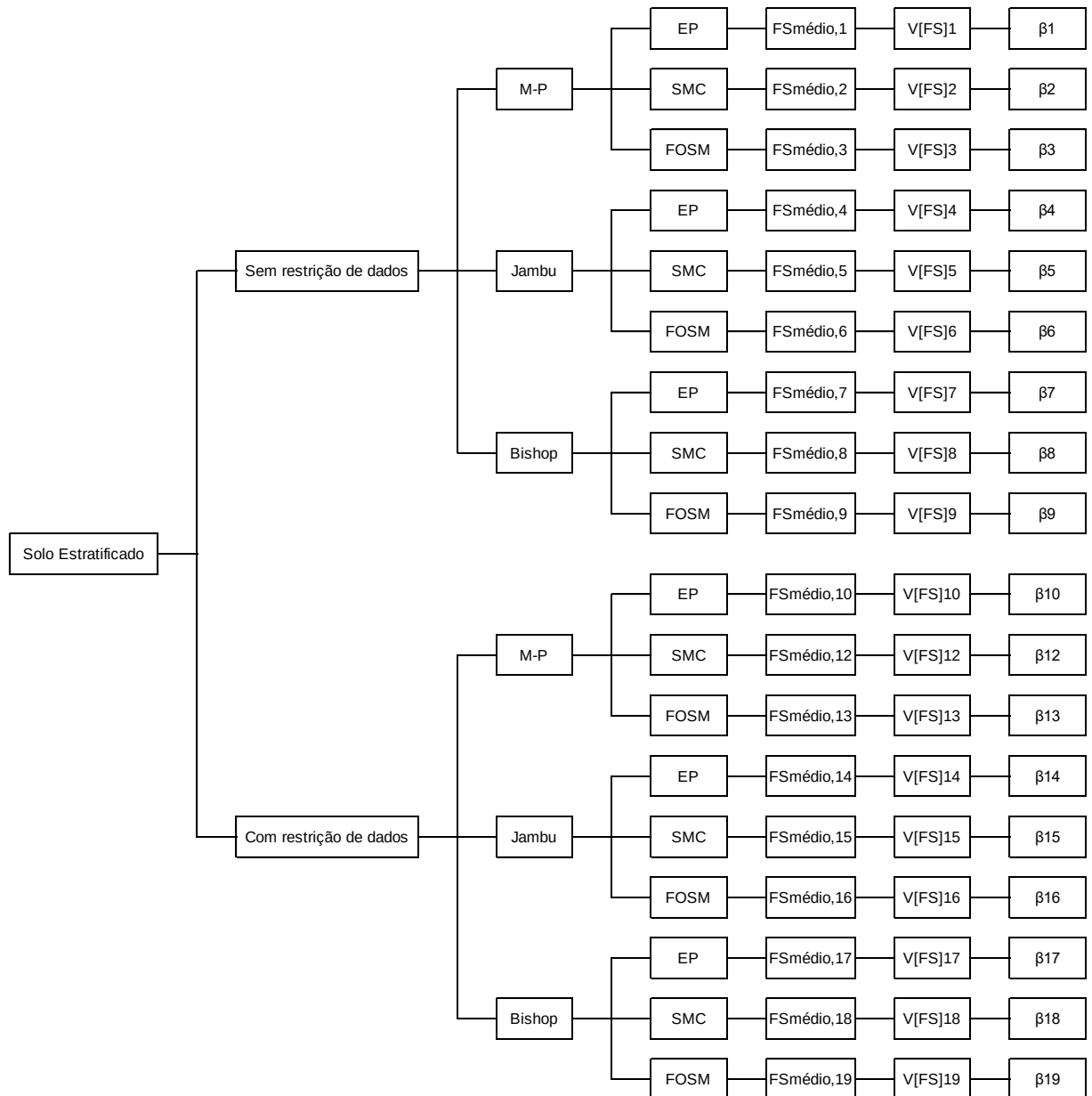
Gráfico 2 - Índice de confiabilidade considerando solo único e peso específico total fixo (14,80 kN/m³), para diferentes ensaios. Dados com restrição de uso.



Fonte: Produção do próprio autor

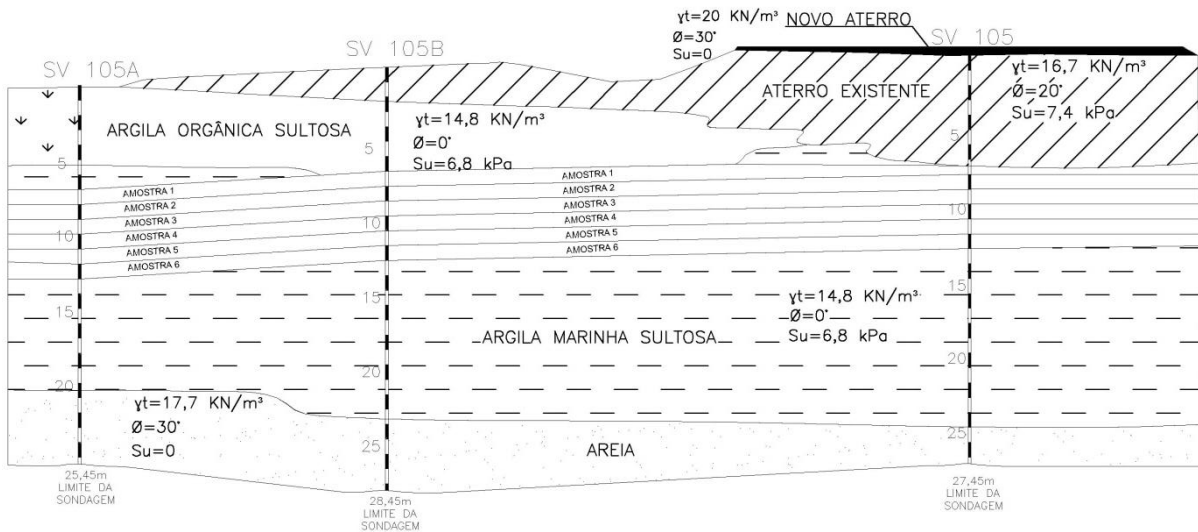
A próxima variação dos valores de S_u levam em consideração a variação vertical das amostras (Figura 26), e a análise feita por metro, variando os valores encontrados em cada ensaio, com e sem restrição dos dados, conforme indicado no Esquema 2, totalizando 19 valores para índice de confiabilidade.

Esquema 2 - Metodologia para obtenção de índice de confiabilidade com variação de S_u , considerando solo estratificado.



Fonte: Produção do próprio autor

Figura 26- Perfil de análise por metro



Fonte: Produção do próprio autor

Ao todo foram realizadas duas análises que permitiram avaliar a variação do FS e probabilidade de ruptura com a utilização de todos os dados dos ensaios. Os parâmetros geotécnicos desta análise estão demonstrados na Tabela 17.

Tabela 21 - Dados estatísticos referentes à resistência não drenada, com e sem restrição de dados para todos os ensaios, considerando valores por metro.

Amostr	Prof (m)	Su (kPa)							
		Sem restrição				Com restrição			
		Valor médio	Variância	Desvio Padrão	Coefficiente de variação	Valor médio	Variância	Desvio Padrão	Coefficiente de variação
1	7,0	6,8	37,3	6,1	0,895	6,8	37,3	6,1	0,895
2	8,0	7,8	7,1	2,7	0,342	7,8	7,1	2,7	0,342
3	9,0	10,2	17,7	4,2	0,412	7,6	0,4	0,7	0,087
4	10,0	12,1	61,2	7,8	0,644	7,7	0,2	0,5	0,062
5	11,0	9,3	7,2	2,7	0,288	10,2	6,4	2,5	0,250
6	12,0	9,3	23,6	4,9	0,525	9,8	0,5	0,7	0,075

Fonte: Produção do próprio autor

As simulações realizadas no Slope/W pelos métodos M-P, Janbu e Bishop, obtiveram os resultados apresentados na Tabela 22. Os fatores de segurança para o método M-P e Bishop variaram entre 1,34 e 1,38. Já para o método de Janbu os valores ficaram entre 1,33 e 1,29.

Tabela 22 – Fator de segurança considerando variação de S_u por metro, e todos os ensaios, com γ_t fixo - métodos determinísticos.

Dados / análise	FS _{mín}		
	M-P	Jambu	Bishop
Sem restrição	1,38	1,33	1,38
Com restrição	1,34	1,29	1,34

Fonte: Produção do próprio autor

Quanto à análise de probabilidade, os valores de FS médio, bem como o índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura estão compilados na Tabela 23.

Tabela 23 - Resultado das análises de confiabilidade variando S_u , considerando valores médios de todos os ensaios por metro, e γ_t fixo=14,8kN/m³

