



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ALFREDO NUNES DA SILVA NETO

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO E NO ESTADO
LIMITE DE SERVIÇO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS E SUPERFICIAIS
ASSENTES EM SOLOS COLAPSÍVEIS**

Recife
2019

ALFREDO NUNES DA SILVA NETO

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO E NO ESTADO
LIMITE DE SERVIÇO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS E SUPERFICIAIS
ASSENTES EM SOLOS COLAPSÍVEIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira.

Coorientador: Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira.

Recife

2019

Catálogo na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

- S586a Silva Neto, Alfredo Nunes da.
Análise probabilística no estado limite último e no estado limite de serviço de fundações profundas e superficiais assentes em solos colapsíveis / Alfredo Nunes da Silva Neto - 2019.
275 folhas, il., tab. e símb.
- Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira.
Coorientador: Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira.
- Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Recife, 2019.
Inclui Referências.
1. Engenharia Civil. 2. Solos colapsíveis. 3. Fundações. 4. Probabilidade de ruína. 5. Probabilidade de danos. 6. Confiabilidade. I. Ferreira, Silvio Romero de Melo (Orientador). II. Oliveira, Joaquim Teodoro Romão de (Coorientador). III. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2019-448



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO E NO
ESTADO LIMITE DE SERVIÇO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS
E SUPERFICIAIS ASSENTES EM SOLOS COLAPSÍVEIS**

defendida por

Alfredo Nunes da Silva Neto

Considera o candidato APROVADO

Recife, 19 de agosto de 2019

Orientador - Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira – UFPE _____

Coorientador - Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira – UNICAP _____

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira - UFPE
(orientador)

Prof. PhD. André Pacheco de Assis – UnB
(examinador externo)

Prof. Dr. Alexandre Duarte Gusmão – UPE
(examinador externo)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por sempre me orientar para os caminhos corretos a serem percorridos, mesmo que não sejam os mais fáceis. Por me dar força nos momentos difíceis e me iluminar nos fáceis. Por me abençoar com uma família amorosa, com uma esposa companheira e amigos dedicados.

Agradeço também aos meus pais, Luciana e Alfredo, por toda a dedicação ao longo desses 28 anos, sempre lutando para me proporcionar o melhor da vida, me oferecendo carinho, orientação e compreensão. A vocês, deixo meu muito obrigado, por terem sempre acreditado no meu potencial e terem sempre me incentivado a lutar para conquistar meus sonhos.

A minha esposa, Lícia Luele, agradeço de todo o coração, por estar sempre ao meu lado me fornecendo apoio nos momentos difíceis, por ser compreensiva nos momentos auxentes, mas principalmente por me proporcionar momentos inesquecíveis, de pura alegria e amor. Obrigado querida.

As minhas irmãs Ana Karina, Fabiana e Taciana, agradeço pelos momentos de descontração e pelos sobrinhos maravilhosos que me deram, sendo eles: Angelina, Bruna, Felipe, Mirela e Victor, pelos quais tenho profundo carinho.

Agradeço ao meu coorientador, professor Joaquim Oliveira, pela confiança depositada nos últimos quatro anos de trabalho. Suas recomendações, observações e seus conselhos foram muito importantes no meu desenvolvimento profissional e pessoal. No senhor professor, tenho certeza que encontrei um grande amigo. Obrigado pela confiança e pelos ensinamentos repassados.

Agradeço ao meu orientador e amigo, professor Silvio Romero, o estímulo de enriquecer o trabalho a ser desenvolvido, que gerou grande contribuição para meu crescimento científico, acadêmico e profissional. Obrigado pela confiança e pelos ensinamentos repassados.

Agradeço aos membros formadores da banca os professores Alexandre Gusmão e André Assis que aceitaram gentilmente o convite de participar desse processo e estão dispostos a contribuir no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPE pela contribuição na minha formação profissional e acadêmica.

Agradeço aos colegas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPE pelo companheirismo e amizade.

RESUMO

As obras de engenharia estão sujeitas a variação de solicitação e resistência. No caso de obras de fundações assentes em solos colapsíveis, a resistência do maciço geotécnico pode variar, em valores consideráveis, a depender da umidade do solo. Os conceitos de confiabilidade já são largamente empregados em outras engenharias e sua aplicação em obras de Engenharia Civil tem colaborado para elaboração de projetos com nível de segurança adequado e grau de risco conhecido. Neste trabalho é estudado o desempenho de fundações executadas em Santa Maria da Boa Vista-PE, Brasília-DF, Bauru-SP, Petrolândia-PE e Petrolina-PE, todas regiões características de ocorrência de solos colapsíveis. O objetivo da pesquisa é realizar a análise de confiabilidade para os níveis de rigor zero por meio de método determinístico, I com método semiprobabilístico, II com método probabilístico aproximado mediante a metodologia sugerida por Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011) e III com análises probabilísticas puras por intermédio da aplicação da simulação Monte Carlo, nas cinco regiões estudadas, para verificar o desempenho das fundações no estado limite último. É realizada a comparação entre análises probabilísticas com curva densidade de probabilidade com distribuição normal, de Gumbel e de Weibull. É sugerida uma metodologia para análise probabilística no estado limite de serviço. Conclui-se que as análises com curvas densidade de probabilidade de resistência com distribuição de Gumbel e de Weibull apresentaram valores de probabilidade de ruína contra a segurança. A análise probabilística com nível de rigor de confiabilidade II fica a favor da segurança, porém faz estimativa de probabilidade de ruína pessimista em comparação as obtidas com nível de rigor de confiabilidade III. A condição recomendada para análise de projeto, em solos colapsíveis, com níveis de rigor de confiabilidade zero e I é com o subsolo inundado, pois se trabalha com os menores valores de resistência, já para os níveis de rigor de confiabilidade II e III é com os dados agrupados de subsolo na condição natural e inundado, pois desta forma se tem a simulação da variação de resistência do sistema de fundação no tempo e no espaço, remetendo a valores mais críticos de probabilidade de ruína e de índice de confiabilidade. A metodologia apresentada para análise probabilística no estado limite de serviço apresenta resultados coerentes com a realidade da obra.

Palavras-chave: Solos colapsíveis. Fundações. Probabilidade de ruína. Probabilidade de danos. Confiabilidade.

ABSTRACT

The engineering works are subject to variation of loads and resistance. In the case of works of foundations on collapsible soils, the resistance of the geotechnical massive can vary, in considerable values, depending on soil moisture. The concepts of reliability are already widely used in other engineering and its application in civil engineering works has collaborated to elaboration designs with adequate level of safety and known degree of risk. In this research is studying the performance of foundations executed in Santa Maria da Boa Vista-PE, Brasília-DF, Bauru-SP, Petrolândia-PE and Petrolina-PE, all regions characteristics of occurrence of collapsible soils. The objective of the research is to perform the analysis with reliability rigor levels, zero through deterministic method, I with semiprobabilistic method, II with approximate probabilistic method through the methodology suggested by Cintra and Aoki (2010) and Aoki (2011) and III with pure probabilistic analysis by applying the Monte Carlo simulation, in the five regions studied, to verify the performance of foundations in the ultimate limit state. The comparison is made between probabilistic analysis with probability density curve of normal distribution, Gumbel and Weibull. It is suggested a methodology for probabilistic analysis in the service limit state. It was concluded that the analysis with resistance probability density curves with Gumbel and Weibull distribution showed failure probability against safety. The probabilistic analysis with level of rigor II of reliability is in favor of security, but is pessimistic estimate of ruin probability compared with those obtained with level of rigor III of reliability. The recommended condition for design analysis in collapsible soils with level of rigor zero and I of reliability is with the waterlogged subsoil as it works with the lowest resistance values, for the with level of rigor II and III of reliability, it is with the subsoil pooled data in the natural and waterlogged condition, because this way we have the simulation of the resistance variation of the foundation system in time and space, referring to more critical for values of failure probability and reliability index. The methodology presented for probabilistic analysis in the limit state of service presents results consistent with the reality of the work.

Keywords: Collapsible soils. Foundations. Failure probability. Probability of damage. Reliability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil	36
Figura 2 - Esquema de um ensaio de capacidade de carga estática.....	44
Figura 3 - Riscos associados à interpretação direta dos resultados do ensaio de placa para utilização da fundação superficial.....	46
Figura 4 - Solução gráfica da reta gerada pela relação apresentada por Van der Veen (1953).	47
Figura 5 - Carga de ruptura segundo o método de Chin (1970).....	48
Figura 6 - Método de extrapolação de Décourt (1996).	49
Figura 7 - Comparação entre os resultados de provas de carga de uma sapata isolada - solo natural x pré-inundado.	51
Figura 8 - Comportamento de uma estaca ensaiada na condição de subsolo na umidade natural e inundado - solo natural x pré-inundado.	51
Figura 9 - Danos causados pelo colapso do solo de fundação as edificações	52
Figura 10 - Possíveis danos causados em edificações devido ao colapso do solo de fundação.....	52
Figura 11 - Possíveis movimentos verticais de uma fundação: (a) Recalque absoluto " w "; Recalque diferencial " δw " (b) Deflexão Relativa " Δ "; (c) Distorções Angulares " $t g \alpha$ e $t g \beta$ "	53
Figura 12 - Distorções angulares e danos associados.....	54
Figura 13 - Incertezas no projeto de estacas baseado em confiabilidade.	57
Figura 14 - Variação das sondagens.	57
Figura 15 - Variações possíveis para os recalques estimados e medidos.....	58
Figura 16 - Relação entre métodos, Probabilísticos, semiprobabilísticos e determinísticos....	61
Figura 17 - Métodos de análise de segurança em projetos de fundações.	62
Figura 18 - Área abaixo da função densidade de probabilidade de "a" a "b".....	63
Figura 19 - Uma fdp e a fdc associada.	63
Figura 20 - Curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação.....	66
Figura 21 - Função margem de segurança.....	67
Figura 22 - Sondagem SPT típica da Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.	75
Figura 23 - Sondagem SPT típica do Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.....	76
Figura 24 - Sondagem SPT típica do Campo Experimental da USP em Bauru-SP.....	77
Figura 25 - Valores médios, máximos e mínimos das sondagens SPT realizadas no terreno	

onde foi implantada a obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.....	78
Figura 26 - Sondagem SPT típica do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.	79
Figura 27 - Casas executadas no Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.....	80
Figura 28 - Apresentação das dimensões da casa modelo Tipo 1, com posição dos pilares e das fundações profundas.....	81
Figura 29 - Apresentação das dimensões da casa modelo Tipo 2, com posição dos pilares e das fundações profundas.....	81
Figura 30 - Apresentação das dimensões da casa modelo Tipo 3, com posição dos pilares e das fundações profundas.....	81
Figura 31 - Fundações executadas na Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica, em Santa Maria da Boa Vista -PE.	82
Figura 32 - Apresentação das características da fundação superficial em sapata corrida, para casa modelo Tipo 3.....	83
Figura 33 - Curvas Carga vs Recalque das estacas ensaiadas em Santa Maria da Boa Vista-PE.....	85
Figura 34 - Curvas Carga vs Recalque das estacas ensaiadas no campo experimental da UnB em Brasília-DF.....	87
Figura 35 - Curvas Carga vs Recalque das estacas com 4 m de comprimento ensaiadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.....	89
Figura 36 - Curvas Carga vs Recalque das estacas com 7 m de profundidade ensaiadas no campo experimental da USP em Bauru-SP.	89
Figura 37 - Série 1, curvas tensão cisalhante vs deformação horizontal proveniente do ensaio de cisalhamento direto. a) Ensaio com solo na umidade constante; b) Ensaio com solo inundado previamente; c) Ensaio com solo inundado durante o cisalhamento.	91
Figura 38 - Série 2, curvas tensão cisalhante vs deformação horizontal proveniente do ensaio de cisalhamento direto. a) Ensaio com solo na umidade constante; b) Ensaio com solo inundado previamente; c) Ensaio com solo inundado durante o cisalhamento.	92
Figura 39 - Série 3, curvas tensão cisalhante vs deformação horizontal proveniente do ensaio de cisalhamento direto. a) Ensaio com solo na umidade constante; b) Ensaio com solo inundado previamente; c) Ensaio com solo inundado	

durante o cisalhamento.	93
Figura 40 - Série 4, curvas tensão cisalhante vs deformação horizontal proveniente do ensaio de cisalhamento direto. a) Ensaio com solo na umidade constante; b) Ensaio com solo inundado previamente; c) Ensaio com solo inundado durante o cisalhamento.	94
Figura 41 - Placa de carga utilizada nos ensaios em Petrolândia-PE e o sistema de carga com caminhão carregado de paralelepípedos.	95
Figura 42 - Curvas tensão vs recalque para os três ensaios de placa realizados em Petrolândia-PE.	96
Figura 43 - Fluxograma da metodologia de análise para estimativa da capacidade de carga das estacas estudadas em Santa Maria da Boa Vista-PE.	98
Figura 44 - Fluxograma da metodologia de análise para estimativa da capacidade de carga das estacas executadas no campo experimental da UnB em Brasília-DF.	98
Figura 45 - Fluxograma da metodologia de análise para estimativa da capacidade de carga das estacas executadas no campo experimental da USP em Bauru-SP.	98
Figura 46 - Fluxograma da metodologia de análise para estimativa da tensão de ruptura das sapatas corridas em Petrolina - PE.	99
Figura 47 - Fluxograma da metodologia de análise para obtenção da carga de ruptura das estacas de Santa Maria da Boa Vista - PE.	100
Figura 48 - Fluxograma da metodologia de análise para obtenção da carga de ruptura das estacas executadas no campo experimental da UnB em Brasília - DF.	101
Figura 49 - Fluxograma da metodologia de análise para obtenção da carga de ruptura das estacas executadas no campo experimental da USP em Bauru - SP.	101
Figura 50 - Fluxograma da metodologia de análise para obtenção da tensão de ruptura das sapatas corridas de Petrolândia - PE.	102
Figura 51 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de estimativa de capacidade de carga das estacas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE e no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.	105
Figura 52 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de estimativa de capacidade de carga das estacas executadas no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.	105
Figura 53 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de estimativa de tensão de ruptura das sapatas corridas estudadas na	

obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.	105
Figura 54 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de carga de ruptura das estacas ensaiadas no campo experimenta da USP em Bauru-SP.	107
Figura 55 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de carga de ruptura das estacas ensaiadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.....	108
Figura 56 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de carga de ruptura das estacas enaiadas no campo experimenta da UnB em Brasília-DF.	108
Figura 57 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de tensão de ruptura das sapatas corridas estudadas na obra dos Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.	109
Figura 58 - Estimativa dos recalques para análise probabilística no ELS.....	110
Figura 59 - Fluxograma com as etapas de desenvolvimento da análise probabilística no ELS, para a obra de Santa Maria da Boa Vista-PE.....	112
Figura 60 - Solicitação das estacas com amostra gerada por meio da SMC, da casa modelo Tipo 3.....	114
Figura 61 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Van der Veen (1953) para ensaio de PCE na condição de subsolo natural e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.	121
Figura 62 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as resistências obtidas mediante os métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga, para as amostras real e com aplicação da SMC.....	124
Figura 63 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as resistências obtidas mediante as cargas de ruptura, para amostra real e amostra com aplicação da simulação Monte Carlo para 10 mil dados aleatórios, com solicitação da casa modelo Tipo 3.	125
Figura 64 - Relação entre o inverso da probabilidade de ruína e as curvas densidade de probabilidade, para resistências estimadas mediante os métodos semiempíricos para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE..	130