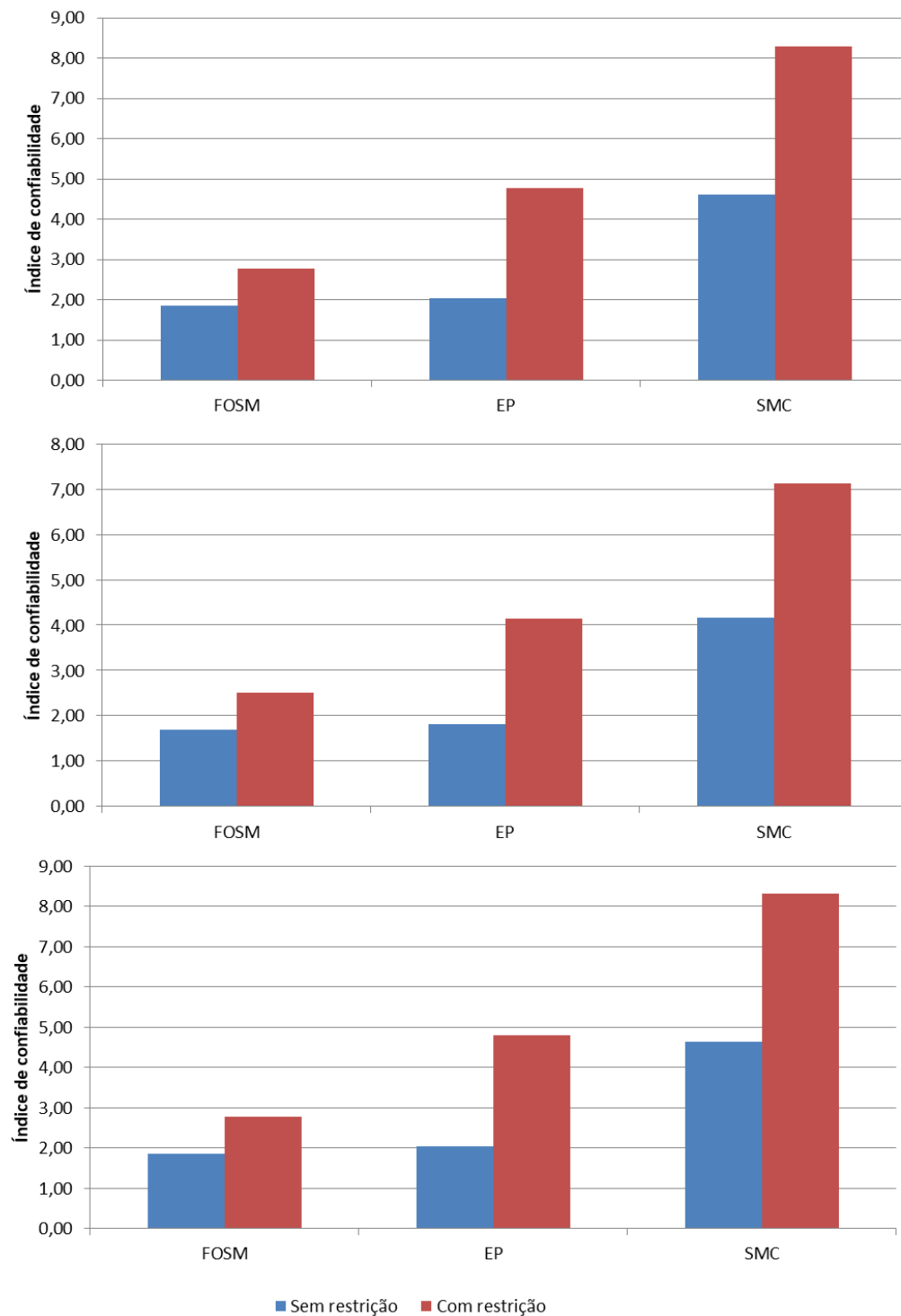
Método	Restrição	FS _{médio}			β			P_r		
		FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC
M-P	SIM	1,40	1,38	1,38	1,866	2,038	4,636	1:31,1	1:48,3	1:1000000
	NÃO	1,36	1,34	1,34	2,765	4,775	8,294	1:344,83	1:100000	1:1000000
Jambu	SIM	1,35	1,32	1,33	1,655	1,810	4,171	1:22,0	1:28,5	1:1000000
	NÃO	1,31	1,29	1,29	2,524	4,151	7,134	1:161,29	1:100000	1:1000000
Bishop	SIM	1,40	1,38	1,38	1,871	2,035	4,631	1:32,6	1:47,2	1:1000000
	NÃO	1,36	1,34	1,34	2,773	4,789	8,316	1:384,62	1:100000	1:1000000

Fonte: Produção do próprio autor

Para os resultados apresentados, variando o valor de S_u por metro, a maior probabilidade de ruptura está relacionada à análise determinística por Jambu e método de probabilidade FOSM, chegando 1:22. Para os métodos de SMC a probabilidade de ruptura é 1:1000000.

Um comparativo entre os índices de confiabilidade, apresentados na Tabela 19, é demonstrado no Gráfico 3. Os dados com restrição de uso, como esperado, apresentam maior confiabilidade, bem como a análise por SMC.

Gráfico 3 - Índice de confiabilidade considerando solo estratificado e peso específico total fixo (14,80 kN/m³), para diferentes ensaios. Dados com e sem restrição de uso.



Fonte: Produção do próprio autor

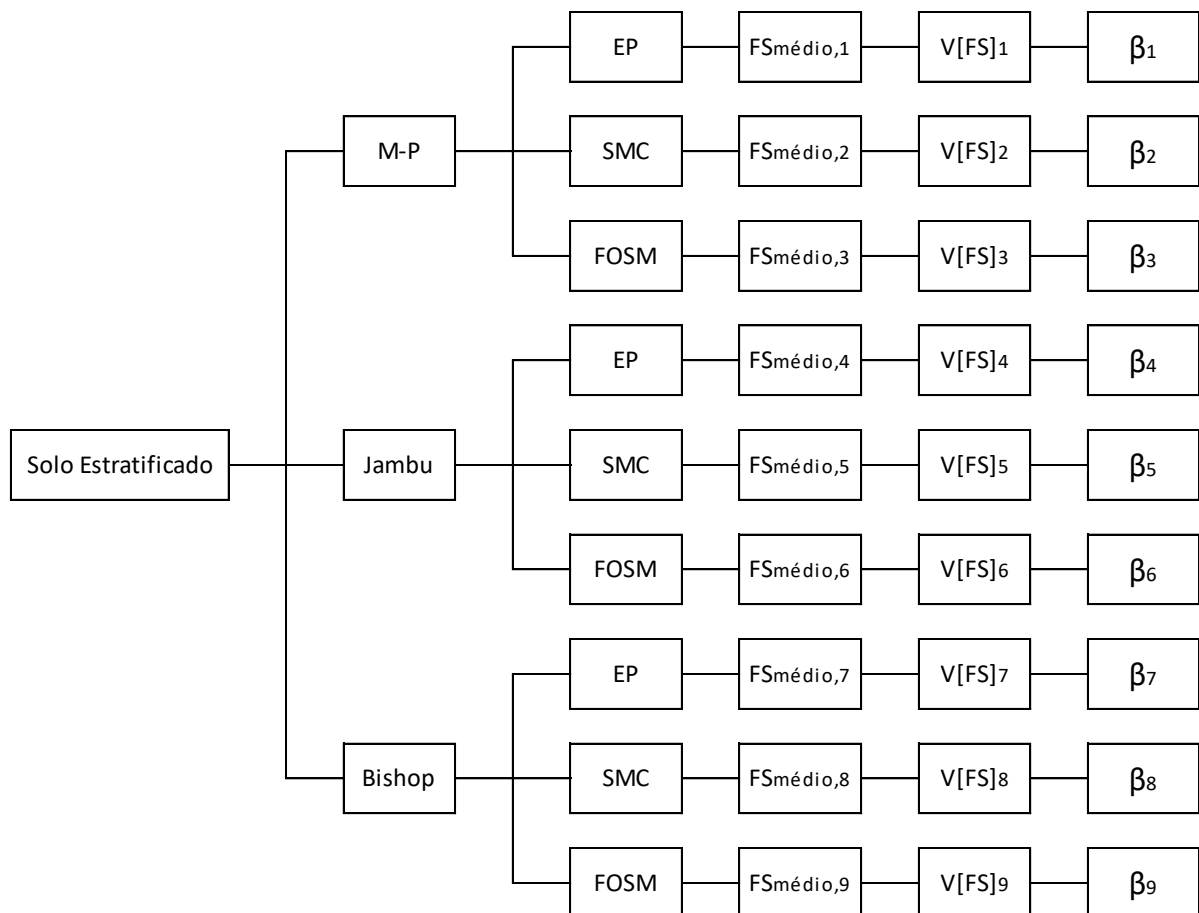
4.2.2 Avaliação da influência do peso específico

A terceira etapa verificará a influência da variação do peso específico total do solo de fundação nas análises de estabilidade. Para tanto foram utilizados os dados apresentados na Tabela 24, mantendo o valor de S_u igual a 6,8 kPa constante com a profundidade, que é a média das determinações no ensaio CPTU, com correção.

Nesta etapa, primeiramente será analisada a variação dos valores por metro (por amostra), para estudar a variação do FS com a variabilidade vertical do parâmetro (Figura 26).

Ao todo, foram obtidos 9 valores para o índice de confiabilidade (Esquema 3).

Esquema 3 - Metodologia para obtenção de índice de confiabilidade com variação de Y_t , considerando solo estratificado.



Fonte: Produção do próprio autor

Tabela 24 - Dados estatísticos referentes ao peso específico total, para todos os ensaios, considerando valores por metro.

Amostra	Prof (m)	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$ - todos os ensaios			
		Valor médio	Variância	Desvio Padrão	Coefficiente de variação
1	7,0 - 7,72	15,04	0,500	0,707	0,0470
2	8,0 - 8,72	15,35	0,093	0,305	0,0199
3	9,0 - 9,72	13,88	0,240	0,490	0,0353
4	10,0 - 10,72	13,43	0,051	0,225	0,0168
5	11,0 - 11,72	15,40	0,031	0,175	0,0114
6	12,0 - 12,72	15,66	0,006	0,075	0,0048

Fonte: Produção do próprio autor

Determinou-se o FS com o auxílio do Slope/W, e o menor FS se deu por Janbu, com o valor de 1,23. Pelos métodos de M-P e Bishop o valor encontrado foi de 1,28.

Para as análises de confiabilidade, considerando também o uso da Tabela 24, as probabilidades de ruptura apresentam-se baixas para qualquer método, com o valor de 1:1000000 conforme observado na Tabela 25.

Um comparativo entre os índices de confiabilidade dos métodos é visualizado no Gráfico 4. Nota-se que para qualquer método de probabilidade, quando se calcula a probabilidade por SMC, obtêm-se maiores valores de confiabilidade.

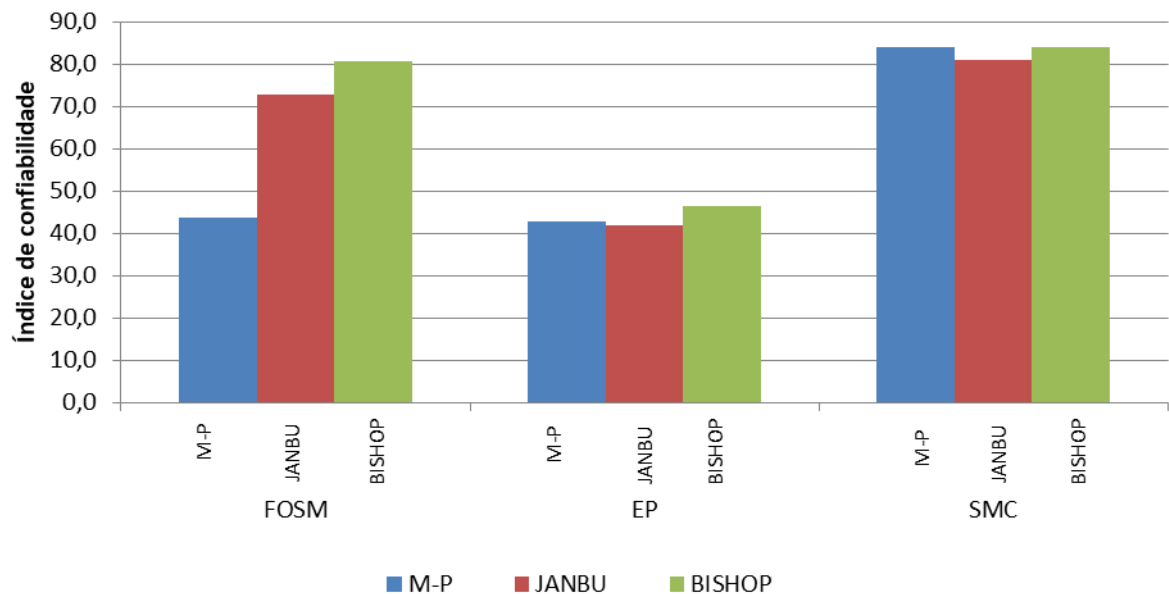
Ademais, quando se compara entre os métodos determinísticos, maiores valores são observados por Bishop.

Tabela 25 - Resultado das análises de confiabilidade variando γ_t , considerando valores médios de todos os ensaios por metro, e S_u fixo=6,8 kPa

MÉTODO DETERMINÍSTICO	FS_{médio}			β			P_r		
	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC
M-P	1,27	1,28	1,28	43,596	42,692	84,056	1: 1000000	1: 10000000	1: 10000000
JANBU	1,23	1,23	1,23	72,712	41,909	81,047	1: 10000000	1: 10000000	1: 10000000
BISHOP	1,27	1,28	1,28	80,775	46,333	84,034	1: 1000000	1: 10000000	1: 10000000

Fonte: Produção do próprio autor

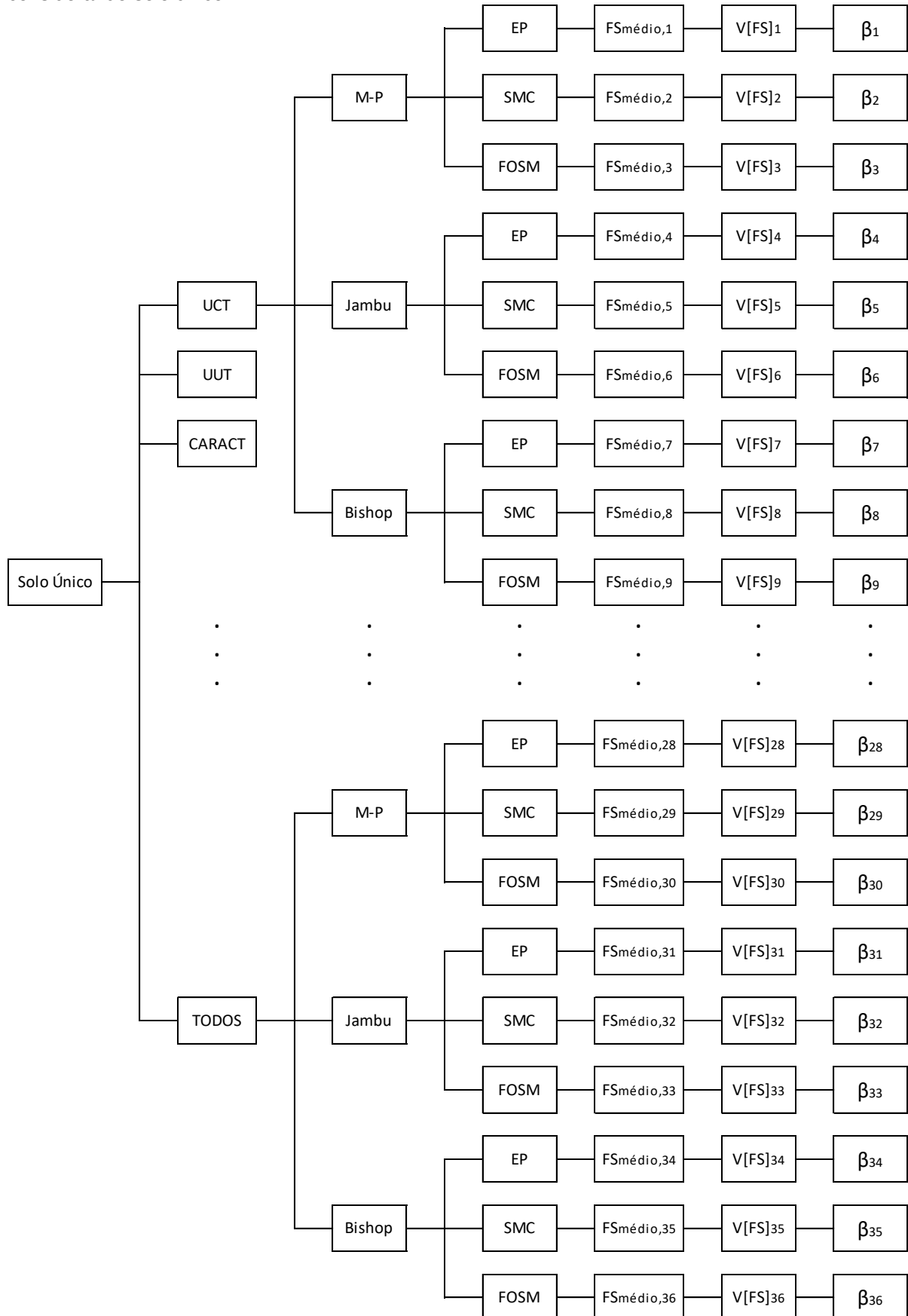
Gráfico 4 - Índice de confiabilidade considerando solo estratificado e S_u fixo (6,80 kPa), para todos os ensaios.



Fonte: Produção do próprio autor

Em seguida investiga-se a variação do FS e da probabilidade de ruptura com a utilização de todos os valores de peso específico total, por ensaio, considerando um solo único de 7,0 a 12,0 metros (Figura 24). Um total de 4 análises variando a origem do ensaio (UCT, UUT e caracterização) e média de todos os resultados por metro. A metodologia é apresentada no Esquema 4. Ao todo foram obtidos 36 valores de índice de confiabilidade para esta etapa.

Esquema 4 - Metodologia para obtenção de índice de confiabilidade com variação de Y_t , considerando solo único.



Fonte: Produção do próprio autor

Os dados de entrada para a análise estão apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 - Dados estatísticos referentes ao peso específico total, para os ensaios UCT, UUT, caracterização, e todos os ensaios juntos- considerando solo único

Ensaio	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$			
	Sem restrição			
	Valor médio	Variância	Desvio Padrão	Coefficiente de variação
UCT	14,68	1,19	1,09	0,074
UUT	14,76	0,86	0,93	0,063
CARACTERIZAÇÃO	14,88	0,93	0,96	0,065
TODOS OS ENSAIOS	14,78	0,86	0,93	0,063

Fonte: Produção do próprio autor

Com os dados apresentados na Tabela 26, as simulações realizadas obtiveram como resultado FS que variaram entre 1,36, para ensaio UCT e pelo método Janbu, e 1,47 para Bishop e M-P no ensaio de caracterização (Tabela 27).

Tabela 27 - Fator de segurança considerando variação de γ_t , solo único, e variação da origem dos dados (ensaio) com S_u fixo - métodos determinísticos.

Ensaio	$FS_{\text{mín}}$		
	M-P	Janbu	Bishop
UCT	1,45	1,36	1,45
UUT	1,46	1,37	1,46
Caracterização	1,47	1,38	1,47
Todos os ensaios	1,46	1,37	1,46

Fonte: Produção do próprio autor

Nas análises de confiabilidade, as probabilidades de ruptura foram nulas para praticamente todos os resultados, com exceção do ensaio UCT. Este, para M-P e FOSM, atingiu o valor de 1:61,7 (Tabela 28); e para Janbu, por SMC, chegou a 1:50 (Tabela 29). Todos os resultados encontram-se compilados nas Tabelas 28, 29 e 30

Tabela 28 - Resultado das análises de confiabilidade variando γ_t (origem dos dados), considerando solo único. (Su fixo=6,8 kPa e método determinístico: M-P)

ORIGEM	FS _{médio}			β			Pr		
	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC
UCT	1,52	1,46	1,46	2,137	4,653	3,621	1: 61,7	1: 10000000	1: 10000000
UUT	1,49	1,46	1,46	5,529	5,462	4,870	1: 100000	1: 10000000	1: 10000000
CARACTE									
RIZAÇÃO	1,50	1,47	1,48	5,091	5,350	4,168	1: 100000	1: 10000000	1: 10000000
TODOS	1,49	1,46	1,47	5,130	5,485	4,291	1: 1000000	1: 10000000	1: 10000000

Fonte: Produção do próprio autor

Tabela 29 - Resultado das análises de confiabilidade variando γ_t (origem dos dados), considerando solo único. (Su fixo=6,8 kPa e método determinístico: Janbu)

ORIGEM	FS _{médio}			β			Pr		
	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC
UCT	1,39	1,37	1,37	4,019	4,146	3,265	1: 1000000	1: 10000000	1: 50
UUT	1,40	1,37	1,38	4,646	4,895	3,868	1: 1000000	1: 10000000	1: 10000000
CARACTE									
RIZAÇÃO	1,41	1,38	1,39	4,586	4,800	3,775	1: 1000000	1: 10000000	1: 10000000
TODOS	1,40	1,38	1,38	4,610	4,908	3,874	1: 1000000	1: 10000000	1: 10000000