Figura 65 - Relação entre o inverso da probabilidade de ruína e as curvas densidade de probabilidade, para resistências estimadas por meio da extrapolação das curvas carga vs recalque para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.....	134
Figura 66 - Curva β x FS para análise dos resultados de capacidade de carga estimados por intermédio de métodos semiempíricos, considerando a casa modelo Tipo 3, na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.	138
Figura 67 - Curva β x FS para análise dos resultados de carga de ruptura, na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.....	143
Figura 68 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as resistências obtidas por intermédio dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga, para amostra real e amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, com referência nas estacas executadas no Campo Experimental da UnB.....	149
Figura 69 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as resistências obtidas por intermédio das cargas de ruptura, com referência nas estacas executadas no Campo Experimental da UnB.	150
Figura 70 - Curvas densidade de probabilidade para as resistências obtidas por intermédio do método semiempírico de estimativa de capacidade de carga, com referência nas estacas de 4 m executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP..	161
Figura 71 - Curvas densidade de probabilidade para as resistências obtidas por intermédio do método semiempírico de estimativa de capacidade de carga, com referência nas estacas de 7 m executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP..	162
Figura 72 - Curvas densidade de probabilidade para as resistências obtidas por intermédio das cargas de ruptura, com referência nas estacas executadas com 4 m de comprimento no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.	163
Figura 73 - Curvas densidade de probabilidade para as resistências obtidas por intermédio das cargas de ruptura, com referência nas estacas executadas com 7 m de comprimento no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.	164
Figura 74 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as resistências obtidas por meio das tensões de ruptura, com referência nas sapatas corridas executadas no Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.	172
Figura 75 - Curva β x FS para análise dos resultados de tensão de ruptura obtidos por meio da extrapolação das curvas tensão vs recalque, para as sapatas corridas	

executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.....	176
Figura 76 - Curvas densidade de probabilidade para o solo da obra em Petrolina-PE.....	180
Figura 77 - Curva β x FS para as sapatas corridas estudadas na obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.....	187
Figura 78 - Comparação entre os resultados de índice de confiabilidade, fator de segurança e resistência de projeto para as estacas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista e no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.....	189
Figura 79 - Comparação entre os resultados de índice de confiabilidade, fator de segurança e resistência de projeto para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF e no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.	192
Figura 80 - Comparação entre os resultados de índice de confiabilidade, fator de segurança e resistência de projeto para as sapatas corridas estudadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE e na obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.....	194
Figura 81 - Relação entre o índice de confiabilidade da amostra real e o índice de confiabilidade da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular, considerando os valores de índice de confiabilidade obtidos nas cinco regiões estudadas para fundações profundas e superficiais.....	197
Figura 82 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para recalques diferenciais toleráveis limites, com $\theta_{TL} = 1/500$, e recalque diferencial de projeto, para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3.....	202
Figura 83 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para recalques diferenciais toleráveis limites, com $\theta_{TL} = 1/150$, e recalque diferencial de projeto, para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3.....	203
Figura 84 - Resultados de índice de confiabilidade para análises probabilísticas no ELU e ELS para a casa modelo Tipo 3, executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.	208

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Principais características dos solos colapsíveis.....	35
Tabela 2 - Algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil.....	37
Tabela 3 - Critério para avaliação de recalques e distorções angulares toleráveis limites e intoleráveis.....	55
Tabela 4 - Coeficientes de variação típicos para parâmetros dos solos.	58
Tabela 5 - Níveis de confiabilidade.....	59
Tabela 6 - Conjunto de modelos probabilísticos para variáveis aleatórias contínuas, com fdp e fdc.	65
Tabela 7 - Limites de probabilidade de ruína e confiabilidade que o Eurocode estabelece.	70
Tabela 8 - Classificação das obras civis por classe de consequência do Eurocode.....	70
Tabela 9 - Limites de probabilidade de ruína e confiabilidade para ELU em estruturas.	70
Tabela 10 - Limites de probabilidade de ruína e confiabilidade para ELS em estruturas.	71
Tabela 11 - Escala subjetiva de risco e tempo de recorrência.	71
Tabela 12 - Características das casas executadas na Agrovila 15.	80
Tabela 13 - Ensaios de campo e laboratório realizados nas cinco regiões estudadas e utilizados nas análises.....	84
Tabela 14 - Características das estacas ensaiadas em Santa Maria da Boa Vista-PE.	84
Tabela 15 - Características das estacas e resultados obtidos nas provas de carga estática realizadas no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.	86
Tabela 16 - Características das estacas e resultados obtidos nas prova de carga estática realizadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.....	88
Tabela 17 - Características de umidade e grau de compactação das séries ensaiadas por cisalhamento direto para a obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.....	90
Tabela 18 - Características de coesão e ângulo de atrito das séries de solo ensaiadas por cisalhamento direto para as diferentes condições de umidade do solo.....	95
Tabela 19 - Características dos ensaios de placa realizados em Petrolândia-PE.....	96

Tabela 20 - Solicitação nas estacas da casa modelo Tipo 3 – amostra real.....	113
Tabela 21 - Resultados estatísticos de solicitação da casa modelo Tipo 3.....	114
Tabela 22 - Resultados estatísticos de resistência obtidos mediante as estimativas de capacidade de carga com referência em métodos semiempíricos.	115
Tabela 23 - Resultados estatísticos de resistência obtida mediante a carga de ruptura das estacas com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados com subsolo na condição natural.....	117
Tabela 24 - Resultados estatísticos de resistência obtida mediante a carga de ruptura das estacas com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados com subsolo na condição inundado para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.....	118
Tabela 25 - Resultados estatísticos de resistência obtidos mediante a carga de ruptura das estacas com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados com subsolo na condição natural e inundado para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.....	119
Tabela 26 - Resultados de probabilidade de ruína, para resistências estimadas mediante os métodos semiempíricos para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.	129
Tabela 27 - Resultados de probabilidade de ruína para as cdp com distribuição normal, de Gumbel e de Weibull, com resistências estimadas mediante os valores de carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios realizados na condição de subsolo natural, para a obra de Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com solicitação da casa modelo Tipo 3.....	131
Tabela 28 - Resultados de probabilidade de ruína para as cdp com distribuição normal, de Gumbel e de Weibull, com resistências estimadas mediante os valores de carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios realizados na condição de subsolo inundado, para a obra de Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com solicitação da casa modelo Tipo 3.....	132
Tabela 29 - Resultados de probabilidade de ruína para as cdp com distribuição normal, de	

Gumbel e de Weibull, com resistências estimadas mediante os valores de carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque agrupando os dados dos ensaios realizados na condição de subsolo natural e inundado, para a obra de Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com solicitação da casa modelo Tipo 3.	133
Tabela 30 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III considerando amostra real e amostra com aplicação da simulação Monte Carlo para valores de resistência estimados por meio de métodos semiempíricos de capacidade de carga, para casa modelo Tipo 3, da obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maira da Boa Vista-PE.....	136
Tabela 31 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da SMC para as resistências estimadas por métodos semiempíricos de capacidade de carga para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.	137
Tabela 32 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III, para valores de resistência estimadas mediante a carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque, para a obra de Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.	139
Tabela 33 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as resistências obtida por intermédio da extrapolação das curvas carga vs recalque para obtenção da carga de ruptura das estacas da obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, para casa modelo Tipo 3.	141
Tabela 34 - Resultados estatísticos de resistência obtidos mediante as estimativas de capacidade de carga com referência em métodos semiempíricos, para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB.	146
Tabela 35 - Resultados estatísticos de resistência obtida por intermédio da carga de ruptura das estacas com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.....	148
Tabela 36 - Resultados de probabilidade de ruína com resistências estimadas por intermédio dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB.....	152

Tabela 37 - Resultados de probabilidade de ruína com resistências estimadas por intermédio dos valores de carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios realizados nas estacas executadas no Campo Experimental da UnB.	153
Tabela 38 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III, para valores de resistência estimados por intermédio de métodos semiempíricos de capacidade de carga, com referência nas estacas executadas no Campo Experimental da UnB.	154
Tabela 39 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as resistências estimadas por métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB.	155
Tabela 40 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III para valores de resistência estimados por intermédio da carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque, para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB.	156
Tabela 41 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as amostras reais com aplicação da SMC para as resistências obtidas por intermédio da extrapolação das curvas carga vs recalque para obtenção da carga de ruptura das estacas executadas no Campo Experimental da UnB, para casa modelo Tipo 3.	157
Tabela 42 - Resultados estatísticos de resistência obtidos por intermédio das estimativas de capacidade de carga com referência em método semiempírico, para as estacas de 4 e 7 m executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.	159
Tabela 43 - Resultados estatísticos de resistência obtidos por intermédio da carga de ruptura das estacas com referência nas curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.	160
Tabela 44 - Resultados de probabilidade de ruína com resistências estimadas por intermédio dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga para as estacas de 4 e 7 m executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.	165
Tabela 45 - Resultados de probabilidade de ruína com resistências estimadas por meio dos	

valores de carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios realizados nas estacas de 4 e 7 m de comprimento executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.....	166
Tabela 46 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III para valores de resistência estimados por meio de método semiempírico de capacidade de carga, com referência nas estacas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.....	167
Tabela 47 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da SMC para as resistências estimadas por método semiempírico de estimativa de capacidade de carga para as estacas com 4 e 7 m executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.....	167
Tabela 48 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III para valores de resistência obtidos por meio da carga de ruptura com referência nas curvas carga vs recalque, para a estacas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.....	168
Tabela 49 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da SMC para as resistências obtida por meio das curvas carga vs recalque para obtenção da carga de ruptura das estacas com 4 e 7 m de comprimento executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP, considerando a solicitação para casa modelo Tipo 3.....	169
Tabela 50 - Resultados estatísticos de solicitação da casa modelo Tipo 3, considerando a fundações em sapata corrida.....	170
Tabela 51 - Resultados estatísticos de resistência obtida por meio da tensão de ruptura das sapatas corridas com extrapolação das curvas tensão vs recalque para ensaios de placa realizados na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.....	171
Tabela 52 - Resultados de probabilidade de ruína para resistências estimadas por meio dos valores de tensão de ruptura com extrapolação das curvas tensão vs recalque para ensaios de placa realizados na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.....	173
Tabela 53 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III para	

valores de resistência estimadas por meio da tensão de ruptura com extrapolação das curvas tensão vs recalque, para as sapatas corridas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE, com solicitação da casa modelo Tipo 3.	174
Tabela 54 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as resistências obtida por meio da extrapolação das curvas tensão vs recalque para obtenção da tensão de ruptura das sapatas corridas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.	175
Tabela 55 - Resultados estatísticos de resistência obtida por meio da tensão de ruptura das sapatas corridas com estimativa por meio de métodos teóricos para o solo da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.	177
Tabela 56 - Resultados de probabilidade de ruína para a obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.....	181
Tabela 57 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III, para as sapatas corridas estudadas na obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.....	184
Tabela 58 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para a obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.	185
Tabela 59 - Resultados estatísticos de recalques diferenciais toleráveis limites na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, para $\theta_{TL} = 1/500$	198
Tabela 60 - Resultados estatísticos de recalques diferenciais toleráveis limites na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, para $\theta_{TL} = 1/150$	199
Tabela 61 - Resultados estatísticos de recalques diferenciais de projeto na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.....	200
Tabela 62 - Resultados de probabilidade de danos nas casas modelo executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com referência na $\theta_{TL} = 1/500$	205
Tabela 63 - Resultado de probabilidade de danos para os recalques diferenciais toleráveis limites na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa	

Vista-PE, com referência na $\theta_{TL} = 1/150$	205
Tabela 64 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade II e III, para análise probabilística no ELS das casas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com recalque diferencial tolerável limite referenciado na distorção angular de 1/500.....	206
Tabela 65 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade II e III, para análise probabilística no ELS das casas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com recalque diferencial tolerável limite referenciado na distorção angular de 1/150.....	207
Tabela 66 - Resultados de probabilidade de danos e probabilidade de ruína para a casa modelo Tipo 3, executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE	208

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Coeficiente angular da reta, método de Van der Veen (1953);
Ad	Ação de projeto;
A_k	Ação característica;
A_p	Área de ponta;
b	Diâmetro da placa;
b	Representa o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica, para o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976);
B	Largura da base maior da fundação;
c'	Coesão do solo;
c_{dp}	Curva densidade de probabilidade;
C e m	Constantes do método de extrapolação de Chin (1970);
C_1	Inclinação da reta de rigidez no gráfico da rigidez;
C_2	Interseção da reta da rigidez com o eixo y no gráfico da rigidez;
CS	Coeficiente de segurança;
dc, dq e dy	Fatores de profundidade para o método de Brinch Hansen (1961);
D_f	Profundidade de embutimento da fundação;
Dr	Densidade relativa do solo;
E	Módulo de elasticidade;
$f_r(R)$	Funções de densidade de probabilidade contínua de resistência;
$f_s(S)$	Funções de densidade de probabilidade contínua de solicitação;
F_p	Função que calcula o parâmetro variável;
FS	Fator de segurança;
ic, iq e iy	Fatores de inclinação da carga para o método de Brinch Hansen (1961);
IsB	Fator de forma da sapata e de sua rigidez;

I_{sb}	Fator de forma da placa e de sua rigidez;
L	Comprimento;
N	Inverso da probabilidade de ruína;
N_{AL}	Número aleatório real maior ou igual a 0 e menor que 1 distribuído de forma uniforme;
N_c , N_q e N_γ	Fatores de capacidade de carga para o método de Terzaghi (1943);
N_{spt}	Índice de resistência à penetração do ensaio SPT;
P	Carga aplicada na estaca;
$P_{m\acute{a}x}$	Carga de ruptura, método de Van der Veen (1953);
$P_{vm\acute{a}x}$ e $P_{vm\acute{i}n}$	Valores máximos e mínimos para o parâmetro variável;
$P_{vm\acute{e}d}$	Valores médios para o parâmetro variável;
PCE	Prova de carga estática;
p_f	Probabilidade de ruína;
p_d	Probabilidade de danos;
p_0 e s_0	Tensões equivalentes;
q	Sobrecarga;
Q_{ult}	Carga de ruptura;
R	Resistência;
R_{adm}	Resistência admissível;
R_d	Resistência de projeto;
R_L	Resistência por atrito lateral;
r_L	Força resistente por atrito lateral;
$R_{m\acute{e}d}$	Resistência média;
R_t	Capacidade de carga;
R_p	Resistência de ponta;
r_p	Tensão resistente na ponta;