Fonte: Produção do próprio autor

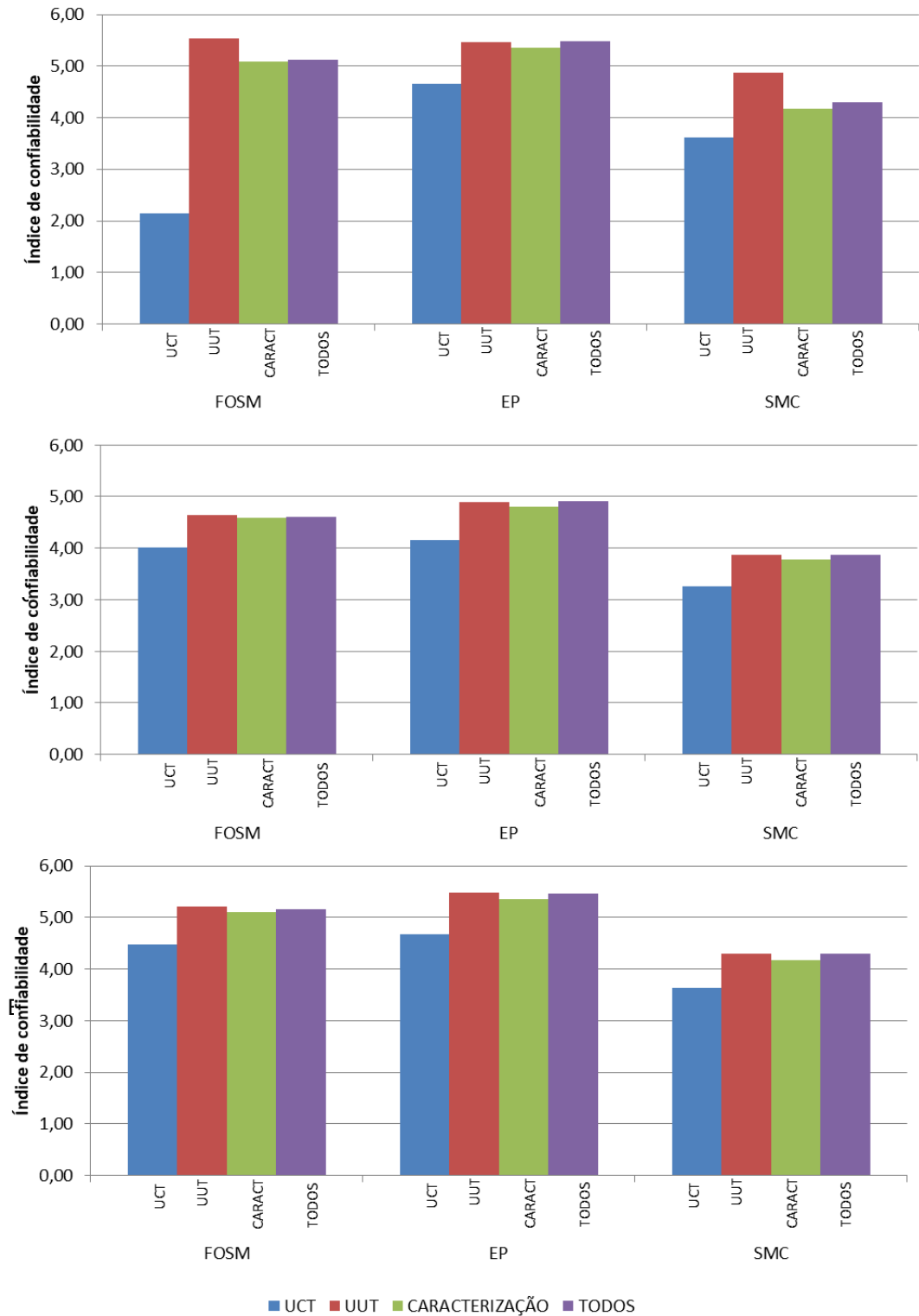
Tabela 30 – Resultado das análises de confiabilidade variando γ_t (origem dos dados), considerando solo único. (S_u fixo=6,8 kPa e método determinístico: Bishop)

ORIGEM	FS _{médio}			β			Pr		
	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC	FOSM	EP	SMC
UCT	1,49	1,46	1,46	4,476	4,673	3,629	1: 1000000	1: 10000000	1: 10000000
UUT	1,49	1,46	1,47	5,212	5,485	4,297	1: 1000000	1: 10000000	1: 10000000
CARACTE									
RIZAÇÃO	1,51	1,47	1,48	5,113	5,362	4,177	1: 1000000	1: 10000000	1: 10000000
TODOS	1,50	1,47	1,47	5,152	5,471	4,301	1: 1000000	1: 10000000	1: 10000000

Fonte: Produção do próprio autor

No Gráfico 5 está ilustrada a variação do índice de confiabilidade para os dados apresentados na Tabela 31.

Gráfico 5 - Índice de confiabilidade considerando solo único e Su fixo (6,80 kPa), para diferentes origens.



Fonte: Produção do próprio autor

Em todos os casos, a confiabilidade é ligeiramente superior quando se utilizam todos os resultados, Observa-se também que, em geral, o menor valor de confiabilidade é para a SMC.

4.2.3 Contribuições dos parâmetros geotécnicos nas análises de confiabilidade

Com a utilização do método FOSM, avaliou-se contribuição de cada parâmetro geotécnico, a saber, peso específico total e resistência não drenada, na estimativa da probabilidade de ruptura.

Na análise considerando solo único de 7 a 12 metros, relacionou-se os valores de resistência não drenada obtido por diferentes ensaios e o valor do peso específico total considerando todos os valores obtidos. A contribuição de cada parâmetro geotécnico está resumida na Tabela 31.

Tabela 31 – Contribuição de S_u e γ_t no cálculo de $V(FS)$ variando o ensaio, considerando solo único

Ensaio		Contribuições (%)					
		M-P		Janbu		Bishop	
		Su	yt	Su	yt	Su	yt
SEM RESTRIÇÃO	FVT	97,09%	2,91%	97,06%	2,94%	97,04%	2,96%
	CPTU	98,58%	1,42%	98,57%	1,43%	98,58%	1,42%
	FCT	100,00%	0,00%	99,99%	0,01%	100,00%	0,00%
	LVT	94,96%	5,04%	94,92%	5,08%	94,96%	5,04%
	UCT	36,22%	63,78%	36,05%	63,95%	36,14%	63,86%
	UUT	14,17%	85,83%	14,23%	85,77%	11,97%	88,03%
COM RESTRIÇÃO	FVT	97,06%	2,94%	96,99%	3,01%	96,97%	3,03%
	CPTU	98,56%	1,44%	98,52%	1,48%	98,54%	1,46%
	FCT	95,52%	4,48%	95,71%	4,29%	99,89%	0,11%
	LVT	99,80%	0,20%	99,74%	0,26%	99,73%	0,27%
	UCT	20,59%	79,41%	20,56%	79,44%	20,55%	79,45%
	UUT	13,26%	86,74%	13,24%	86,76%	13,12%	86,88%

Fonte: Produção do próprio autor

Observa-se que o parâmetro de resistência não drenada representa uma contribuição em torno de 98% para todos os ensaios, exceto UCT e UUT, quando o parâmetro de peso específico total assume maior contribuição em torno de 85%.

Na análise considerando variação dos dados por metro, amostra 01 a 06, relacionou-se os valores de resistência não drenada obtido por diferentes ensaios e o

valor do peso específico total considerando todos os valores obtidos. A contribuição de cada parâmetro geotécnico está resumida na Tabela 32.

Tabela 32 – Contribuição de S_u e γ_t no cálculo de $V[FS]$ com todos os ensaios, considerando variação dos valores por metro

Ensaio	Contribuições (%)					
	M-P		Janbu		Bishop	
	S_u	γ_t	S_u	γ_t	S_u	γ_t
Sem restrição	99,90%	0,10%	99,97%	0,03%	99,97%	0,03%
Com restrição	99,73%	0,27%	99,92%	0,08%	99,92%	0,08%

Fonte: Produção do próprio autor

Para os dados apresentados na tabela 32, o valor de S_u representa uma contribuição média de 99,90% no cálculo de $V(FS)$, enquanto o valor do peso específico total contribui em média 0,10%.

As tabelas com todos os cálculos de confiabilidade descritos neste item estão no apêndice 01.

Dessa forma, foram feitas 19 (dezenove) análises de estabilidade por 03 (três) métodos determinísticos – Morgenstern e Price (M-P), Janbu generalizado e Spencer, e 19 (dezenove) análises de probabilidade de ruptura por 03 (três) métodos - Simulação de Monte Carlo, Segundo Momento de Primeira Ordem e Estimativas Pontuais, totalizando 114 análises.

4.2.4 Aplicação direta de probabilidade no dimensionamento de aterro.

Com o objetivo de exemplificar a aplicação direta de probabilidade para dimensionar aterro sobre solo de baixa consistência, estudou-se a altura de aterro para a probabilidade de ruptura de 1:1000, considerada acima da média (CORPS OF ENGINEERS, 1997).

Para esse estudo, utilizou-se os parâmetros indicados na figura 24, com o auxílio do software Geoslope, e valores do ensaio CPTU, considerando solo único, por tentativas, pelo método SMC.

Para esta configuração, considerando fator de segurança determinístico de 1,5 a altura de aterro é de 0,50 metros, conforme apresentado em 4.1. Neste caso, para SMC a probabilidade de ruptura é de 1:8,8 (Tabela 18).

Após tentativas, encontrou-se a altura de 0,30 metros para a probabilidade de ruptura de 1:1000 e índice de confiabilidade (β) 3,0892.

4.3 Análise dos resultados

4.3.1 *Influência da resistência não drenada*

Ao comparar os resultados obtidos na Tabela 17, 18, 19 e 20, onde se analisa o uso de S_u de maneira homogênea na camada em estudo e valor do peso específico constante e igual a 14,8 kN/m³, observa-se:

- O método Janbu obteve os menores fatores de segurança determinísticos, e também as maiores probabilidades de ruptura;
- Os ensaios de campo – FVT e CPTU – apresentaram as maiores probabilidades de ruptura e o ensaio UUT o maior valor do índice de confiabilidade;
- O ensaio FCT apresenta-se com baixos valores de probabilidade de ruína, da ordem de grandeza do ensaio UUT;
- A confiabilidade se altera com a restrição dos dados apresentada no capítulo 4. Destaque para o ensaio FCT que teve o índice de confiabilidade praticamente com valor triplicado;
- Maiores probabilidades de ruptura foram observadas para os métodos FOSM e EP, que obtiveram valores semelhantes, com ligeiro decréscimo para EP;

Por sua vez, na análise das Tabelas 22 e 23, onde se considera os valores de S_u variando com a profundidade e valor do peso específico constante e igual a 14,8 kN/m³, nota-se:

- Os valores determinísticos de M-P e Bishop permanecem idênticos, sendo Janbu o menor valor encontrado. Percebe-se também que a variação dos valores tem baixa amplitude;
- De modo geral, as probabilidades de ruptura foram baixas, principalmente ao se comparar as tabelas 18, 19 e 20 com a tabela 23. Então, a análise por metro, e utilizando todos os valores dos ensaios, representa uma redução de até 15%, como

se pode notar na comparação do método Janbu sem restrição (Tabela 23), com o mesmo método na Tabela 19 para ensaio FVT;

- Altos valores de confiabilidade foram encontrados para SMC, com probabilidade de ruptura de 1:1000000 em todos os casos.

4.3.2 Influência do peso específico total

Ao verificar os resultados obtidos no item 4.2.2 e na Tabela 25, onde se analisa o uso de γ_t variando com a profundidade na camada em estudo, e valor de resistência não drenada constante e igual a 6,8 kPa, observa-se:

- Os valores de FS determinísticos variaram 3,7% do menor valor – para o método Janbu, para o maior valor - por M-P e Bishop;
- Com índices de confiabilidade altos a probabilidade de ruptura foi nula para todos os casos.

Na análise das Tabelas 27, 28, 29 e 30, onde se considera os valores de Y_t homogêneos na camada em estudo, variando a origem do ensaio, e valor de S_u constante e igual a 6,8 kN/m³, nota-se:

- Altos valores de confiabilidade, da ordem de 4,0, ocasionando em probabilidades de ruptura praticamente nulas;
- Para os dados provenientes do ensaio UCT, no método M-P e FOSM, atingiu o valor de 1,62%; e no método Janbu x SMC chegou a 2%;

Para todos os casos neste item, a variação para as análises determinísticas foram praticamente nulas dentre FOSM, EP e SMC.

4.3.3 Análise das contribuições dos parâmetros geotécnicos

A contribuição no cálculo da variância pelo método FOSM, considerando solo homogêneo na camada em estudo, variando a origem dos valores de S_u (ensaio), e mantendo todos os resultados de peso específico total está apresentada na Tabela 31. Para esta análise, verifica-se:

- De modo geral, S_u apresenta-se como principal parâmetro na influência da variância, chegando ao valor de 99,05%, com algumas exceções;
- Para os ensaios UCT e UUT, o parâmetro de peso específico total passa a ter maior influência (ordem de 85%);

- Dentre os métodos determinísticos, praticamente não se observa mudança da contribuição da variância;

- Para as análises com e sem restrição, os valores permanecem praticamente inalterados, exceção para UCT que apresentou variação de até 15%;

Por sua vez, considerando os valores de S_u variando com a profundidade, na camada em estudo, utilizando todos os dados dos ensaios por metro, e mantendo todos os resultados de peso específico total, conforme demonstrado na Tabela 32, observa-se:

- Independente do método determinístico o valor de resistência não drenada é o principal parâmetro na contribuição da variância chegando ao valor de 99,97% para o método Bishop sem restrição dos dados;

- Pequena variação no comparativo com e sem restrição dos dados, com um máximo de 0,20%;

4.3.4 Avaliação da aplicação direta de probabilidade no dimensionamento de aterro

Considerando que a altura de aterro reduziu 0,20 metros do dimensionamento determinístico para o dimensionamento por probabilidade, esta análise reforça que o fator de segurança de 1,5 considerado “seguro” para a maioria dos projetos, difere da análise em termos de probabilidade.

Ressalta-se que ainda não há um valor de probabilidade de ruptura considerado aceitável para este tipo de projeto.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

No presente estudo foi calculada a probabilidade de ruptura de um aterro executado sobre fundação em solo de baixa consistência, por meio da variação dos parâmetros médios de resistência ao cisalhamento não drenada e peso específico total, obtidos por Lemos (2014) em ensaios de campo e de laboratório.

Com o auxílio do software Slope/W da Geostudio TM, foi determinada a altura de aterro para o solo de fundação estudado, considerando um fator de segurança de 1,5 para o método M-P. A partir da altura encontrada, com 0,50 metros, variou-se os parâmetros geotécnicos do solo de fundação, peso específico total e resistência ao cisalhamento não drenada; em cada ensaio. Então, comparou-se a probabilidade de ruptura para os diferentes métodos de obtenção destes parâmetros. As análises de confiabilidade foram feitas considerando os métodos SMC, EP e FOSM. Adicionalmente, verificou-se a relevância de realizar um tratamento prévio dos dados, para descartar prováveis resultados discrepantes. Por fim, com o auxílio do método FOSM, identificou-se o parâmetro geotécnico que mais contribuiu para a variância da probabilidade de ruptura.

As principais conclusões estão apresentadas a seguir:

1) Em geral, métodos mais conservadores como Janbu, ou seja, que levam a menores valores de FS, têm maior probabilidade de ruptura, tal como observado por Guedes (1997) ao estudar um quebra-mar construído sobre argila mole e por Ribeiro (2008) ao estudar probabilidade aplicada à estabilidade de taludes.

2) Ensaios de campo resultaram em maiores probabilidades de ruína, em especial o ensaio de palheta. Essa informação deve ser utilizada com cautela, pois para este estudo, os ensaios de campo obtiveram valores com maior amplitude. Por sua vez, o ensaio FCT, de laboratório, apresentou menor variância nos resultados dos ensaios (amostra), e por conseguinte, baixa probabilidade de ruína. Portanto, tal como conclui Maia, Sayão e Salles (2010) o cálculo de probabilidade é significativamente influenciado pela variabilidade dos parâmetros geotécnicos.

3) Realizar tratamento prévio dos dados, para eliminar possíveis ruídos, altera significativamente a probabilidade de ruína. Este tratamento, porém, leva em consideração a experiência do projetista ao interpretar os resultados dos ensaios e ao comparar com ensaios ditos mais “confiáveis”, conforme realizado por Lemos (2014).

4) Em geral, os métodos aproximados, FOSM e EP, levam a maiores probabilidades de ruptura, se comparado à SMC. Contudo, ao observar somente os métodos aproximados, EP apresenta-se vantajoso por obter valores mais conservadores e por superar os defeitos dos outros métodos (HARR, 1989).

5) Ao se considerar os valores de resistência não drenada variando com a profundidade, na camada do solo de fundação em estudo, nota-se uma redução na probabilidade de ruptura, se comparado ao caso de solo “homogêneo”. Ou seja, a consideração de solo único pode ser conservadora.

6) A variação do valor do peso específico total ocasionou probabilidades de ruptura praticamente nulas para todos os métodos de cálculo. Sendo assim, não há contribuição significativa deste parâmetro para análise de confiabilidade. Este fator pôde ser confirmado ao estudar a contribuição de cada parâmetro no cálculo da variância. Em praticamente todos os casos, o valor da resistência não drenada representa cerca de 95% da variância.

7) O dimensionamento considerando fator de segurança de 1,5 (determinístico), e o considerando Pr de 1:1000 diferem no que diz respeito à altura de aterro sobre solo de baixa consistência. Enquanto o primeiro leva à uma altura de 0,50 metros, o segundo resulta em 0,30 metros. Esses resultados ressaltam que as análises apenas determinísticas podem levar consigo altas probabilidades de ruptura, reforçando a necessidade de estudos de probabilidade para complementar as análises determinísticas.

8) A situação mais conservadora para estas análises é a consideração de solo único ou homogêneo, ensaios de campo, particularmente FVT, pelo método Janbu, calculando-se a probabilidade por FOSM.

Como contribuição final desta pesquisa, é possível afirmar que as análises de confiabilidade relativas são uma excelente ferramenta para inferir acerca dos resultados calculados por métodos determinísticos. No entanto, deve-se aplicar com prudência os valores encontrados, e interpretar levando em consideração diversas incertezas provenientes do modelo geotécnico, métodos de análises, ensaios e dispersão dos dados (heterogeneidade do solo). É importante ressaltar também que cada aplicação dos índices de confiabilidade e da probabilidade de ruína tem um risco envolvido que deve ser considerado e calculado, levando em consideração as consequências envolvidas.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras

A seguir são apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras, a fim de dar prosseguimento ao tema abordado no presente trabalho

1) Analisar graficamente, a existência de um número de parâmetros obtidos em ensaios, a partir do qual não ocorra variação da probabilidade de ruptura. Isso permite uma análise da influência do tamanho do espaço amostral na análise probabilística.

2) Avaliar a influência da quantificação das fontes de incertezas, no sentido de obter mais informações a respeito das escalas de flutuação.

3) Estudar a variação do índice de confiabilidade no caso de construções de aterro sobre solo de baixa consistência, feito por etapas e com utilização de reforço, por exemplo, geossintéticos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6502**: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR 6508**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 9820**: Coleta de amostras indeformadas de solo de baixa consistência em furos de sondagem. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **NBR 10905 (MB 3122)**: Solo - Ensaios de Palheta in situ. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR 12007**: Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

_____. **NBR 12069 (MB3406)**: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT) – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 12770**: Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada. Rio de Janeiro, 1992.

ALMEIDA, M., & MARQUES, M. (2010). **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos.

ALONSO, E.. Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays. **Geotechnique**, n. 26(3), p.453–72, 1976.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2166-06**: Standard test method for unconfined compressive strenght of cohesive soils, 2007.

_____. **D2850-03a**: Standard test method for unconsolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils, 2003.

_____. **D4648/D4648M-10**: Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clayey soil. 2010.

_____. **D2573-08**: Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil. 2008.

_____. **D5778-12**: Standard Test Method for Eletronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. 2012.

APAZA, M. A. F. ; BARROS, J. M. C. Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes pelo Método de Monte Carlo. In: COMBRAMSEG., 17., 2014, Goiânia. **Anais....**Goiânia: COBRAMSEG, 2014.

BAECHER, G., & CHRISTIAN, J. Point Estimate Method as Numerical Quadrature. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE**, Volume 125, Number 9, pp. 779-787., 1999.

BAECHER, G., & CHRISTIAN, J. **.Reliability and statistics in geotechnical engineering**. 2003.Chichester, Wiley, UK.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally unstable soils. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8, 3, 1973, p. 111-159. **Anais...** Moscow.

CASAGRANDE, A. Role of Calculated Risk in Earthwork and Foundation Engineering. **Journal of Soil Mech. and Foundation Division, ASCE**, vol. 91, p. 1-40. 1965.

CERESINO, A. B.; BRITO, L. J. **Modelagem geológica e Geotécnica de uma região do Vale Encantado em Vila Velha-ES**. 2014, 98f. Vitória: Projeto de Graduação, Departamento de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, 2014.

CHOWDHURY, R., & XU, D. Geotechnical system reliability of slopes. **Reliability Engineering and System Safety**, 141-151, 1995.

CHRISTIAN, J.; LADD, C.; BAECHER, G. Reliability and Probability in Stability Analysis. Stability and Performance of Slopes and Embankments-II. **ASCE**, 1992.

CHRISTIAN, J., LADD, C., & BAECHER, G. Reliabilty applied to slope stability analysis. **Journal of Geotechnical Engineering**, 120(12): 2180-2207. 1994

COSTA, E. **Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados à estabilidade de taludes**. 2005. Dissertação de Mestrado – Programa de pós graduação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2005.

COUTINHO, R. Characterization and engineering properties. In: International Workshop on Characterization and EGINEERING Properties of Natural Soils, 2., 2007, Singapore. **Anais...** Singapore: 2007, v.2 p. 2049-2100.

Corps of Engineers, Engineering and Design. **Introduction to Probability and Reability Methods for Use in Geotechnical Engineering, Engineering Technical Letter**. 1997. Washington, DC., U. S.: Department of the Army, 1997.