Rult	Resistência última;
SMC	Simulação Monte Carlo;
SPT	Standard penetration test;
S_c , S_q e S_γ	Fatores de forma para o método de Terzaghi (1943);
Sd	Solicitação de projeto;
S	Solicitação;
$S_{méd}$	Solicitação média;
U	Perímetro do fuste;
UnB	Universidade de Brasília;
USP	Universidade de São Paulo;
VA	Variável aleatória;
VdV Aoki	Van der Veen modificado por Aoki;
vs	Coeficiente de variação da solicitação;
vr	Coeficiente de variação da resistência;
$v\delta_{TL}$	Coeficiente de variação do recalque diferencial tolerável limite;
$v\delta_d$	Coeficiente de variação do recalque diferencial tolerável limite;
wB	Recalque da sapata;
wb	Recalque da placa;
$w_{máx}$	Recalque absoluto máximo;
Zm	Valor médio da margem de segurança;
β	Índice de confiabilidade;
$\beta(AR)$	Índice de confiabilidade para amostra real;
$\beta(SMC)$	Índice de confiabilidade para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo;
γ	Peso específico do solo;
γ_m	Coeficiente parcial de minoração da resistência;

γ_f	Coeficiente parcial de majoração da solicitação;
Δ_L	Comprimento do fuste na camada de solo;
δ_w	Recalque diferencial;
$\delta_{m\acute{a}x}$	Recalque diferencial máximo;
δ_{TL}	Recalque diferencial tolerável limite;
$\delta_{TLméd}$	Recalque diferencial tolerável limite médio;
δ_d	Recalque diferencial tolerável limite;
$\delta_{dméd}$	Recalque diferencial tolerável limite médio;
θ	Distorção angular;
θ_{TL}	Distorção angular tolerável limite;
θ_p	Distorção angular de projeto;
μ	Média;
μ_x	Média de X para função densidade de probabilidade $f(x)$;
ρ ou w	Recalque (mm);
σ_Pv	Desvio padrão do parâmetro variável;
σ_r	Tensão de ruptura;
σ^2_x	Variância de X para função densidade de probabilidade $f(x)$;
σ_r	Desvio padrão de resistência;
σ_s	Desvio padrão de solicitação;
σ_z	Desvio padrão da margem de segurança;
$\sigma_{\delta_{TL}}$	Desvio padrão do recalque diferencial tolerável limite;
σ_{δ_d}	Desvio padrão do recalque diferencial tolerável limite;
φ ou ϕ	Ângulo de atrito do solo;

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	30
1.1	JUSTIFICATIVA.....	31
1.2	OBJETIVOS.....	32
1.2.1	Objetivo geral.....	32
1.2.2	Objetivos específicos.....	32
1.2.3	Estruturação dos capítulos.....	33
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	35
2.1	SOLOS COLAPSÍVEIS.....	35
2.2	ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	39
2.3	ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDA.....	41
2.4	PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	43
2.5	ENSAIO DE PLACA.....	44
2.6	EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS CARGA VS RECALQUE.....	46
2.6.1	Método de Van der Veen (1953).....	46
2.6.2	Método de Van der Veen modificado por Aoki (1976).....	47
2.6.3	Método de Chin (1970).....	48
2.6.4	Método da rigidez de Décourt (1996).....	48
2.7	FUNDAÇÃO ASSENTE EM SOLO COLAPSÍVEL.....	50
2.8	LIMITES TOLERÁVEIS DE RECALQUE E DANOS ASSOCIADOS EM EDIFICAÇÕES.....	52
2.9	PROBABILIDADE DE RUÍNA E CONFIABILIDADE.....	55
2.9.1	Incertezas no projeto e execução de fundações.....	55
2.9.2	Níveis de rigor de confiabilidade.....	59
2.9.3	Métodos de verificação da segurança.....	61
2.9.4	Curvas densidade de probabilidade.....	62
2.9.5	Conceito de probabilidade de ruína e confiabilidade.....	64
2.9.6	Equações de análise de probabilidade de ruína e confiabilidade.....	67

2.9.7 Interpretação de resultados de probabilidade de ruína e confiabilidade.....	69
2.10 SIMULAÇÃO MONTE CARLO.....	72
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	74
3.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS REGIÕES.....	74
3.1.1 Reassentamento de Itaparica - Santa Maria da Boa Vista-PE.....	74
3.1.2 Campo experimental da UnB – Brasília-DF.....	75
3.1.3 Campo experimental da USP – Bauru/SP.....	76
3.1.4 Obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.....	77
3.1.5 Reassentamento de Itaparica - Petrolândia-PE.....	78
3.2 APRESENTAÇÃO DA CASA CONSIDERADA TÍPICA NAS ANÁLISES.....	79
3.3 APRESENTAÇÃO DAS FUNDAÇÕES E DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO.....	83
3.3.1 Reassentamento de Itaparica - Santa Maria da Boa Vista-PE.....	84
3.3.2 Campo experimental da UnB – Brasília/DF.....	86
3.3.3 Campo experimental da USP – Bauru-SP.....	87
3.3.4 Obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.....	90
3.3.5 Reassentamento de Itaparica - Petrolândia-PE.....	95
3.4 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS COM BASE NO ÍNDICE N_{SPT} E DA TENSÃO DE RUPTURA DAS SAPATAS CORRIDAS COM BASE NOS PARÂMETROS PROVENIENTES DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	97
3.5 DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA DAS ESTACAS E DA TENSÃO DE RUPTURA DAS SAPATAS CORRIDAS COM BASE EM ENSAIOS DE PROVA DE CARGA E DE PLACA.....	99
3.6 ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU).....	103
3.6.1 Método de estimativa da capacidade de carga ou da tensão de ruptura.....	104
3.6.2 Métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque.....	106
3.7 ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS).....	109
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	113
4.1 RESULTADOS DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE	

ÚLTIMO- ELU DA OBRA DO REASSENTAMENTO DE ITAPARICA EM SANTA MARIA DA BOA VISTA-PE.....	113
4.1.1 Solicitações nas estacas da casa modelo Tipo 3.....	113
4.1.2 Análise estatística da resistência estimada mediante a capacidade de carga das estacas.....	115
4.1.3 Análise estatística da resistência obtida mediante a carga de ruptura das estacas.....	116
4.1.4 Interação entre curva densidade de probabilidade de resistência com os histogramas de resistência.....	120
4.1.5 Análise das curvas densidade de probabilidade no Estado Limite Último – ELU.....	123
4.1.6 Resultados de probabilidade de ruína.....	128
4.1.7 Resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III.....	135
4.2 RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELU PARA O CAMPO EXPERIMENTAL DA UnB EM BRASÍLIA-DF.....	145
4.2.1 Análise estatística das resistências estimadas mediante a capacidade de carga das estacas.....	145
4.2.2 Análise estatística das resistências obtidas mediante a carga de ruptura das estacas.....	146
4.2.3 Análise das curvas densidade de probabilidade no ELU.....	149
4.2.4 Resultados de probabilidade de ruína.....	151
4.2.5 Resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III.....	154
4.3 RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELU PARA O CAMPO EXPERIMENTAL DA USP EM BAURU-SP.....	158
4.3.1 Análise estatística das resistências estimadas mediante a capacidade de carga das estacas.....	158
4.3.2 Análise estatística das resistências obtidas mediante a carga de ruptura das estacas.....	159
4.3.3 Análise das curvas densidade de probabilidade no ELU.....	160
4.3.4 Resultados de probabilidade de ruína.....	164
4.3.5 Resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III.....	166
4.4 RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELU DA OBRA DO REASSENTAMENTO DE ITAPARICA EM PETROLÂNDIA-PE.....	170

4.4.1	Análise estatística das solicitações da casa modelo Tipo 3.....	170
4.4.2	Análise estatística das resistências obtidas mediante a carga de ruptura das sapatas corridas.....	171
4.4.3	Análise das curvas densidade de probabilidade no ELU.....	172
4.4.4	Resultados de probabilidade de ruína.....	173
4.4.5	Resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III.....	173
4.5	RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELU PARA A OBRA DO PROGRAMA MINHA CASA MINHA VIDA EM PETROLINA-PE.....	176
4.5.1	Análise estatística das resistências obtidas por meio da tensão de ruptura das sapatas corridas.....	177
4.5.2	Análise das curvas densidade de probabilidade no ELU.....	179
4.5.3	Resultados de probabilidade de ruína.....	181
4.5.4	Resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III.....	183
4.6	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELU PARA AS CINCO REGIÕES ESTUDADAS.....	188
4.6.1	Obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE vs Campo Experimental da USP em Bauru-SP.....	188
4.6.2	Campo Experimental da UnB em Brasília-DF vs Campo Experimental da USP em Bauru-SP.....	190
4.6.3	Obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE vs obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.....	193
4.6.4	Correlação entre os valores de índice de confiabilidade para os níveis de rigor de confiabilidade II e III.....	196
4.7	RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELS PARA A OBRA DO REASSENTAMENTO DE ITAPARICA EM SANTA MARIA DA BOA VISTA-PE.....	197
4.7.1	Análise estatística dos recalques diferenciais toleráveis limites para $\theta_{TL} = 1/500$	197
4.7.2	Análise estatística dos recalques diferenciais toleráveis limites para $\theta_{TL} = 1/150$	198
4.7.3	Análise estatística dos recalques diferenciais de projeto.....	200
4.7.4	Análise das curvas densidade de probabilidade no ELS.....	201
4.7.5	Resultados de probabilidade de danos.....	204

4.7.6 Resultados de confiabilidade para análise probabilística no ELS.....	206
4.7.7 Comparação entre os resultados da análise probabilística no ELU e no ELS para a casa modelo Tipo 3.....	207
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	210
5.1 CURVAS DENSIDADE DE PROBABILIDADE DE RESISTÊNCIA COM DISTRIBUIÇÃO NORMAL, DE GUMBEL E DE WEIBULL.....	210
5.2 NÍVEIS DE RIGOR DE CONFIABILIDADE ZERO, I, II E III PARA ANÁLISE NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	210
5.3 MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS E DE TENSÃO DE RUPTURA DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	211
5.4 MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS CARGA VS RECALQUE E TENSÃO VS RECALQUE.....	212
5.5 SOLOS COLAPSÍVEIS.....	212
5.6 ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	214
5.7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	215
REFERÊNCIAS.....	216
APÊNDICE A – ESTIMATIVAS DE CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS REFERENCIADAS EM MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	224
APÊNDICE B – HISTOGRAMAS DOS DADOS OBTIDOS ATRAVÉS DA SIMULAÇÃO MONTE CARLO.....	226
APÊNDICE C – EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS CARGA VS RECALQUE...238	238
APÊNDICE D – CARGA DE RUPTURA DAS ESTACAS OBTIDA ATRAVÉS DA EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS CARGA VS RECALQUE.....	241
APÊNDICE E – PARÂMETROS DE FORMA, ESCALA E POSIÇÃO PARA CURVAS DENSIDADE DE PROBABILIDADE COM DISTRIBUIÇÃO DE GUMBEL E WEIBULL.....	243
APÊNDICE F – INTERAÇÃO DAS CURVAS DENSIDADE DE PROBABILIDADE NORMAL, GUMBEL E WEIBULL COM OS	

HISTOGRAMAS PROVENIENTES DA SIMULAÇÃO MONTE CARLO PARA OS VALORES DE RESISTÊNCIA DA OBRA DO REASSENTAMENTO DE ITAPARICA EM SANTA MARIA DA BOA VISTA-PE.....	244
APÊNDICE G – CURVAS DENSIDADE DE PROBABILIDADE DE RESISTÊNCIA COM DISTRIBUIÇÃO DE GUMBEL E WEIBULL PARA A ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DA OBRA DO REASSENTAMENTO DE ITAPARICA EM SANTA MARIA DA BOA VISTA-PE.....	256
APÊNDICE H – CURVAS β x FS.....	261
APÊNDICE I – SOLICITAÇÕES NAS SAPATAS CORRIDAS.....	264
APÊNDICE J – TENSÃO DE RUPTURA DAS SAPATAS CORRIDAS.....	265
APÊNDICE K - LEVANTAMENTO DOS RECALQUES TOLERÁVEIS LIMITE E DOS RECALQUES DE PROJETO QUE SUBSIDIAM A ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	266

1 INTRODUÇÃO

A superestrutura e as fundações de uma obra de engenharia estão sujeitas à variabilidade das solicitações e das resistências em seu sistema de Fundações. No caso da superestrutura o controle tecnológico da obra e a especificação dos materiais a serem empregados em cada elemento estrutural minimiza a variabilidade dos valores de resistência. Segundo Barros (2012) nas fundações, a situação é mais crítica, pois além da variabilidade dos materiais dos elementos estruturais, também existe a grande variabilidade das características do maciço geotécnico onde será assente a fundação, o qual gera a necessidade de adequação do projeto para minimizar a variação da resistência no sistema de fundação.

No caso de obras de fundações assentes em solos colapsíveis, o risco associado à variação da resistência é maior, uma vez que a resistência do maciço geotécnico pode variar, em valores consideráveis, a depender da umidade do solo. Quando o solo de fundação entra em colapso provoca recalques excessivos nos elementos de fundação, que podem causar danos na edificação, sendo estéticos, funcionais e estruturais. A depender da intensidade dos danos causados pelo colapso do solo os custos de reparo podem ser elevados e em alguns casos podem ser irreversíveis, quando, por exemplo, comprometem a superestrutura da edificação.

A tradição brasileira no desenvolvimento de projeto geotécnico de fundação consiste na determinação da carga admissível utilizando o fator de segurança global ou fatores de segurança parciais, segundo as recomendações da NBR 6122/2010, para garantir a segurança no Estado Limite Último (ELU) do sistema de fundação. Porém não é correto afirmar que os fatores de segurança prescritos em norma garantem a ausência de risco de ruína de uma fundação. Por esse motivo é necessário verificar também a probabilidade de ruína da fundação, por meio da chamada análise de confiabilidade (CINTRA e AOKI, 2010).

A NBR 6122/2010 recomenda no desenvolvimento de projeto geotécnico de fundações a estimativa dos recalques e a verificação da distorção angular. Os recalques diferenciais dos elementos de fundação de uma edificação podem levar a danos estéticos, funcionais e estruturais. Quando a fundação encontra-se assente em solo colapsível a análise no Estado Limite de Serviço (ELS) deve ser mais rigorosa, pois as deformações do solo podem ser excessivas, e podem causar danos que comprometam o desempenho da edificação. Neste contexto, a NBR 6122/2010 recomenda a comparação entre os recalques estimados e o recalque aceitável, para que seja garantida a segurança da edificação no ELS. Entretanto a análise é desenvolvida normalmente considerando os valores absolutos de recalque e distorção angular nas fundações e desconsiderando a variação em torno desses valores.

Portanto, é necessária também a análise da probabilidade de danos, considerando a variação dos valores de recalque no ELS em comparação com os valores que geram danos estéticos e funcionais na edificação, denominados de valores toleráveis limites.

Segundo Teixeira et al. (2012), em uma análise de confiabilidade, um sistema pode ser avaliado por diferentes métodos, cada um com um determinado nível de rigor. Normalmente os níveis considerados são cinco e denominam-se como descritos a seguir: Nível zero (métodos determinísticos); Nível I (métodos semiprobabilístico); Nível II (métodos probabilísticos aproximados); Nível III (análises probabilísticas puras); Nível IV (análises de risco).

No desenvolvimento deste trabalho foi avaliada a segurança das obras estudadas, no ELU e no ELS, para os níveis de rigor Zero, I, II e III, realizando a comparação dos resultados obtidos para cada nível e verificando se os mesmos se encontram em conformidade com os valores de confiabilidade recomendados pelas normas internacionais e pela literatura. Nas análises em nível de rigor II e III também são comparados os resultados de probabilidade de ruína e probabilidade de danos para análises realizadas com as curvas densidade de probabilidade Normal, Gumbel e Weibull.

1.1 JUSTIFICATIVA

Os projetos de fundações no Brasil exigem apenas a análise de cargas admissíveis e de fatores de segurança, globais ou parciais, prescritos na NBR 6122/2010, para garantir a segurança das obras no ELU. Para garantir a segurança das obras no ELS é recomendada, no desenvolvimento de projetos geotécnicos de fundações, a estimativa dos recalques com verificação da distorção angular e a comparação dos recalques estimados com os respectivos valores toleráveis limites de deformação. Entretanto, sabe-se que a prática consiste na utilização de valores determinísticos que consideram apenas a resistência média e a solicitação média e desconsideram a variação em torno desses valores, na estimativa dos parâmetros de resistência e deformação do elemento de fundação.

Para termos projetos e obras com maior segurança é importante analisar a variabilidade a qual o sistema de fundação está sujeito por meio da análise de probabilidade de ruína e probabilidade de danos, como forma de obter maior confiabilidade no desempenho das fundações de uma edificação.

A análise comparativa dos diferentes níveis de rigor pode colaborar para a consolidação de uma metodologia aplicável a realidade dos projetos de fundação e verificação

do desempenho das obras projetadas, facilitando na incorporação de exigência da análise de confiabilidade nos projetos de fundações nacionais, aumentando assim o nível de segurança das obras. Aplicar as técnicas de análise de confiabilidade em fundações assentes em solos colapsíveis é importante para verificar o grau de segurança das obras executadas, considerando as metodologias recomendadas pela NBR 6122/2010, e verificar qual o nível de rigor de confiabilidade fornece maior confiabilidade e precisão na segurança dessas obras.

A comparação entre as diferentes curvas densidade de probabilidade pode fornecer parâmetros para o desenvolvimento de análises de confiabilidade menos complexas, para níveis de rigor mais exigentes. Desta forma a análise pode facilitar a implementação de técnicas mais rigorosas de confiabilidade nos projetos e na análise de desempenho das obras de fundação.

No Brasil, é típica a ocorrência de solos colapsíveis em algumas regiões do Nordeste, Centro-Oeste e Sudeste. Nesta pesquisa foram estudadas as fundações de obras nas cidades de Santa Maria da Boa Vista, Petrolândia e Petrolina no estado de Pernambuco (FUCALE, 2000), no campo experimental da UnB em Brasília (GUIMARÃES, 2002) e no campo experimental da USP em Bauru no estado de São Paulo (FERREIRA, 1998), regiões caracterizadas com a ocorrência de solos colapsíveis.

1.2 OBJETIVOS

Neste subitem são descritos o objetivo geral e os objetivos específicos deste trabalho, que estão relacionados à análise probabilística no Estado Limite Último (ELU) e no Estado Limite de Serviço (ELS) de fundações profundas e superficiais assentes em solos colapsíveis.

1.2.1 Objetivo geral

Analisar a confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III em edificações com fundações superficiais ou profundas assente em solos colapsíveis, nas obras de Santa Maria da Boa Vista-PE, Petrolina-PE e Petrolândia-PE e nos Campos Experimentais da UnB em Brasília-DF e da USP em Bauru-SP.

1.2.2 Objetivos específicos

Dentre os objetivos específicos a serem atingidos nesta pesquisa, destacam-se:

- a) verificar o desempenho das fundações no estado limite último com análise de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III;
- b) verificar a probabilidade de ruína das fundações assentes em solos colapsível, para

dados de ensaio de campo e laboratório com o solo na condição de umidade natural e inundado;

- c) realizar a análise de probabilidade de ruína nas obras de Santa Maria da Boa Vista-PE, Petrolina-PE e Petrolândia-PE e nos Campos Experimentais da UnB em Brasília-DF e da USP em Bauru-SP, utilizando a metodologia sugerida por Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011) e a metodologia com utilização da simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular e geração de 10 mil dados aleatórios;
- d) propor metodologia para análise probabilística no estado limite de serviço, com estimativa de probabilidade de danos para fundações profundas;
- e) comparar os resultados obtidos de probabilidade de ruína, para distribuição de resistência das fundações com curvas densidade de probabilidade Normal, Gumbel e Weibull;

1.2.3 Estruturação dos capítulos

O presente trabalho está estruturado em cinco capítulos, sucintamente descritos a seguir:

No Capítulo 1 é apresentada uma introdução aos temas estudados nesta dissertação, demonstrando a relevância e atualidade do tema estudado. Posteriormente são apresentados os objetivos gerais e específicos propostos para esta dissertação.

No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica, com relação a solos colapsíveis, fundações profundas e superficiais, ensaios de campo e laboratório, incertezas geotécnicas, conceitos básicos de estatística e probabilidade e conceitos de análise probabilística no estado limite último e no estado limite de serviço aplicados a fundações.

No Capítulo 3 são apresentadas as características geotécnicas das cinco regiões estudadas na dissertação, com apresentação das fundações executadas em cada região e apresentação dos ensaios de campo e laboratório realizados e executados em cada região. Também são apresentadas as características das casas modelo Tipo 1, 2 e 3. Após são apresentadas as metodologias para obtenção de capacidade de carga e carga de ruptura das fundações profundas e tensão de ruptura das fundações superficiais. Após são apresentadas as metodologias para análise probabilística no estado limite último e no estado limite de serviço.

No Capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados obtidos para as análises do desempenho das fundações, com nível de rigor de confiabilidade zero, I, II e III no estado limite último, para as cinco regiões estudadas. Também são apresentados e discutidos os

resultados obtidos para a análise probabilística realizada no estado limite de serviço.

No Capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões obtidas na interpretação dos resultados e as recomendações para futuros estudos na área de interesse.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo está dividido em três temáticas, a primeira referente a solos colapsíveis e ao desempenho de fundações assente neste tipo de solo. A segunda as fundações profundas e superficiais, com as características de cada uma delas, as estimativas de capacidade de carga e as formas de verificação de seus desempenhos com ensaios de campo. E a terceira refere-se à análise probabilística em fundações no ELU e ELS.

2.1 SOLOS COLAPSÍVEIS

Solos colapsíveis ou meta-estáveis são solos não saturados que experimentam um radical rearranjo de partículas e grande redução de volume quando inundado com ou sem carga adicional (Convenção anual da ASCE em 1976 na Filadélfia, Clemence e Finbarr, 1981). Também pode ocorrer o colapso do solo por alteração do seu estado de tensões, sem que necessariamente ocorra a inundação.

Nos solos de baixa densidade, o aumento de umidade resulta em uma redução da resistência nos contatos entre as partículas, devido à redução da sucção, um rearranjo estrutural e uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante é gerado. A esse fenômeno, tem-se dado o nome de colapso, onde se dá a designação de solo colapsível ou colapsável aos solos que experimentam o fenômeno (Vilar e Ferreira, 2015). Nos solos colapsíveis há uma redução brusca dos índices de vazios, o que gera uma modificação no estado de tensões do solo, fazendo com que o comportamento tensão-deformação seja distinto do apresentado na condição inicial, quando aumentado o seu grau de saturação. Na Tabela 1 são apresentadas as principais características de um solo colapsível.

Tabela 1 - Principais características dos solos colapsíveis.

Solos Colapsíveis
- Solo não saturado.
- Solo com estrutura porosa ou instável, com partículas interligadas por argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos.
- Solos de origem recente e de fácil drenagem de regiões tropicais úmidas com lixiviação dos horizontes superficiais.
- Solos em regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões de alternância de estações secas e chuvas intensas e concentradas.

Fonte: Adaptado de Vilar e Ferreira (2015).

Segundo Cintra *et. al.* (2011), os solos colapsíveis, com baixa umidade, apresentam uma espécie de resistência aparente, gerada pela pressão negativa entre as partículas do solo denominada de sucção. Desta forma, quanto mais seco o solo colapsível, maior a sucção e, maior a capacidade de carga. Já quando o solo está saturado a sucção se reduz a zero e este solo perde a resistência aparente fazendo a capacidade de carga atingir valores mínimos.

Reginatto & Ferrero (1973) classificaram os solos colapsíveis, em solos verdadeiramente colapsíveis, sendo aqueles que sofrem o colapso sem que haja atuação de carregamento externo, e os solos condicionados ao colapso, sendo aqueles que necessitam da atuação de um carregamento externo para motivar a ocorrência do colapso.

No Brasil, os solos colapsíveis são encontrados em vários estados, conforme apresentado na Figura 1. A Tabela 2, que foi elaborada por Ferreira (2008), apresenta alguns casos de ocorrência deste tipo de solo no país, destacando as características de origem e classe pedológica do solo.

Figura 1 - Algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil



Fonte: Veríssimo (2016).

Tabela 2 - Algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil

Região do Brasil	Município/Estado	Referência	Origem/Classe Pedológica
Norte	Manaus - AM	Dias e Gonzales (1985)	Formação Barreira / Latossolo
	Belém - PA	Samtos Filho <i>et al.</i> (2005)	Formação Barreira / Latossolo
	Palmas - TO	Ferreira <i>et al.</i> (2002)	Formação Pimentais / Coluvial
Nordeste	Parnaíba - PI	Riani e Barbosa (1989)	Eólica / Areia Quartzosa
	Natal - RN	Santos Júnior e Araújo (1999)	Eólica / Areia Quartzosa
	João Pessoa - PB	Martins <i>et al.</i> (2004)	Formação São Martins
	Sape - PB	Martins <i>et al.</i> (2004)	Formação Barreiras
	Areia - PB	Martins <i>et al.</i> (2004)	Formação Barreiras
	Recife - PE	Ferreira (1997)	Formação Barreira / Latossolo e Alivial / Arenito
	Gravatá - PE	Ferreira (1989)	Complexo Carnaíba / Podzólico
	Carnapiba - PE	Ferreira (1989)	Complexo Monteiro / Bruno Não Cálculo
	Petrolândia - PE	Ferreira (1989); Ferreira (1995); Fucale (2000)	Formação Marizal / Areia Quartzosa
	Cabrobó - PE	Ferreira <i>et al.</i> (2007)	-
	Sta. M. B. Vista - PE	Ferreira e Teixeira (1989); Fucale (2000)	Granitoides Diversos / Podzólicos
	Petrolina - PE	Aragão e Melo (1982); Ferreira (1989); Fucale (2000); Torres (2014); Veríssimo (2016); Freitas (2017); Santos (2018)	Aluvial / Areia Quartzosa
	Rodelas - BA	Ferreira (1988)	Formação Tacaratu / Areia Quartzosa
	Bom Jesus da Lapa - BA	Mendonça (1990)	Formação Vazantes e Aluviões / Areia Quartzos e Latossolo
	Juazeiro do Norte - CE	Batista e Bandeira (2015)	Rochas sedimentares (Arenito e Calcário) / Podzólico vermelho-amarelo
	São Bento do Norte - RN	Araújo <i>et al.</i> (2018), CPRM (2005)	Depósitos litorâneos
Centro Oeste	Brasília - DF	Berberian (1982); Paixão e Carvalho (1994); Guimarães <i>et al.</i> (2002); Silva (2006)	Laterítico
	Goias - GO	Moraes <i>et al.</i> (1994)	Coluvial
	Itumbiara - GO	Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Coluvial - Basalto / Residual - Basalto
	Jaíba - MG	Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Aluvial
	Manga - MG	Bevenuto (1982)	Aluvionar / Areia Quartzosa

Tabela 2 - Algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil. (Continuação)

Região do Brasil	Município/Estado	Referência	Origem/Classe Pedológica
Centro Oeste	Três Marias - MG	Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Coluvial - Siltitos
	Uberlândia - MG	Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Coluvial - Basalto / Coluvial - Arenito
Sudeste	Ilha Solteira - SP	Vargas (1973), Ferreira <i>et al.</i> (1989), Rodrigues e Loilo (2002)	Colúvio - Arenito / Podzólicos e Latossolos
	Pereira Barreto - SP	Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Coluvial - Arenito / Coluvial - Arenito
	Bauru - SP	Vargas (1973), Ferreira <i>et al.</i> (1989), Agnelli (1992), Ferreira (1998), Saab e Rodrigues (2018)	Coluvial - Arenito Residual do Arenito do Grupo Bauru / Latossolo Vermelho Escuro
	São Carlos - SP	Vilar <i>et al.</i> (1985), Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Coluvial - Arenito
	Sumaré e Paulínia - SP	Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Coluvial - Arenito
	Mogi Guaçu - SP	Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Coluvial - Granito
	Campinas - SP	Albuquerque (2006)	Coluvial - Diabásio / Laterítico
	Itapetininga - SP	Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Coluvial
	Canoas - SP	Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Coluvial - Basalto
	Rio Sapucaí - SP	Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Coluvial - Basalto / Residual - Basalto / Residual - Basalto
	São J. dos Campos - SP	Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Aluvial
	São Paulo - SP	Vargas (1973), Ferreira <i>et al.</i> (1989)	Aluvial
Sul	Cascavel - PR	Vieira <i>et al.</i> (2017)	Laterítico / Nitossolo vermelho
	Londrina - PR	Teixeira <i>et al.</i> (2004), Gonçalves (2006) <i>et al.</i> e Miguel e Belicanta (2004)	Basalto laterizado

Tabela 2 - Algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil. (Continuação)

Região do Brasil	Município/Estado	Referência	Origem/Classe Pedológica
Sul	Maringá - PR	Gutierrez (2004), Gutierrez (2005)	Formação Serra Geral - Basalto / Latossolo Vermelho
	Timbé do Sul - SC	Feuerhaumel <i>et al.</i> (2004)	Colúvio Basalto
	São Leopoldo RS	Martins <i>et al.</i> 2002 e Medero <i>et al.</i> 2004	Arenito Botucatu . Eólica Solo residual
	São José dos Ausentes RS	Feuerhaumel <i>et al.</i> (2004)	Coluvial Arenito
	Gravati - RS	Dias (1989)	Formação Serra Geral /Latossolo e Podzólico

Fonte: Adaptado de Ferreira (2008).

2.2 ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

A superestrutura transmite uma carga de solicitação para as fundações que tem a função de retransmiti-las para o solo o qual estão apoiadas. O aumento da solicitação gera uma superfície potencial de ruptura no maciço do solo, quando a máxima resistência do sistema sapata solo é mobilizada a fundação por sapata isolada encontra-se na eminência de ruptura e este valor representa sua capacidade de carga (CINTRA *et al.*, 2011).

Terzaghi (1943) foi o primeiro que apresentou uma proposta para os tipos de ruptura em fundações superficiais, sendo elas a ruptura generalizada e a ruptura localizada. Vesic (1963) acrescentou mais um tipo de ruptura a por punção, que pode ocorrer, segundo o autor, quando a fundação está assente em solos arenosos com alto índice de vazios.

Velloso e Lopes (2010) descrevem as características das curvas carga x recalque para os três tipos de ruptura.