DELL'AVANZI, E. **Confiabilidade e Probabilidade em Análises de Estabilidade de Taludes**. 1995. Tese de mestrado - Departamento de Engenharia Civil - PUC Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1995.

DELL'AVANZI, E., Sayão, A.S.F.J. Avaliação da Probabilidade de Ruptura de Taludes. In: XI COBRAMSEG, 11., 1998, Brasília. **Anais...**Brasília: XI COBRAMSEG, 1998, vol.2, p.1289-1295, Brasília.

DUNCAN, J. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 126(4): 307-316, 2000.

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

FABRICIO, J. C. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções**. Rio de Janeiro: 2006. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil - PUC Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

FARIAS, M. M.; ASSIS, A. Uma Comparação entre os Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes. In: XI COBRAMSEG, 11., 1998, Brasília. **Anais...**Brasília: XI COBRAMSEG, 1998, vol. 2, p. 1305-1313. Brasília.

FLORES, E. A. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes Considerando a Variabilidade Espacial do Solo**. 2008. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil - PUC Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

GERSCOVICH, D. M. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

GUEDES, M. C. **Considerações sobre Análises Probabilísticas de Estabilidade de Taludes**. 1997. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

HARR, M. **Reliability - Based Design in Civil Engineering**. 1984. 68f. Henry M. Shaw Lecture. Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC, 1984.

HARR, M. E. Probabilistic Estimates for Multivariate Analyses. **Applied Mathematical Modelling**, Vol. 13, n. 5, 313-318, 1989.

HINES, W. W. **Probability and statistics in engineering and management science**. 3rd ed. Michigan, U.S.A: J. Wiley, 1990.

HIPÓLITO, I. J. **Avaliação de Condições de Estabilidade do Aterro Metropolitano de Jardim Gramacho**. 2010. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: Pontfícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2010.

JOPPERT Jr., I. **Fundações e contenções de edifícios**. São Paulo: PINI, 2007.

KULHAWI, F. On the Evaluation of Soil Properties. **ASCE Geotechnical Special**

Publication, n. 31, p. 95-115, 1992.

LACASSE S., NADIM. F. Uncertainties in characterizing soil properties. Publikasjon – Norges Geotekniske Institutt, 201, 49–75, 1997.

LARSSON, R.; BERGDAHL, U.; ERIKSSON, L. Evaluation of Shear Strenght in Cohesive Soils with Special Reference to Swedish Practice and Experience. **Geotechnical Testing Journal**, v.10, n.3, p.105-112, 1987.

LEE, I. W. **Geotechnical Engineering**. Marshfield, U.S.A: Pitman, 1983.

LEMOS, S. G. F. P. **Estudo da resistência não drenada de solo de baixa consistência por meiode ensaios de campo e laboratório**. 2014. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico Vitória, Espírito Santo, 2014.

Li K.S., LUMB, P. Probabilistic design of slopes. **Canadian Geotechnical Journal**, 24(4):520–35, 1987.

LIMA, L. S. **Uma Metodologia para Análise de Probabilística de Taludes**. 1991. Tese de mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

LUMB, P. The Variability of Natural Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 3 (2), p. 74-97. 1966.

LUMB, P. **Application os Statistics in Soil Mechanics: New Horizons**. Butterworth, London: I. K. Lee, 1974.

LUMB, P. Safety Factors and Probability Distribution os Soil Strenght. **Canadian Geotechnical Journal**, 7, n. 3, p. 225-242, 1970.

LUNNE, T., BERRE, T. A., STRANDIVIK, S., & SJURSEN, M. Effects of sample disturbance and consolidation procedures on mesuare shear strenght of soft marine Norwegian clays. **Canadian Geotechnical Journal**, 3., p. 726-750, 2006.

LOW, B. K., TANG, W.H. Efficient reliability evaluation using spreadsheet. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE**, 123(7):749–52, 1997.

MAIA, P. A., SAYÃO, A., & SALLES, R. Aplicação de retroanálise probabilística para avaliação da estabilidade de taludes, **VÉRTICES**, v.12, n.1, p. 43-52, 2010.

MASSAD, F. **Solos Marinheiros da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas**. São Paulo: Oficina de textos, 2009.

MASSAD, F. **Obras de terra: Curso básico de geotecnia**. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

MORLÁ-CATALÁN, J., & CORNELL, C. Earth Slope Reability by a Level-Crossing Method. **Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE**, vol. 102, 591-604,

1976.

PECK, R. Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics: Ninth Rankine Lecture. **Géotechnique**, 19 (2), p. 171-187, 1969.

RIBEIRO, R. C. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. Tese de Doutorado. PUC - Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2008.

ROSENBLUETH, R. Y. Point Estimates for Probability Moments. **Proc. of the National Academy of Sciences**, Mathematics Section, 72 (10), p. 3812-3814, 1975.

SANDRONI, S.S.; SAYÃO, A.S.F.J. Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1., 1992. [S.I.]: **Anais...COBRAE**, 1992. v. 2, p. 523-536.

SANDRONI, S.S. Sobre a prática brasileira de projetos geotécnicos de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles. In: Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, 3, Curitiba, 2006. **Anais...** [S.I.], [S.I.], 2006. CD-ROM.

SUGUIO, K. **Geologia do quaternário e mudanças ambientais**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

TANAKA, H. Vane Shear Strenght of a Japanese Marine Clay and Applicability of Bjerrum Correction Factor. **Soil and Foundations**, 34, p. 39-38, 1994.

TANG, W.H., YUCEMEN ,M.S., & Ang, A.H.S. Probability-based short term design of soil slopes. **Canadian Geotechnical Journal**, 13(3):201–15, 1976.

TEIXEIRA, C. **Análise dos Recalques de um Aterro Sobre Solos Muito Mole da Barra da Tijuca - RJ**. 2012. Dissertação de Mestrado - PUC - Departamento de Engenharia Civil, 2012.

TOBUTT, D. Monte Carlo Simulation Methods for Slope Stability. **Computers e Geosciences**, Vol. 8, n. 2, 199-208, 1981.

VANMARCKE, E. Probabilistic Modeling of Soil Profiles. **Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE**, 103 (GT11), p. 1227-1246, 1977-a.

VANMARCKE, E. Reliability of Earth Slopes. **Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE**, 103 (GT11), p. 1247-1265, 1977-b.

WHITMAN, R. Evaluating Calculeted Risk in Geotechnical Engineering. **Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE**, 110 (2), p. 145-188, 1984.

YU, W., ZIJUN, C., & SIU-KUI, A. Efficient Monte Carlo Simulation of parameter sensitivity in probabilistic slope stability analysis. **Computers and Geotechnics**, (37) 1015–1022, 2010.

APÊNDICE 1 – Cálculo Pr por FOSM, para método M-P, considerando solo único.

Tabela A1.1 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FVT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,462							
Xi	E[Xi]	Xi+δXi	FS Xi+δXi	δFS/δXi	V[Xi]	(δFS/δXi) ² *V[Xi]	% de VFS
Su (kPa)	6,82	7,50	1,572	0,1613	9,10	0,237	97,09%
γ(kN/m³)	14,78	15,52	1,529	0,0907	0,863087	0,007	2,91%
					V[FS]	0,24	
					σ[FS]	0,49	
					β	0,94	
					φ ^β	0,8264	
					Pr(%)	17,36%	
FS~N (μ,σ)					Pr ~1: 5,8		

Tabela A1.2 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio CPTU sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,462							
Xi	E[Xi]	Xi+δXi	FS Xi+δXi	δFS/δXi	V[Xi]	(δFS/δXi) ² *V[Xi]	% de VFS
Su (kPa)	7,16	7,88	1,628	0,2317	9,21	0,494	98,58%
γ(kN/m³)	14,78	15,52	1,529	0,0907	0,863087	0,007	1,42%
					V[FS]	0,50	
					σ[FS]	0,71	
					β	0,65	
					φ ^β	0,7422	
					Pr(%)	25,78%	
FS~N (μ,σ)					Pr ~1: 3,9		

Tabela A1.3 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FCT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,53							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,24	7,97	1,646	0,1601	1,38	0,035	100,00%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,529	-0,0014	0,863087	0,000	0,00%
					V[FS]	0,04	
					σ [FS]	0,19	
					β	2,82	
					ϕ^β	0,9976	
					Pr(%)	0,24%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 416,7		

Tabela A1.4 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio LVT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,467							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	6,84	7,53	1,576	0,1593	4,52	0,115	94,96%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,529	0,0839	0,863087	0,006	5,04%
					V[FS]	0,12	
					σ [FS]	0,35	
					β	1,34	
					ϕ^β	0,9099	
					Pr(%)	9,01%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 11,1		

Tabela A1.5 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UCT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,778							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	15,29	16,82	3,012	0,1530	59,82	1,401	36,22%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,529	-1,6905	0,863087	2,467	63,78%
FS~N (μ, σ)					V[FS]	3,87	
					σ [FS]	1,97	
					β	0,90	
					ϕ^β	0,8159	
					Pr(%)	18,41%	
					Pr ~1: 5,4		

Tabela A1.6 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UUT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,521							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	13,61	14,97	2,729	0,1529	10,99	0,257	14,17%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,529	-1,3427	0,863087	1,556	85,83%
FS~N (μ, σ)					V[FS]	1,81	
					σ [FS]	1,35	
					β	1,13	
					ϕ^β	0,8708	
					Pr(%)	12,92%	
					Pr ~1: 7,7		

Tabela A1.7 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FVT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,461							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	6,82	7,50	1,572	0,1628	9,10	0,241	97,06%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,529	0,0920	0,863087	0,007	2,94%
					V[FS]	0,25	
					σ [FS]	0,50	
					β	0,92	
					ϕ^β	0,8212	
					Pr(%)	17,88%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 5,6		

Tabela A1.8 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio CPTU com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,461							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,16	7,88	1,628	0,2331	9,21	0,500	98,56%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,529	0,0920	0,863087	0,007	1,44%
					V[FS]	0,51	
					σ [FS]	0,71	
					β	0,65	
					ϕ^β	0,7422	
					Pr(%)	25,78%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 3,9		

Tabela A1.9 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FCT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,545							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,33	8,06	1,660	0,1569	0,35	0,009	95,52%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,529	-0,0217	0,863087	0,000	4,48%
					V[FS]	0,01	
					σ [FS]	0,10	
					β	5,73	
					ϕ^β	0,999999	
					Pr(%)	0,00%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 1000000,0		

Tabela A1.10 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio LVT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,523							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,19	7,90	1,635	0,1559	1,15	0,028	99,80%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,529	0,0081	0,863087	0,000	0,20%
					V[FS]	0,03	
					σ [FS]	0,17	
					β	3,13	
					ϕ^β	0,9991	
					Pr(%)	0,09%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 1111,1		

Tabela A1.11 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UCT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,194							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	11,49	12,63	2,370	0,1532	7,72	0,181	20,59%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,529	-0,9001	0,863087	0,699	79,41%
FS~N (μ, σ)					V[FS]	0,88	
					σ [FS]	0,94	
					β	1,27	
					ϕ^β	0,898	
					Pr(%)	10,20%	
					Pr ~1: 9,8		

Tabela A1.12 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UUT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,649							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	14,45	15,89	2,870	0,1530	12,95	0,303	13,26%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,529	-1,5159	0,863087	1,983	86,74%
FS~N (μ, σ)					V[FS]	2,29	
					σ [FS]	1,51	
					β	1,09	
					ϕ^β	0,8621	
					Pr(%)	13,79%	
					Pr ~1: 7,3		

APÊNDICE 2 – Cálculo Pr por FOSM, para método Janbu, considerando solo único.

Tabela A2.1 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FVT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,375							
Xi	E[Xi]	Xi+δXi	FS Xi+δXi	δFS/δXi	V[Xi]	(δFS/δXi) ² *V[Xi]	% de VFS
Su (kPa)	6,82	7,50	1,473	0,1437	9,10	0,188	97,06%
γ(kN/m³)	14,78	15,52	1,435	0,0812	0,863087	0,006	2,94%
					V[FS]	0,19	
					σ[FS]	0,44	
					β	0,85	
					φ ^β	0,8023	
					Pr(%)	19,77%	
FS~N (μ,σ)					Pr ~1: 5,1		

Tabela A2.2 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio CPTU sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,375							
Xi	E[Xi]	Xi+δXi	FS Xi+δXi	δFS/δXi	V[Xi]	(δFS/δXi) ² *V[Xi]	% de VFS
Su (kPa)	7,16	7,88	1,523	0,2066	9,21	0,393	98,57%
γ(kN/m³)	14,78	15,52	1,435	0,0812	0,863087	0,006	1,43%
					V[FS]	0,40	
					σ[FS]	0,63	
					β	0,59	
					φ ^β	0,7224	
					Pr(%)	27,76%	
FS~N (μ,σ)					Pr ~1: 3,6		

Tabela A2.3 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FCT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,436							
$\bar{X}_i$	$E[\bar{X}_i]$	$\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	FS $\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	$\delta FS / \delta \bar{X}_i$	$V[\bar{X}_i]$	$(\delta FS / \delta \bar{X}_i)^2 * V[\bar{X}_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,24	7,97	1,539	0,1422	1,38	0,028	99,99%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,435	-0,0014	0,863087	0,000	0,01%
					V[FS]	0,03	
					σ [FS]	0,17	
					β	2,61	
					ϕ^β	0,9955	
					Pr(%)	0,45%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 222,2		

Tabela A2.4 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio LVT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,379							
$\bar{X}_i$	$E[\bar{X}_i]$	$\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	FS $\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	$\delta FS / \delta \bar{X}_i$	$V[\bar{X}_i]$	$(\delta FS / \delta \bar{X}_i)^2 * V[\bar{X}_i]$	% de VFS
Su (kPa)	6,84	7,53	1,477	0,1432	4,52	0,093	94,92%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,435	0,0758	0,863087	0,005	5,08%
					V[FS]	0,10	
					σ [FS]	0,31	
					β	1,21	
					ϕ^β	0,8869	
					Pr(%)	11,31%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 8,8		

Tabela A2.5 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UCT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,544							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	15,29	16,82	2,751	0,1354	59,82	1,096	36,05%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,435	-1,5010	0,863087	1,945	63,95%
					V[FS]	3,04	
					σ [FS]	1,74	
					β	0,89	
					ϕ^β	0,8133	
					Pr(%)	18,67%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 5,4		

Tabela A2.6 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UUT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,315							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	13,61	14,97	2,500	0,1360	10,99	0,203	14,23%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,435	-1,1911	0,863087	1,224	85,77%
					V[FS]	1,43	
					σ [FS]	1,19	
					β	1,10	
					ϕ^β	0,8463	
					Pr(%)	15,37%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 6,5		

Tabela A2.7 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FVT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,373							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	6,82	7,50	1,473	0,1466	9,10	0,196	96,99%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,435	0,0839	0,863087	0,006	3,01%
					V[FS]	0,20	
					σ [FS]	0,45	
					β	0,83	
					ϕ^β	0,7967	
					Pr(%)	20,33%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 4,9		

Tabela A2.8 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio CPTU com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,373							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,16	7,88	1,523	0,2094	9,21	0,404	98,52%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,435	0,0839	0,863087	0,006	1,48%
					V[FS]	0,41	
					σ [FS]	0,64	
					β	0,58	
					ϕ^β	0,719	
					Pr(%)	28,10%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 3,6		

Tabela A2.9 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FCT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,449							
$\bar{X}_i$	$E[\bar{X}_i]$	$\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	FS $\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	$\delta FS / \delta \bar{X}_i$	$V[\bar{X}_i]$	$(\delta FS / \delta \bar{X}_i)^2 * V[\bar{X}_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,33	8,06	1,552	0,1405	0,35	0,007	95,71%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,435	-0,0189	0,863087	0,000	4,29%
					V[FS]	0,01	
					σ [FS]	0,09	
					β	5,28	
					ϕ^β	0,99999	
					Pr(%)	0,00%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 100000,0		

Tabela A2.10 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio LVT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,429							
$\bar{X}_i$	$E[\bar{X}_i]$	$\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	FS $\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	$\delta FS / \delta \bar{X}_i$	$V[\bar{X}_i]$	$(\delta FS / \delta \bar{X}_i)^2 * V[\bar{X}_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,19	7,90	1,529	0,1392	1,15	0,022	99,74%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,435	0,0081	0,863087	0,000	0,26%
					V[FS]	0,02	
					σ [FS]	0,15	
					β	2,87	
					ϕ^β	0,9979	
					Pr(%)	0,21%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 476,2		

Tabela A2.11 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UCT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,025							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	11,49	12,63	2,181	0,1358	7,72	0,142	20,56%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,435	-0,7986	0,863087	0,550	79,44%
					V[FS]	0,69	
					σ [FS]	0,83	
					β	1,23	
					ϕ^β	0,8907	
					Pr(%)	10,93%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 9,1		

Tabela A2.12 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UUT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,429							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	14,45	15,89	2,625	0,1357	12,95	0,238	13,24%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,435	-1,3454	0,863087	1,562	86,76%
					V[FS]	1,80	
					σ [FS]	1,34	
					β	1,06	
					ϕ^β	0,8854	
					Pr(%)	11,46%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 8,7		

APÊNDICE 3 – Cálculo Pr por FOSM, para método Bishop, considerando solo único.

Tabela A3.1 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FVT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,464							
Xi	E[Xi]	Xi+δXi	FS Xi+δXi	δFS/δXi	V[Xi]	(δFS/δXi) ² *V[Xi]	% de VFS
Su (kPa)	6,82	7,50	1,573	0,1598	9,10	0,233	97,04%
γ(kN/m³)	14,78	15,52	1,531	0,0907	0,863087	0,007	2,96%
					V[FS]	0,24	
					σ[FS]	0,49	
					β	0,95	
					φ ^β	0,8289	
					Pr(%)	17,11%	
FS~N (μ,σ)					Pr ~1: 5,8		

Tabela A3.2 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio CPTU sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,464							
Xi	E[Xi]	Xi+δXi	FS Xi+δXi	δFS/δXi	V[Xi]	(δFS/δXi) ² *V[Xi]	% de VFS
Su (kPa)	7,16	7,88	1,630	0,2317	9,21	0,494	98,58%
γ(kN/m³)	14,78	15,52	1,531	0,0907	0,863087	0,007	1,42%
					V[FS]	0,50	
					σ[FS]	0,71	
					β	0,66	
					φ ^β	0,7454	
					Pr(%)	25,46%	
FS~N (μ,σ)					Pr ~1: 3,9		

Tabela A3.3 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FCT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,532							
$\bar{X}_i$	$E[\bar{X}_i]$	$\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	FS $\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	$\delta FS / \delta \bar{X}_i$	$V[\bar{X}_i]$	$(\delta FS / \delta \bar{X}_i)^2 * V[\bar{X}_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,24	7,97	1,648	0,1601	1,38	0,035	100,00%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,531	-0,0014	0,863087	0,000	0,00%
					V[FS]	0,04	
					σ [FS]	0,19	
					β	2,83	
					ϕ^β	0,9977	
					Pr(%)	0,23%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 434,8		

Tabela A3.4 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio LVT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,469							
$\bar{X}_i$	$E[\bar{X}_i]$	$\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	FS $\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	$\delta FS / \delta \bar{X}_i$	$V[\bar{X}_i]$	$(\delta FS / \delta \bar{X}_i)^2 * V[\bar{X}_i]$	% de VFS
Su (kPa)	6,84	7,53	1,578	0,1593	4,52	0,115	94,96%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,531	0,0839	0,863087	0,006	5,04%
					V[FS]	0,12	
					σ [FS]	0,35	
					β	1,35	
					ϕ^β	0,9115	
					Pr(%)	8,85%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 11,3		

Tabela A3.5 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UCT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,782							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	15,29	16,82	3,016	0,1530	59,82	1,401	36,14%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,531	-1,6932	0,863087	2,475	63,86%
FS~N (μ, σ)					V[FS]	3,88	
					σ [FS]	1,97	
					β	0,91	
					ϕ^β	0,8186	
					Pr(%)	18,14%	
					Pr ~1: 5,5		

Tabela A3.6 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UUT sem restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,54							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	13,61	14,97	2,732	0,1411	10,99	0,219	11,97%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,531	-1,3657	0,863087	1,610	88,03%
FS~N (μ, σ)					V[FS]	1,83	
					σ [FS]	1,35	
					β	1,14	
					ϕ^β	0,8729	
					Pr(%)	12,71%	
					Pr ~1: 7,9		

Tabela A3.7 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FVT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,462							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	6,82	7,50	1,573	0,1628	9,10	0,241	96,97%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,531	0,0934	0,863087	0,008	3,03%
					V[FS]	0,25	
					σ [FS]	0,50	
					β	0,93	
					ϕ^β	0,8238	
					Pr(%)	17,62%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 5,7		

Tabela A3.8 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio CPTU com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,462							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,16	7,88	1,630	0,2345	9,21	0,506	98,54%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,531	0,0934	0,863087	0,008	1,46%
					V[FS]	0,51	
					σ [FS]	0,72	
					β	0,64	
					ϕ^β	0,7389	
					Pr(%)	26,11%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 3,8		