- Ruptura generalizada: A ruptura ocorre bruscamente após uma curta transição, onde a curva atinge um pico de resistência e depois ocorre à ruptura, normalmente ocorrem em solos granulares compactos ou em solos coesivos muito sobreadensados;
- Ruptura localizada: A curva é mais abatida, com o acréscimo de carregamento aumenta-se a deformação do solo, ocorre normalmente em solos granulares fofos e em solos coesivos levemente sobreadensados;
- Ruptura por punção: A curva apresenta um deslocamento vertical acelerado com o aumento da solicitação, isso porque, à medida que a carga aumenta o movimento vertical das fundações é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo. Para os solos de granulometria grossa, o mecanismo de colapso depende da densidade

relativa do solo (D_r) e da profundidade de embutimento no maciço.

Terzaghi (1943) foi o primeiro a apresentar uma equação de estimativa de capacidade de carga para fundação superficial com a premissa da fórmula consistindo na condição de que a fundação de apoio tem comprimento infinito, que a carga vertical é concêntrica com a linha central da base, o solo é homogêneo e a superfície do solo é horizontal, desenvolvendo a Equação 1 a qual representa as somas das parcelas de coesão, sobrecarga e peso específico do solo.

$$\sigma_r = c' * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad (1)$$

σ_r – Tensão de ruptura;

c' - Coesão do solo;

q – Sobrecarga;

γ – Peso específico do solo;

B – Largura da base maior da fundação;

Terzaghi e Peck (1967) apresentaram posteriormente uma equação semiempírica considerando um fator de forma (Sc , Sq e S_γ) da fundação superficial para cada parcela da equação apresentada por Terzaghi (1943).

Brinch Hansen (1961) evoluiu a estimativa de capacidade de carga nas fundações superficiais, considerando que a carga seria excêntrica e para levar em consideração nas análises sua forma, profundidade e inclinação das cargas, o autor aplicou a equação inicial apresentada por Terzaghi fatores de forma (Sc , Sq e S_γ), profundidade (d_c , d_q e d_γ) e inclinação das cargas (i_c , i_q e i_γ).

Meyerhof (1963) apresentou uma evolução na superfície de ruptura apresentada por Terzaghi (1943), pois considerou que a superfície de ruptura da fundação superficial se prolonga até a camada mais superficial do terreno, desta forma, o autor considera a contribuição não apenas da sobrecarga do solo na camada acima da cota de assentamento, mas também a contribuição referente à resistência ao cisalhamento do solo naquela região.

Para aplicação da proposição de Meyerhof (1963) utiliza-se a mesma equação para ruptura geral apresentada por Terzaghi (1943), com novos valores de fator de capacidade de carga, que agora obtêm seus valores considerando a contribuição da resistência ao cisalhamento do solo na parte superior a cota de assentamento da sapata.

Para o caso de ruptura geral Vesic (1975) considera duas alterações na equação apresentada por Terzaghi e Peck (1963), uma refere-se à estimativa de N_γ e a segunda refere-

se a utilização dos fatores de forma sugeridos por De Beer (1967).

2.3 ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Para melhor compreender o significado de capacidade de carga, em termos geotécnicos, pode-se considerar um elemento estrutural de fundação com comprimento elevado e área da seção muito menor que seu comprimento, instalado no solo. Se aplicada uma carga progressiva no topo desse elemento, ele irá inicialmente mobilizar o atrito lateral, que corresponde à tensão resistente por adesão entre o elemento estrutural estaca e o solo ao seu redor, posteriormente, após toda a resistência lateral mobilizada, será mobilizada a resistência de ponta, que corresponde as tensões resistentes normais a base da estaca.

A soma da resistência de ponta mais a resistência lateral da estaca caracteriza sua capacidade de carga. Portanto, a capacidade de carga representa o limite máximo suportado pelo conjunto solo estrutura, considerando que para valores maiores que este a estaca estaria na iminência de recalcar incessantemente para baixo, uma vez que foi esgotada a capacidade do sistema de mobilizar resistência.

Segundo Cintra e Aoki (2010), capacidade de carga trata-se do valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos.

Entendendo o comportamento físico das estacas percebe-se que a capacidade de carga (R_t), representa o desenvolvimento de tensões resistentes ao longo do fuste da estaca e junto a sua ponta, separando a resistência em duas parcelas, em unidades de força: a resistência por atrito lateral (R_L), e a resistência de ponta (R_p) (Cintra e Aoki, 2010). Na Equação 2 é apresentado como se desenvolve o equilíbrio das forças.

$$R_t = R_L + R_p \quad (2)$$

Com a Equação 3 se pode obter a resistência de ponta (R_p) multiplicando a área da seção de ponta (A_p) da estaca pela tensão resistente na ponta (r_p):

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (3)$$

Para a obtenção da parcela de atrito lateral (R_L) basta que seja feito o somatório das forças resistentes por atrito lateral nos diversos seguimentos da estaca, com U representando o perímetro do fuste da mesma, conforme a Equação 4, onde ΔL representa o comprimento lateral da estaca.

$$R_L = U \cdot \Sigma(r_L \cdot \Delta L) \quad (4)$$

As fórmulas teóricas para estimativa de capacidade de carga dos elementos de

fundação foram estudadas teoricamente e apresentadas por inúmeros autores, o que constituem um repertório de fórmulas vasto. Essa variação de proposições se dá devido à dificuldade de ajustar um bom modelo físico e matemático à questão da ruptura em fundações profundas, não chegando à comunidade técnica até hoje no consenso do modelo teórico (Cintra e Aoki, 2010).

Alonso (1983) diz que normalmente, a estimativa da capacidade de carga de uma estaca com base em métodos análogos ao de Terzaghi não conduz a resultados satisfatórios por causa dos seguintes fatores:

- a) Impossibilidade prática de conhecer, com certeza, o estado de tensões do terreno em repouso e estabelecer com precisão as condições de drenagem que definem o comportamento de cada uma das camadas que compõe o perfil atravessado pela estaca até sua ponta.
- b) A dificuldade que existe para determinar com exatidão a resistência ao cisalhamento dos solos que interessam à fundação.
- c) A influência que o método executivo da estaca exerce sobre o estado de sollicitação e sobre as propriedades do solo, em particular sobre sua resistência nas vizinhanças imediatas da estaca.
- d) A falta de simultaneidade no desenvolvimento proporcional da resistência de atrito e de ponta. Em geral, a resistência por atrito se esgota muito antes de a resistência de ponta chegar ao valor máximo.
- e) Heterogeneidade do subsolo onde se cravam as estacas.
- f) Presença de fatores extremos ou internos que modificam o movimento relativo entre o solo e a estaca.

Uma vez que as fórmulas teóricas geralmente não são confiáveis na previsão da capacidade de carga de fundações por estaca, muitos autores têm proposto métodos baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios in situ e ajustados com prova de carga, dentre eles se destacam os métodos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) com ampliação de Décourt (1996) e Teixeira (1996), todos baseados no número de golpes N_{spt} para estimativa de resistência de ponta e resistência lateral das estacas.

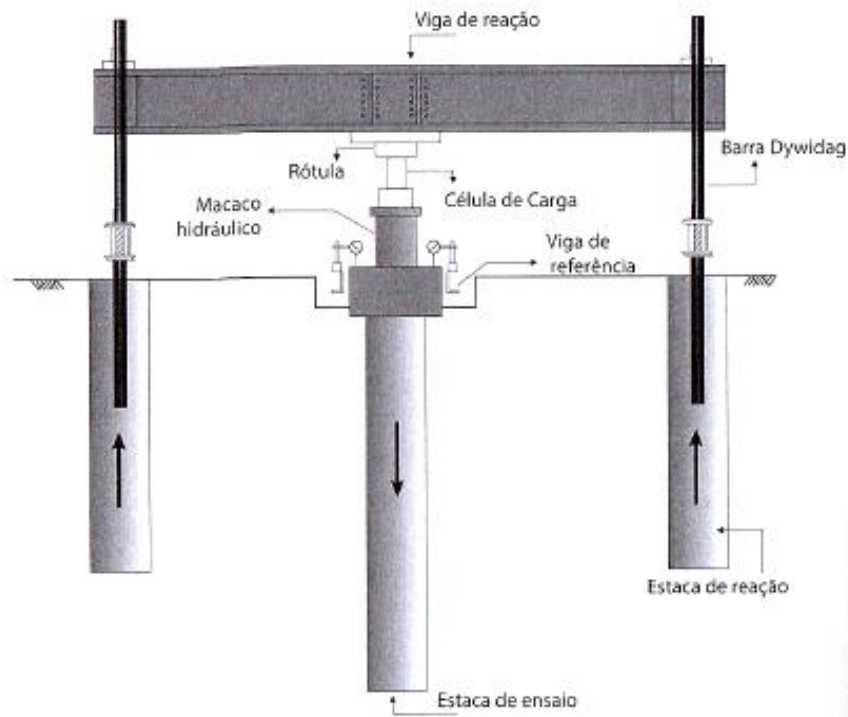
2.4 PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A prova de carga estática pode ser executada em estacas de teste, sendo aquelas executadas apenas para a finalidade de ser ensaiada, ou em estacas definitivas, sendo estacas a serem aproveitadas para a obra. O ensaio é realizado para verificar o comportamento das estacas, no Estado Limite Último (ELU) e no Estado Limite de Serviço (ELS), definidas em projeto, verificando assim a capacidade de carga dos elementos e as deformações. O ensaio fornece os recalques sofridos pelo elemento ensaiado para cada nível de carga, o que permite gerar a curva Carga x Recalque.

Segundo Knappette e Craig (2014) o ensaio é solicitado comumente em projeto para minimizar as incertezas relacionadas às propriedades empíricas dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga, para verificar se a metodologia executiva da estaca, sugerida em projeto, está atendendo ao esperado e verificar se o ELU e o ELS serão atendidos quando seguido o projeto proposto.

Segundo Budhu (2013), existem quatro tipos de direção para ensaios de carga: Ensaio de compressão; Ensaio de arrancamento; Ensaio de carga lateral; Ensaio de carga de torção. O ensaio típico a ser realizado é o de compressão, que determina a capacidade de carga da estaca, sendo realizado com a instalação de estacas de reação na lateral da estaca a ser ensaiada. Normalmente passa-se uma viga metálica de perfil I ligada as duas estacas de reação, através de tirantes. É instalado entre a estaca a ser ensaiada e a viga de reação um macaco hidráulico, responsável por transferir o carregamento para a estaca, e na cabeça da estaca são instalados sensores de deslocamento para aferir os movimentos verticais da mesma. Todo o esquema do ensaio descrito anteriormente pode ser observado na Figura 2.

Figura 2 - Esquema de um ensaio de capacidade de carga estática.



Fonte: Cintra et al. (2013).

O critério de parada para as estacas de teste, no caso de não serem utilizadas na operação da obra, é o ponto onde fica caracterizada a ruptura da estaca, que pode ser quando a estaca apresenta recalque contínuo, ou quando a estaca apresenta um recalque que caracterize a ruptura. Já o critério de parada das estacas definitivas, ou seja, aquelas a serem aproveitadas na operação da obra, deve respeitar a recomendação da NBR 6122/2010 que recomenda uma carga mínima de duas vezes a tensão admissível considerada em projeto.

2.5 ENSAIO DE PLACA

O ensaio de placa consiste no método experimental para determinação de capacidade de carga das fundações superficiais, com a definição da tensão admissível do solo. O ensaio é realizado na cota a qual está previsto o assentamento da fundação, onde uma placa rígida com 0,8 m de diâmetro é instalada e nessa placa são aplicados estágios de carregamentos sucessivos, até atingir três vezes a carga admissível, com leituras de medidas simultâneas de recalque. O ensaio permite a geração da curva carga x recalque, a qual deve ser corrigida por um fator de escala, de forma a melhor prever o comportamento da fundação superficial a ser instalada no terreno (CINTRA *et al.*, 2011).

Velloso e Lopes (2010) apresentam alguns cuidados importantes que devem ser tomados na interpretação do ensaio de placa:

- a) Quando se trabalha com meios muito heterogêneos, onde tem uma grande variedade do módulo de elasticidade (E) das camadas de solo ao longo da profundidade. Essa condição pode fazer com que o ensaio represente muito pouco da realidade de operação da sapata;
- b) Em solos arenosos a presença de lençol freático pode fazer com que o recalque em areias submersas seja até três vezes maior que em areias secas ou úmidas (TERZAGHI E PECK, 1948 e 1967);
- c) Em solos argilosos saturados, com condição de adensamento no momento do ensaio, pode ocorrer de o resultado obtido no ensaio de placa estar entre o intervalo do recalque imediato da fundação superficial e do recalque drenado;
- d) Não linearidade da curva carga vs recalque;

Os recalques medidos no ensaio tendem a ser diferentes dos sofridos pelas sapatas, devido à escala do bulbo de tensões da placa em relação ao da sapata real. A condição pode ser observada na Figura 3. Neste caso é recomendada a correção do valor do recalque da placa para o da sapata por intermédio das Equações 5 e 6:

Para meio homogêneo:

$$w_B = w_b * \frac{B}{b} * \frac{I_{sB}}{I_{sb}} \quad (5)$$

w_B – Recalque da sapata;

w_b – Recalque da placa;

B – Base maior da sapata;

b – Diâmetro da placa;

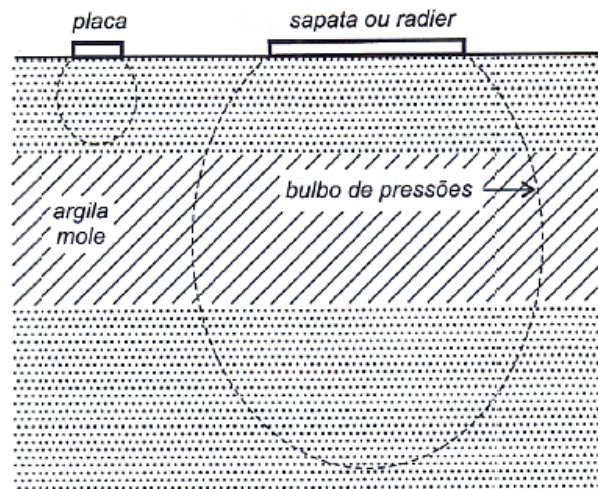
I_{sB} – Fator de forma da sapata e de sua rigidez;

I_{sb} – Fator de forma da placa e de sua rigidez;

Para meio que o módulo de elasticidade cresça linearmente com o aumento da profundidade:

$$w_B = w_b * \left(\frac{2 * B}{B + b} \right)^2 \quad (6)$$

Figura 3 - Riscos associados à interpretação direta dos resultados do ensaio de placa para utilização da fundação superficial.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.6 EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS CARGA VS RECALQUE

Em ensaios realizados com estacas definitivas, aquelas que serão utilizadas na operação da obra, o elemento de fundação não deve chegar à ruptura, sendo o ensaio levado até duas vezes à carga de serviço, logo a capacidade de carga no ELU da fundação não é identificado. Vários autores apresentaram metodologias para extrapolação das curvas carga x recalque, interrompidas antes da ruptura da estaca isolada, com o intuito de prever o comportamento da estaca até a ruptura. Dentre os vários métodos desenvolvidos os mais utilizados na tradição brasileiras são os de Van der Veen (1953), Van der Veen modificado por Aoki (1976), Chin (1970) e Decourt (1996).

2.6.1 Método de Van der Veen (1953)

O método associa à curva carga x recalque a função exponencial com a curva passando pela origem conforme apresentado na Equação (7). Segundo Cintra et. al. (2013) os parâmetros “P_{máx}” e “a” são obtidos em processo iterativo, utilizando a Equação (8) que rescreve a Equação (7) representando a equação de uma reta. Quando os valores de “P_{máx}” e “a” são ajustados de forma ao gráfico apresentado na Figura 4 ficar próximo a uma reta, tendo o valor procurado de carga de ruptura da estaca (R).

$$P = P_{máx} * (1 - e^{-a * \rho}) \quad (7)$$

$$a * \rho + \ln \left(1 - \frac{P}{P_{m\acute{a}x}} \right) = 0 \quad (8)$$

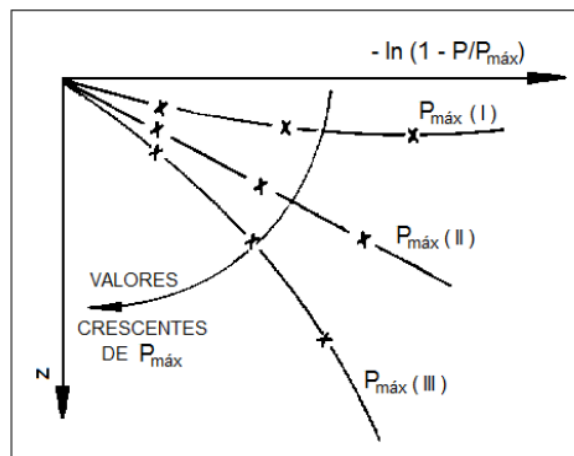
P – Carga aplicada (kN);

P_{máx} – Carga de ruptura (kN);

a – Coeficiente angular da reta;

ρ – Recalque (mm)

Figura 4 - Solução gráfica da reta gerada pela relação apresentada por Van der Veen (1953).



Fonte: Alonso (1991).

Segundo Cintra et. al. (2013) o método de Van der Veen (1953) inicialmente era empregado por meio de procedimento gráfico, porém com o desenvolvimento tecnológico, hoje é possível sua aplicação mediante a utilização do método dos mínimos quadrados para a regressão linear em cada tentativa de valor de P_{máx}, por meio de programação de planilhas.

De acordo com Décourt e Niyama (1994), o método de Van der Veen (1953), possui algumas restrições de uso, podendo ser aplicado somente nas seguintes condições:

- Ensaio que atingiram pelo menos 2/3 da carga de ruptura;
- Estacas de deslocamento, pois os resultados da carga de ruptura em estacas escavadas são subestimados;
- Carregamento monotônico (carregamento crescente e aplicado uma única vez).

2.6.2 Método de Van der Veen modificado por Aoki (1976)

Aoki (1976) apresenta um aprimoramento da regressão linear, mediante a condição de que a reta não necessita obrigatoriamente passar pela origem do gráfico e propõe uma modificação da expressão de Van der Veen (1953), conforme apresentada na Equação 9:

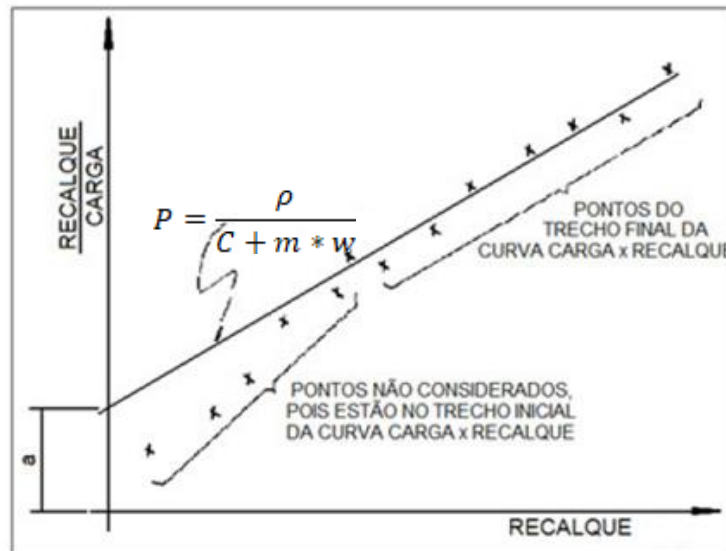
$$P = P_{m\acute{a}x} * (1 - e^{-(a*\rho+b)}) \quad (9)$$

Em que “b” representa o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica.

2.6.3 Método de Chin (1970)

Segundo Knappett e Craig (2013), o método de Chin (1970) se baseia na suposição de um formato hiperbólico da curva carga x recalque. Fazendo um gráfico que apresenta no eixo das abscissas o recalque (w) em milímetros e no eixo das ordenadas a razão entre recalque e carga. Ainda segundo os autores os dados do teste tendem a se aproximar de uma linha reta com gradiente $1/P_{m\acute{a}x}$, conforme apresentado na Figura 5.

Figura 5 - Carga de ruptura segundo o método de Chin (1970).



Fonte: Adaptado de Alonso (1991).

Essa curva pode ser representada pela Equação 10, assim como o m pode ser encontrado por meio do gradiente apresentado na Equação 11, em função da carga de ruptura.

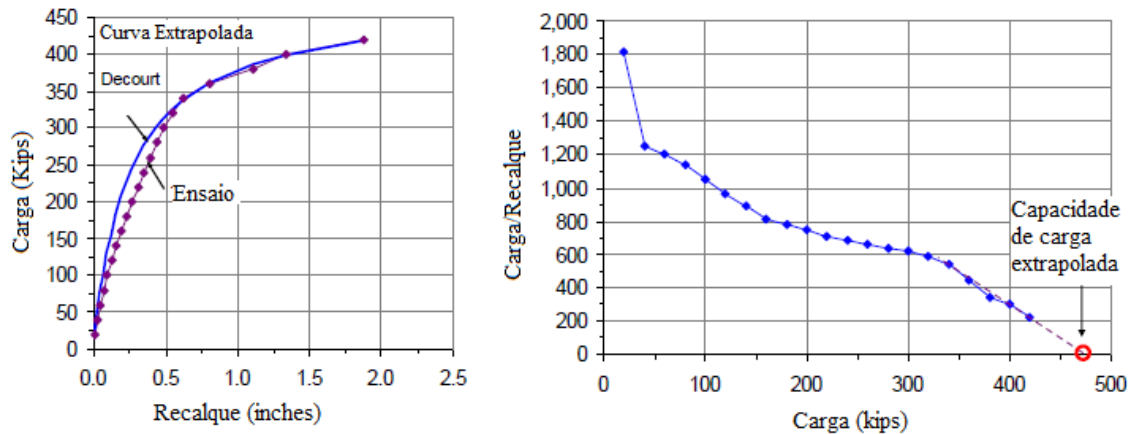
$$P = \frac{\rho}{C + m * w} \quad (10)$$

$$m = \frac{1}{P_{m\acute{a}x}} \quad (11)$$

2.6.4 Método da rigidez de Décourt (1996)

Segundo Cintra *et. al.* (2013) invertendo a relação w/P do critério de Chin, Décourt (1996) apresenta o conceito de rigidez P/w, e propõe o gráfico P x P/w, o qual é apresentado na Figura 6 e retrata uma função decrescente.

Figura 6 - Método de extrapolação de Décourt (1996).



Fonte: Adaptado de Fellenius (2017).

Segundo Décourt (2008) a ruptura física é a rigidez de um elemento isolado de fundação nula, pressupondo deformação infinita. O gráfico de rigidez apresenta-se com os valores de rigidez na ordenada e os valores de carga na abscissa, como forma de determinar a carga que leva à rigidez nula. Porém, a rigidez nula pressupõe deformação infinita, e a ruptura física nunca é atingida.

Oliveira (2013) apresentou as Equações 12 e 13 para conceituar a ruptura física do método de Décourt (1996), e Fellenius (2017) apresenta as Equações 14 e 15 como sendo aquelas que definem a carga de ruptura extrapolada (R) por Décourt (1996) como a relação entre a interseção da reta com o eixo y (C2) e a inclinação da reta (C1), apresentada no gráfico de rigidez da Figura 6.

$$R = \lim_{w \rightarrow \infty} P \quad (12)$$

$$\lim_{w \rightarrow \infty} \frac{P}{w} = 0 \quad (13)$$

$$R = \frac{C2}{C1} \quad (14)$$

$$P = \frac{C2 * w}{1 - C1 * w} \quad (15)$$

R – Capacidade de Carga;

P – Carga aplicada na estaca;

w – Recalque;

C1 – Inclinação da reta de rigidez no gráfico da rigidez;

C2 – Interseção da reta da rigidez com o eixo y no gráfico da rigidez;

Segundo Fellenius (2017) os resultados da utilização do método Decourt (1996) são muito semelhantes aos do obtido utilizando o método de Chin (1970) porque ambos os métodos assumem que o movimento da curva carga vs recalque é hiperbólico.

Segundo Oliveira (2013) os métodos de Chin (1970) e o de Décourt (1996) são iguais, podendo apresentar valores distintos devido às imprecisões relativas aos ajustes que podem ser realizados de forma diferente, portanto, os métodos obtêm o mesmo resultado por metodologias diferentes. Entretanto, para que os resultados sejam de fato iguais, é necessário que os ajustes considerem o mesmo número de pontos, o que nem sempre acontece.

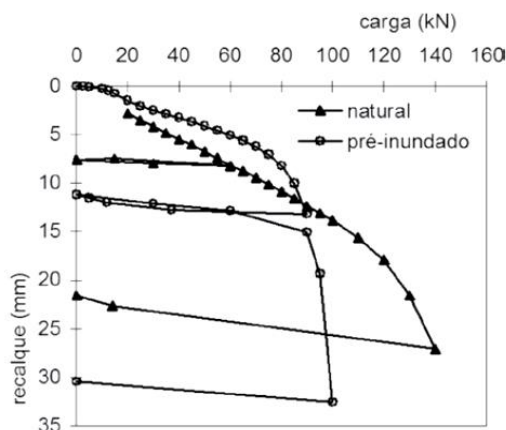
2.7 FUNDAÇÃO ASSENTE EM SOLO COLAPSÍVEL

Os solos colapsíveis, em condições de baixa umidade, apresentam uma elevada sucção que se desenvolve nos seus vazios, lhes proporcionando uma espécie de resistência aparente. Quanto menor a saturação do solo, maior a sucção e maior a capacidade de carga da fundação. Entretanto, quanto mais úmido, menor a sucção e menor a capacidade de carga do solo. Quando o solo encontra-se com baixas umidades a capacidade de carga do elemento de fundação encontra-se elevada ao seu valor máximo, já quando o solo encontra-se saturado a capacidade de carga do elemento de fundação atinge seu valor mínimo, a partir do qual o elemento vai apresentar recalques elevados, que podem levar a danos a fundação e a estrutura da edificação, quando se trata de solo colapsível. (CINTRA *et al.*, 2011)

Algumas ocorrências de solos colapsíveis no estado de Pernambuco são clássicas, como é o caso do Conjunto Habitacional Massangana, construído em 1981 no município de Petrolina - PE, onde foram construídas 1200 casas das quais aproximadamente metade apresentaram danos como fissuras e trincas, devido ao colapso do solo de fundação (ARAGÃO e MELO, 1982). Ferreira e Teixeira (1989) apresentam danos causados em casas construídas sobre solo colapsível nas cidades de Petrolândia - PE e na cidade de Santa Maria da Boa Vista – PE.

Sales et al. (2015), apresentam resultados de ensaio de prova de carga em placa, para uma sapata executada e assentada em solo colapsível, com área de 1 m x 1 m e 0,8 m de altura, na qual foi aplicada uma carga estática centrada. A sapata neste caso foi ensaiada com o solo na condição natural, e na condição inundado previamente e constatou-se que devido ao aumento da umidade do solo houve uma redução da capacidade de carga da placa na ordem de 40%, conforme pode ser observado no gráfico da Figura 7.

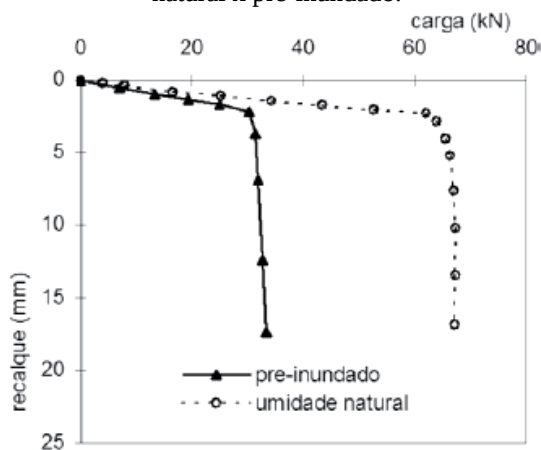
Figura 7 - Comparação entre os resultados de provas de carga de uma sapata isolada - solo natural x pré-inundado.



Fonte: Sales et al. (2015).

Sales et al. (2015), também apresentou resultados de ensaio de prova de carga estática em estaca escavada executada em região de ocorrência de solo colapsível. O ensaio foi realizado inicialmente para o solo na umidade natural, e posteriormente na condição inundado previamente, onde constatou-se que devido ao aumento da umidade do solo houve uma redução da capacidade de carga da estaca na ordem de 52%, conforme pode ser observado no gráfico da Figura 8.

Figura 8 - Comportamento de uma estaca ensaiada na condição de subsolo na umidade natural e inundado - solo natural x pré-inundado.



Fonte: Sales et al. (2015).

Como foi constatado anteriormente, os solos colapsíveis, quando inundados perdem resistência, levando ao colapso tanto as edificações assentes em fundações superficiais, como as assentes em fundações profundas. Lobo *et al.* (2004) apresentam alguns danos causados pelo colapso dos solos de fundação, causando danos na estrutura e desaprumo da construção na cidade de Bauru-SP, conforme pode ser observado na Figura 9. Rodriguez (2007) também apresenta danos causados em edificações assentes em solo colapsível também no estado de São Paulo, conforme pode ser observado na Figura 10.

Figura 9 - Danos causados pelo colapso do solo de fundação as edificações



(a)



(b)

Fonte: Lobo *et al.* (2004).

(a) Danos ao pilar de um edifício residencial. - (b) Desaprumo de reservatório elevado devido a recalque diferencial

Figura 10 - Possíveis danos causados em edificações devido ao colapso do solo de fundação.



Fonte: Rodriguez (2007).