Tabela A3.9 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio FCT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,547							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,33	8,06	2,297	1,0233	0,35	0,367	99,89%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,531	-0,0217	0,863087	0,000	0,11%
FS~N (μ, σ)					V[FS]	0,37	
					σ [FS]	0,61	
					β	0,90	
					ϕ^β	0,8159	
					Pr(%)	18,41%	
					Pr ~1: 5,4		

Tabela A3.10 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio LVT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 1,524							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	7,19	7,90	1,637	0,1573	1,15	0,028	99,73%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,531	0,0095	0,863087	0,000	0,27%
FS~N (μ, σ)					V[FS]	0,03	
					σ [FS]	0,17	
					β	3,11	
					ϕ^β	0,9991	
					Pr(%)	0,09%	
					Pr ~1: 1111,1		

Tabela A3.11 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UCT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,197							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	11,49	12,63	2,373	0,1532	7,72	0,181	20,55%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,531	-0,9014	0,863087	0,701	79,45%
					V[FS]	0,88	
					σ [FS]	0,94	
					β	1,27	
					ϕ^β	0,898	
					Pr(%)	10,20%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 9,8		

Tabela A3.12 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio UUT com restrição, considerando solo único x Yt: todos os valores

E[FS]= 2,653							
X_i	$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	FS $X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	14,45	15,89	2,873	0,1523	12,95	0,300	13,12%
γ (kN/m ³)	14,78	15,52	1,531	-1,5186	0,863087	1,990	86,88%
					V[FS]	2,29	
					σ [FS]	1,51	
					β	1,09	
					ϕ^β	0,8621	
					Pr(%)	13,79%	
FS~N (μ, σ)					Pr ~1: 7,3		

APÊNDICE 4 – Cálculo Pr por FOSM, para método M-P, considerando solo estratificado.

Tabela A4.1 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio todos os ensaios, sem restrição, considerando solo estratificado x Yt: todos os valores

		E[FS]=		1,379				
Xi		E[Xi]	Xi+δXi	FS Xi+δXi	δFS/δXi	V[Xi]	(δFS/δXi) ² *V[Xi]	% de VFS
Su (kPa)	CAMADA 1	6,77	7,45	1,417	0,0401	37,9384	0,0415	99,90%
	CAMADA 2	7,77	8,55			7,0882		
	CAMADA 3	10,07	11,08			18,7543		
	CAMADA 4	12,25	13,48			59,9905		
	CAMADA 5	9,35	10,28			7,2480		
	CAMADA 6	9,08	9,99			23,3809		
γ(kN/m³)	CAMADA 1	15,04	15,79	1,265	-0,0162	0,5000	0,0000	0,10%
	CAMADA 2	15,35	16,11			0,0930		
	CAMADA 3	13,88	14,57			0,2401		
	CAMADA 4	13,43	14,10			0,0506		
	CAMADA 5	15,40	16,17			0,0306		
	CAMADA 6	15,66	16,44			0,0056		
						V[FS]	0,04	
						σ[FS]	0,20	
						β	1,86	
						φ ^β	0,9686	
						Pr(%)	3,14%	
FS~N (μ,σ)						Pr ~1: 31,8		

Tabela A4.2 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio todos os ensaios, com restrição, considerando solo estratificado x Yt: todos os valores

		E[FS]=		1,339				
	$\bar{X}_i$	$E[\bar{X}_i]$	$\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	FS $\bar{X}_i + \delta \bar{X}_i$	$\delta FS / \delta \bar{X}_i$	$V[\bar{X}_i]$	$(\delta FS / \delta \bar{X}_i)^2 * V[\bar{X}_i]$	% de VFS
Su (kPa)	CAMADA 1	6,77	7,45	1,373	0,0414	37,9384	0,0150	99,73%
	CAMADA 2	7,68	8,45			7,6918		
	CAMADA 3	7,34	8,08			0,4954		
	CAMADA 4	8,03	8,83			0,0000		
	CAMADA 5	10,17	11,19			6,4346		
	CAMADA 6	9,26	10,18			0,0000		
γ (kN/m³)	CAMADA 1	15,04	15,79	1,265	-0,0162	0,5000	0,0000	0,27%
	CAMADA 2	15,35	16,11			0,0930		
	CAMADA 3	13,88	14,57			0,2401		
	CAMADA 4	13,43	14,10			0,0506		
	CAMADA 5	15,40	16,17			0,0306		
	CAMADA 6	15,66	16,44			0,0056		
						V[FS]	0,02	
						σ [FS]	0,12	
						β	2,76	
						ϕ^β	0,9971	
						Pr(%)	0,29%	
FS~N (μ, σ)						Pr ~1: 344,8		

APÊNDICE 5 – Cálculo Pr por FOSM, para método Janbu, considerando solo estratificado.

Tabela A5.1 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio todos os ensaios, sem restrição, considerando solo estratificado x Yt: todos os valores

		E[FS]=		1,328				
X_i		$E[X_i]$	$X_i + \delta X_i$	$FS\ X_i + \delta X_i$	$\delta FS / \delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS / \delta X_i)^2 * V[X_i]$	% de VFS
Su (kPa)	CAMADA 1	6,77	7,45	1,364	0,0391	37,9384	0,0393	99,97%
	CAMADA 2	7,77	8,55			7,0882		
	CAMADA 3	10,07	11,08			18,7543		
	CAMADA 4	12,25	13,48			59,9905		
	CAMADA 5	9,35	10,28			7,2480		
	CAMADA 6	9,08	9,99			23,3809		
γ (kN/m³)	CAMADA 1	15,04	16,54	1,219	-0,0081	0,5000	0,0000	0,03%
	CAMADA 2	15,35	16,88			0,0930		
	CAMADA 3	13,88	15,27			0,2401		
	CAMADA 4	13,43	14,77			0,0506		
	CAMADA 5	15,40	16,94			0,0306		
	CAMADA 6	15,66	17,22			0,0056		
FS~N (μ, σ)						V[FS]	0,04	
						σ [FS]	0,20	
						β	1,66	
						φ^β	0,9515	
						Pr(%)	4,85%	
						Pr ~1: 20,6		

Tabela A5.2 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio todos os ensaios, com restrição, considerando solo estratificado x Yt: todos os valores

		E[FS]=		1,289				
$\bar{X}_i$		E[$\bar{X}_i$]	$\bar{X}_i+\delta\bar{X}_i$	FS $\bar{X}_i+\delta\bar{X}_i$	$\delta FS/\delta\bar{X}_i$	V[$\bar{X}_i$]	$(\delta FS/\delta\bar{X}_i)^{2*}V[\bar{X}_i]$	% de VFS
Su (kPa)	CAMADA 1	6,77	7,45	1,321	0,0390	37,9384	0,0133	99,92%
	CAMADA 2	7,68	8,45			7,6918		
	CAMADA 3	7,34	8,08			0,4954		
	CAMADA 4	8,03	8,83			0,0000		
	CAMADA 5	10,17	11,19			6,4346		
	CAMADA 6	9,26	10,18			0,0000		
γ (kN/m³)	CAMADA 1	15,04	16,54	1,219	-0,0081	0,5000	0,0000	0,08%
	CAMADA 2	15,35	16,88			0,0930		
	CAMADA 3	13,88	15,27			0,2401		
	CAMADA 4	13,43	14,77			0,0506		
	CAMADA 5	15,40	16,94			0,0306		
	CAMADA 6	15,66	17,22			0,0056		
FS~N (μ,σ)						V[FS]	0,01	
						σ [FS]	0,12	
						β	2,50	
						Φ^β	0,9938	
						Pr(%)	0,62%	
						Pr ~1: 161,3		

APÊNDICE 6 – Cálculo Pr por FOSM, para método Bishop, considerando solo estratificado.

Tabela A6.1 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio todos os ensaios, sem restrição, considerando solo estratificado x Yt: todos os valores

		E[FS]=		1,38				
Xi		E[Xi]	Xi+δXi	FS Xi+δXi	δFS/δXi	V[Xi]	(δFS/δXi) ² *V[Xi]	% de VFs
Su (kPa)	CAMADA 1	6,77	7,45	1,417	0,0402	37,9384	0,0418	99,97%
	CAMADA 2	7,68	8,45			7,6918		
	CAMADA 3	10,07	11,08			18,7543		
	CAMADA 4	12,25	13,48			59,9905		
	CAMADA 5	9,35	10,28			7,2480		
	CAMADA 6	9,08	9,99			23,3809		
γ(kN/m³)	CAMADA 1	15,04	16,54	1,265	-0,0088	0,5000	0,0000	0,03%
	CAMADA 2	15,35	16,88			0,0930		
	CAMADA 3	13,88	15,27			0,2401		
	CAMADA 4	13,43	14,77			0,0506		
	CAMADA 5	15,40	16,94			0,0306		
	CAMADA 6	15,66	17,22			0,0056		
FS~N (μ,σ)						V[FS]	0,04	
						σ[FS]	0,20	
						β	1,86	
						Φ ^β	0,9686	
						Pr(%)	3,14%	
						Pr ~1: 31,8		

Tabela A6.2 - Cálculo de probabilidade de ruptura pelo método FOSM - Su: Ensaio todos os ensaios, com restrição, considerando solo estratificado x Yt: todos os valores

		E[FS]=		1,34				
	X_i	$E[X_i]$	$X_i+\delta X_i$	$FS_{X_i+\delta X_i}$	$\delta FS/\delta X_i$	$V[X_i]$	$(\delta FS/\delta X_i)^2 \cdot V[X_i]$	% de V_{FS}
Su (kPa)	CAMADA 1	6,77	7,45	1,374	0,0414	37,9384	0,0150	99,92%
	CAMADA 2	7,68	8,45			7,6918		
	CAMADA 3	7,34	8,08			0,4954		
	CAMADA 4	8,03	8,83			0,0000		
	CAMADA 5	10,17	11,19			6,4346		
	CAMADA 6	9,26	10,18			0,0000		
γ (kN/m³)	CAMADA 1	15,04	16,54	1,265	-0,0088	0,5000	0,0000	0,08%
	CAMADA 2	15,35	16,88			0,0930		
	CAMADA 3	13,88	15,27			0,2401		
	CAMADA 4	13,43	14,77			0,0506		
	CAMADA 5	15,40	16,94			0,0306		
	CAMADA 6	15,66	17,22			0,0056		
FS~N (μ,σ)						V[FS]	0,02	
						σ [FS]	0,12	
						β	2,77	
						φ^β	0,9972	
						Pr(%)	0,28%	
						Pr ~1: 357,1		