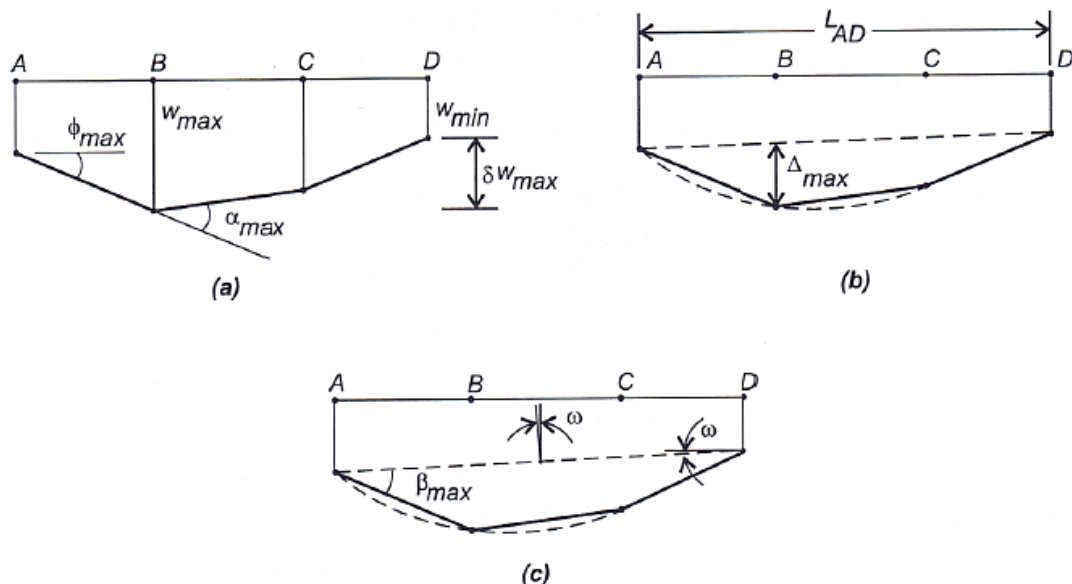
2.8 LIMITES TOLERÁVEIS DE RECALQUE E DANOS ASSOCIADOS EM EDIFICAÇÕES

Nos projetos de fundações superficiais e profundas a NBR 6122/2010 recomenda que a solução de fundação atenda ao Estado Limite Último e ao Estado Limite de Serviço, onde o engenheiro geotécnico deve realizar em seus cálculos a análise de capacidade de carga do

elemento de fundação, para obter a carga admissível, e a estimativa dos recalques, para definir o recalque admissível ou tolerável, e a distorção angular tolerável, sendo aquela que não cause danos estéticos ou funcionais na edificação.

Budhu (2013) diz que é praticamente impossível evitar os recalques de fundações, ficando a cargo do engenheiro geotécnico a missão de impedir que o sistema de fundação alcance o estado limite de serviço. Cintra et al. (2011) define recalque de uma fundação como sendo o deslocamento vertical para baixo de um elemento de fundação com referência na cota do maciço rochoso, representando uma compressão da camada de solo entre a fundação e o indeslocável. Na Figura 11 são apresentados os possíveis movimentos de uma fundação e como eles podem ser interpretados relacionando o recalque de uma fundação com outra da mesma edificação.

Figura 11 - Possíveis movimentos verticais de uma fundação



Fonte: ISE (1989).

(a) Recalque absoluto " w "; Recalque diferencial " δw " (b) Deflexão Relativa " Δ "; (c) Distorções Angulares " $tg\alpha$ e $tg\beta$ "

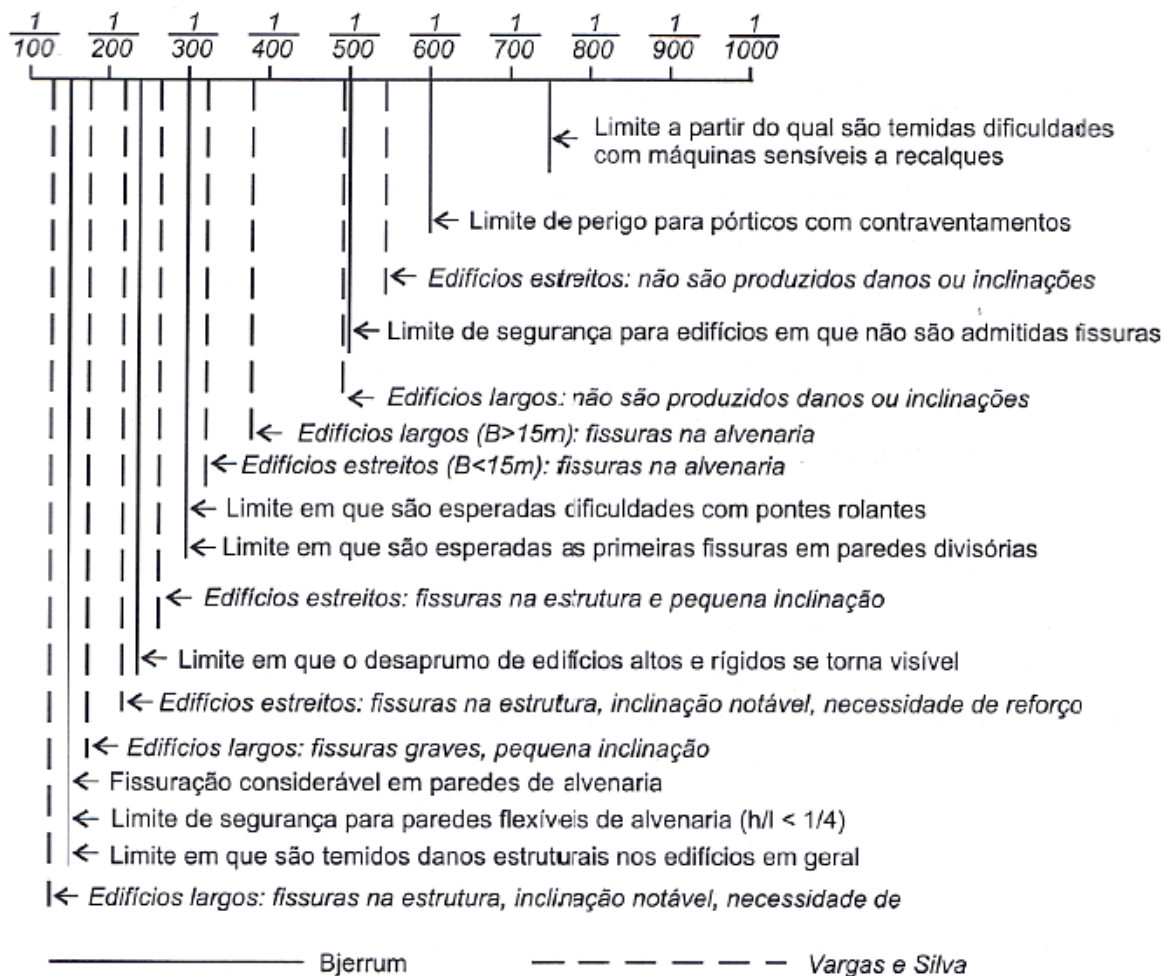
A interpretação dos recalques e o quanto eles podem influenciar para a ocorrência de patologia e danos nas edificações pode ser avaliado mediante o recalque absoluto máximo ($w_{máx}$), pelo recalque diferencial (δw) e por meio da distorção angular (θ). Alguns autores apresentam estes parâmetros para o aparecimento de danos nas edificações, conforme apresentado na Figura 12.

Skempton-MacDonald (1956) apresentam valores toleráveis limites para recalques absolutos totais e recalques diferenciais, dividindo o solo em dois grupos, conforme apresentado a seguir:

- a) Areias: $\delta_{\text{máx}} = 25 \text{ mm}$; $w_{\text{máx}} = 40 \text{ mm}$ (para sapata isolada); $w_{\text{máx}} = 40 \text{ a } 65 \text{ mm}$ (para radier).
- b) Argilas: $\delta_{\text{máx}} = 40 \text{ mm}$; $w_{\text{máx}} = 65 \text{ mm}$ (para sapata isolada); $w_{\text{máx}} = 65 \text{ a } 100 \text{ mm}$ (para radier).

Já Terzaghi e Peck (1967) recomendaram o valor admissível de recalque máximo sendo $w_{\text{máx}} = 25 \text{ mm}$ e de recalque diferencial de $\delta_{\text{máx}} = 20 \text{ mm}$.

Figura 12 - Distorções angulares e danos associados.



Fonte: Vargas e Silva (1973).

Poulos (2009) recomenda o critério proposto por Zhang e Ng (2005), onde os autores trabalharam com um banco de dados contendo informações de recalque de mais de 500 obras de fundações, e apresentaram os valores médios e de desvio padrão, obtidos utilizando conceitos de probabilidade e confiabilidade, para recalque e distorção angular, considerando valores limites toleráveis e intoleráveis para fundações superficiais e profundas, conforme apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 - Critério para avaliação de recalques e distorções angulares toleráveis limites e intoleráveis.

Estatística	Fundação Superficial		Fundação Profunda	
	Média (mm)	Desvio Padrão (mm)	Média (mm)	Desvio Padrão (mm)
Recalque Intolerável	399	323	404	384
Recalque Tolerável Limite	129	72	96	56
Distorção Angular Intolerável	1/84	1/72	1/93	1/65
Distorção Angular Tolerável Limite	1/333	1/667	1/400	1/455

Fonte: Zhang e Ng (2005).

2.9 PROBABILIDADE DE RUÍNA E CONFIABILIDADE

Freudenthal (1956) foi o primeiro autor a utilizar o conceito de probabilidade de ruína no contexto geotécnico, desenvolvendo análises probabilísticas para o estado limite de serviço e o estado limite último. O autor concluiu que essas verificações são tão importantes quanto às feitas para as tensões admissíveis.

Segundo Cintra e Aoki (2010) o mito do risco zero de ruína de uma fundação faz o leigo supor que, nas edificações sem erro de projeto ou de execução, haja 100% de segurança. É, portanto, tarefa dos engenheiros civis esclarecerem esse ledor engano, mas, para isso, devem praticar a verificação da probabilidade de ruína nos seus próprios cálculos.

A tradição brasileira de projeto geotécnico de fundação consiste na determinação da carga admissível utilizando o fator de segurança global ou fatores de segurança parciais, segundo a NBR 6122/2010.

Os novos regulamentos, internacionais, incorporaram nas metodologias de dimensionamento de fundações ou estruturas uma avaliação de segurança baseada em probabilidade e estatística, são eles:

- a) **Europa:** *Eurocodes*;
- b) **Estados Unidos da América:** *Load and Resistance Factor Design*;
- c) **Canadá:** *Limit State Design*;
- d) **Japão:** *Geo-code 21*.

2.9.1 Incertezas no projeto e execução de fundações

Todo engenheiro, tem consciência das incertezas e simplificações dos modelos de projeto para o dimensionamento de estruturas. Por esse motivo, atualmente vem crescendo a utilização de métodos probabilísticos, na engenharia civil, com a análise de confiabilidade nos projetos de estruturas e fundações, considerando-se as incertezas não de uma forma empírica, mas de forma probabilística (TEIXEIRA *et al.*, 2012).

Uma vez que a engenharia geotécnica utiliza como principal elemento de construção o solo, precisa conviver com as propriedades físicas e químicas fornecidas ao subsolo pela sua formação natural. A investigação do solo deve ser rigorosa, para conhecer o máximo de suas propriedades, que variam no espaço e no tempo, como forma de auxiliar no desenvolvimento dos projetos, minimizando a variação observada nas camadas do subsolo (RILHO, 2011).

Segundo Teixeira *et al.* (2012) para o estudo de confiabilidade no dimensionamento de uma estaca, ou outra estrutura geotécnica, as incertezas são geralmente divididas da seguinte forma:

- a) Incertezas físicas, são as incertezas inerentes aos materiais;
- b) Incertezas dos modelos, que advêm das aproximações e abordagens teóricas (transformações e modelos de cálculo);
- c) Incertezas estatísticas, inclui a incerteza associada ao tamanho finito e flutuações das amostras (sempre presente);
- d) Erros humanos.

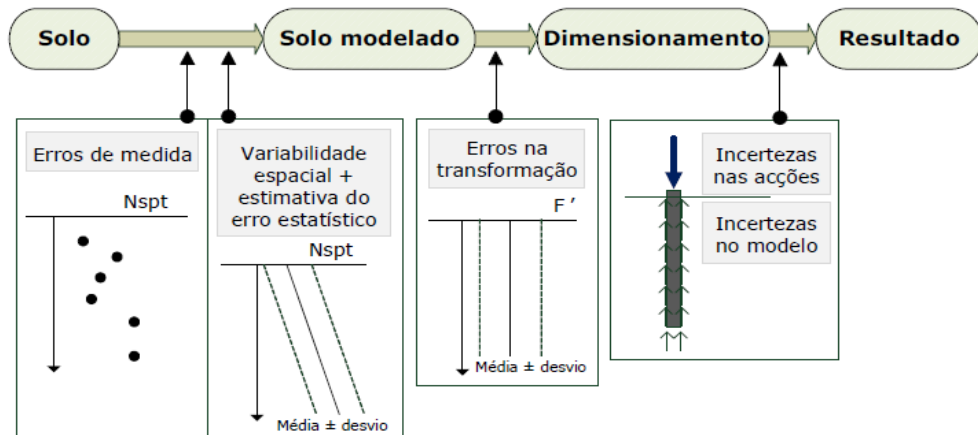
A incerteza pode ser epistêmica, ou seja, devido unicamente à informação incompleta, esta constitui a principal fonte de incerteza na maioria dos problemas práticos em geotécnica e implica em que, para poder minimizá-la, seja necessário melhorar a coleta de dados, fazendo-se uma investigação geotécnica mais rigorosa (DUBOIS, 2010). Portanto, as incertezas epistêmicas podem ser minimizadas, porém a variabilidade física ou natural do material não pode ser diminuída e deve ser considerada nas análises geotécnicas.

Hachich (1998) apresenta as incertezas na engenharia geotécnica como sendo:

- a) Intrínseca: Sendo a incerteza natural ou fundamental, proveniente da aleatoriedade dos fenômenos naturais;
- b) Paramétrica: Incerteza nos parâmetros utilizados nos modelos adotados, abrangendo a qualidade e a quantidade da amostra;
- c) Modelo: Incerteza quanto ao modelo adotado para descrever o fenômeno, neste caso englobando tanto o modelo físico como o probabilístico;

Na Figura 13 são apresentadas algumas incertezas consideradas no projeto de fundações profundas. Primeiramente quanto ao solo destacando a variação de mendida, variabilidade espacial e estatística. Com realação ao modelo como erros de transformação e variação na obtenção de parâmetros. Por fim, com relação ao dimensionamento como variação das ações e das resistências estimadas das fundações.

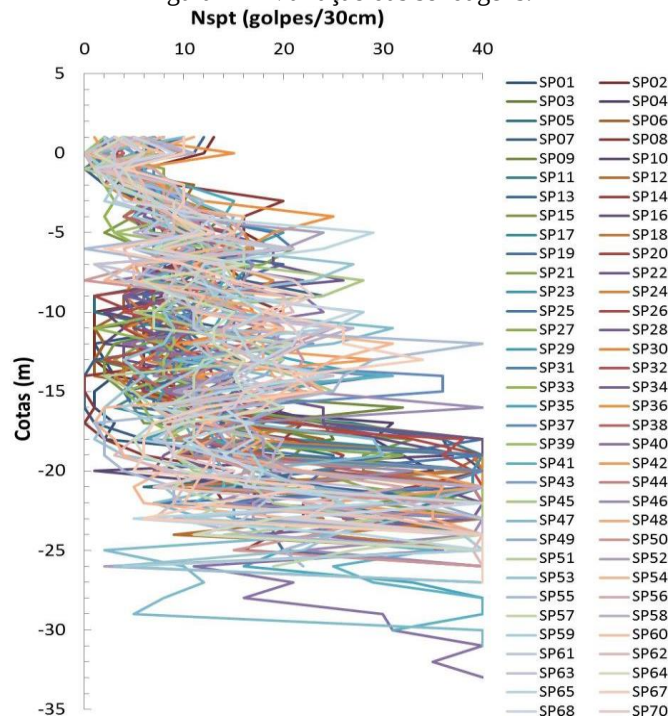
Figura 13 - Incertezas no projeto de estacas baseado em confiabilidade.



Fonte: Teixeira *et al.* (2012).

Na Figura 14 é demonstrado o gráfico apresentado por Oliveira (2013), onde o autor observou uma grande variabilidade nos resultados de ensaio à percussão (SPT), realizados em um terreno com 201.710,00 m² onde foi construído um empreendimento com 295.000,00 m² de área construída. A imagem demonstra o quanto à resistência do subsolo pode variar numa mesma edificação com a variação no espaço, o que chama a atenção para a importância da realização de uma prospecção geotécnica coerente com a realidade da obra, para aumentar a confiabilidade nos projetos de fundações.

Figura 14 - Variação das sondagens.

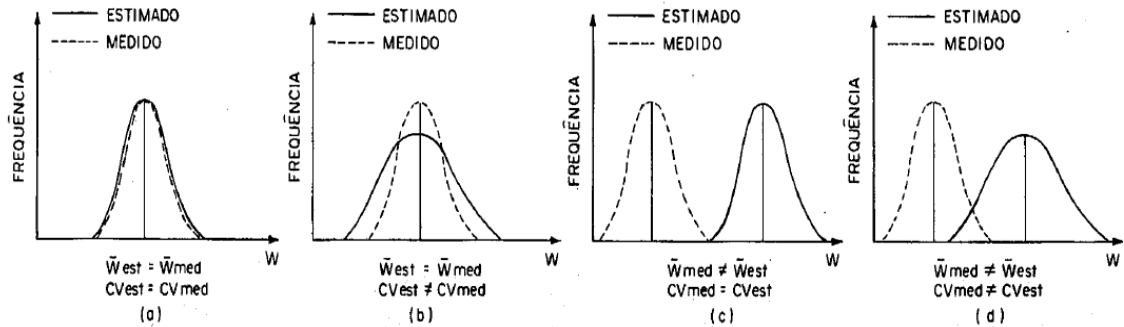


Fonte: Oliveira (2013).

Gusmão (1990) apresenta curvas de frequência demonstrando os possíveis comportamentos da variação que os recalques podem apresentar em uma edificação,

relacionando os recalques estimados na fase de projeto por modelos de cálculo e os recalques medidos durante e após a construção, com a instrumentação da obra, destacando suas possíveis diferenças, que são apresentadas na Figura 15.

Figura 15 - Variações possíveis para os recalques estimados e medidos.



Fonte: Gusmão (1990).

Montoya e Assis (2011) destacam as principais fontes de incerteza quanto à obtenção de parâmetros dos solos, sendo elas:

- Erros estatísticos devido à quantidade insuficiente de ensaios ou medições;
- Dados tendenciosos, que são aspectos do comportamento real do solo e persistentemente são alterados nos ensaios;
- Erros nos ensaios, que são aqueles associados à calibração dos equipamentos ou as medições no desenvolvimento dos ensaios;
- Variabilidade espacial (natural ou inerente) dos parâmetros, que é a diferença real de características comportamentais devido a diferenças na composição, estrutura e o histórico de tensões entre um ponto e outro do solo de uma mesma obra.

Montoya e Assis (2011) mostram alguns intervalos típicos de coeficiente de variação para alguns parâmetros geotécnicos, que são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Coeficientes de variação típicos para parâmetros dos solos.

Parâmetros	Coeficiente de variação (%)
Peso específico	3-8
Peso unitário submerso	0-10
Coesão	20-80
Ângulo de atrito do solo	3,7-9,3 Para areias 7,5-10,1 Para argilas
Resistência não drenada das argilas	11-45
Coeficiente de permeabilidade	20-90
Coeficiente de consolidação	33-68
Tensão de pré-consolidação	10-35
Índice de compressão	10-37
Número de golpes SPT (N)	15-45
Resistência a compressão uniaxial do metalimolito	29-55
Resistência a compressão uniaxial do metacalcários	18-40

Fonte: Montoya e Assis (2011).

2.9.2 Níveis de rigor de confiabilidade

Segundo Teixeira *et al.* (2012), em uma análise de confiabilidade, um sistema pode ser avaliado por diferentes métodos, cada um com um determinado nível de rigor. Normalmente os níveis considerados são cinco, conforme Tabela 5 e denominam-se como descritos a seguir:

Tabela 5 - Níveis de confiabilidade.

Informação considerada na análise	Nível de confiabilidade				
	Zero	I	II	III	IV
Parâmetros geotécnicos Método de cálculo (determinístico)					
Parâmetros de dimensionamento (base estatística) Variabilidade dos parâmetros: • Média e desvio padrão					
• Função de distribuição de probabilidade					
Custo					
Tipos de análise:	Fator de segurança global	Coefficiente de segurança parcial	Metodologia de Cintra e Aoki (2010)	Método numérico como simulação Monte Carlo	Risco (pf x custo x vulnerabilidade)

Fonte: Adaptada de Teixeira *et al.* (2012).

- Nível zero: Métodos determinísticos; refere-se à forma tradicional de dimensionamento, onde as variáveis aleatórias (VA) são consideradas como determinísticas e as incertezas são tidas em conta por meio de um coeficiente de segurança (CS);
- Nível I: Métodos semiprobabilístico, onde as fórmulas aplicadas são determinísticas e os valores representativos das variáveis aleatórias (estatisticamente determinadas) são multiplicados por coeficientes de segurança parciais. Estes coeficientes de segurança são calibrados mediante a análise de confiabilidade nível II ou nível III;
- Nível II: Métodos probabilísticos aproximados; as variáveis aleatórias são caracterizadas pela sua distribuição e parâmetros estatísticos (média e desvio padrão ou coeficiente de variação) e a avaliação probabilística de segurança é feita por

técnicas numéricas aproximadas;

- d) Nível III: Análises probabilísticas puras, que tem em conta todas as características probabilísticas das variáveis aleatórias (média, desvio padrão e função de distribuição de probabilidade). Quando o problema é complexo, e a solução matemática é complicada de determinar, são utilizados métodos de simulação;
- e) Nível IV: Análises de risco, onde as consequências (custos materiais e não materiais) do fracasso ou rotura são tidas em conta; aqui o risco é usado como medida de confiabilidade (consequências multiplicadas pela probabilidade de ruína).

Segundo Teixeira *et al.* (2012), os níveis de confiabilidade zero e I são, relativos à introdução de coeficientes de segurança. Os níveis II, III e IV são aqueles que introduzem efetiva e diretamente as incertezas. A diferença entre os níveis II, III e o IV é a introdução dos custos, obtendo-se uma análise de risco, muito mais completa. Para a realização de uma análise de confiabilidade, independentemente do nível a adotar, nível II ou III, os principais passos são idênticos para qualquer tipo de problema (estrutura), conforme sugerido pelos autores:

- a) Selecionar o índice de confiabilidade alvo ou probabilidade de ruína aceitável a partir das normas internacionais e das referências da literatura especializada ou estruturas existentes $\rightarrow \beta$ ou pf ;
- b) Identificar os modos de ruína e formular suas funções $\rightarrow$ função margem de segurança;
- c) Definir modelos de cálculo para determinar a resistência do problema $\rightarrow$ modelo e respectivo erro;
- d) Descrever as incertezas (identificar os valores determinísticos e variáveis aleatórias, assim como os respectivos tipos de distribuição, parâmetros estatísticos e dependências entre variáveis) $\rightarrow$ média, desvio padrão, função distribuição de probabilidade e possível matriz de correlação/covariância;
- e) E por último, estimar a confiabilidade de cada modo de ruína (definido em 2), mediante aproximações (nível de rigor de confiabilidade II) ou simulações (nível de rigor de confiabilidade III), comparando-a com a confiabilidade alvo definida no passo 1.

2.9.3 Métodos de verificação da segurança

A NBR 6122/2010 normaliza a utilização do fator de segurança global ou de fatores de segurança parciais para análise de segurança nos projetos de fundações, sendo estas classificadas com nível de rigor de confiabilidade de Zero.

- a) Nível zero: Métodos determinísticos; refere-se à forma tradicional de dimensionamento, onde as incertezas são tidas em conta mediante um coeficiente de segurança;

- Método de valores admissíveis:

$$R_{adm} \leq (R_{ult} / FS) \text{ e } R_{adm} \geq A_k$$

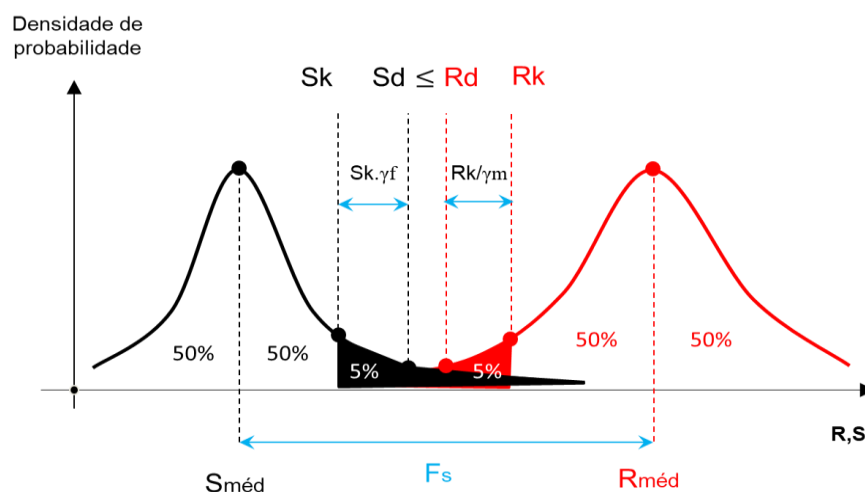
$$(R_d = R_{ult} / \gamma_m), (A_d = A_k * \gamma_f) \text{ e } (R_d \geq A_d)$$

- b) Nível I: Métodos semiprobabilístico, onde as fórmulas aplicadas são determinísticas e os valores representativos das variáveis aleatórias (estatisticamente determinadas) são multiplicados por coeficientes de segurança parciais.

$$(R_d = R_{ult} / \gamma_m), (A_k = A_{med} + 1,645\sigma_A), (A_d = A_k * \gamma_f) \text{ e } (R_d \geq A_d)$$

Aoki (2005) apresentou as curvas densidade de probabilidade demonstradas na Figura 16. A interação entre as curvas densidade probabilidade e os parâmetros para obtenção de fatores de segurança globais e parciais, conforme é a exigência de análise de segurança da NBR 6122/2010, onde os tais fatores representam a relação de pontos que se deslocam ao longo da curva, a depender do nível de rigor da análise. Para análise probabilística é considerada a interação das curvas e não dos pontos sobre as mesmas.

Figura 16 - Relação entre métodos, Probabilísticos, semiprobabilísticos e determinísticos.

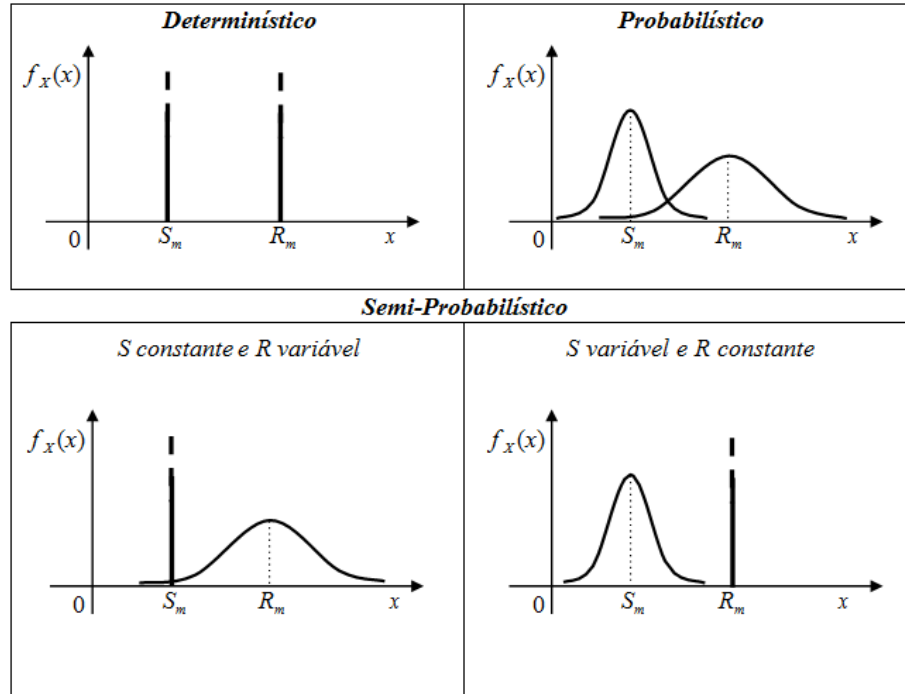


Fonte: Adaptado de Aoki (2005).

Silva (2006) apresentou na Figura 17 o comportamento das curvas e retas de

resistência e solicitação, considerando distribuição de probabilidade normal no caso das curvas, quando utilizados métodos determinísticos, semiprobabilísticos e probabilísticos.

Figura 17 - Métodos de análise de segurança em projetos de fundações.



Fonte: Silva (2006).

2.9.4 Curvas densidade de probabilidade

Segundo Verzenhassi (2008), uma função densidade de probabilidade $f_X(x)$ pode ser utilizada para descrever a distribuição de probabilidade de uma variável aleatória contínua X . A probabilidade de X estar entre um intervalo a e b é determinada pela integral de $f_X(x)$ de a a b . A Função densidade de probabilidade fornece uma descrição simples das probabilidades associadas a uma variável aleatória.

Segundo Devore (2006), para uma variável aleatória contínua em X , uma função densidade de probabilidade (fdp) de X será uma função $f_X(x)$ para quaisquer dois números “a” e “b” com $(a \leq b)$. A probabilidade de X ter um determinado valor no intervalo (a,b) é a área contida entre o intervalo e abaixo da curva função de densidade de probabilidade.

Ainda segundo Devore (2006) para que $f_X(x)$ seja uma função densidade de probabilidade legítima, deve satisfazer as duas condições a seguir:

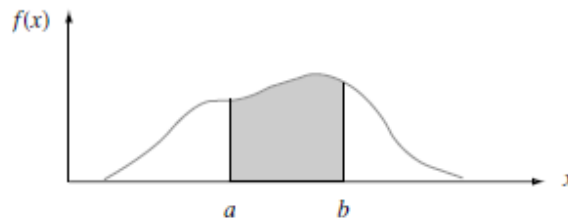
$$1) f_X(x) \geq 0 ;$$

$$2) \int_{-\infty}^{\infty} f_X(x) dx = 1$$

A função densidade de probabilidade pode ser observada na Equação 16 e a área sob a curva ($fX(x)$) de “a” a “b” pode ser observada na Figura 18.

$$P[a \leq X \leq b] = \int_a^b fX(x)dx = \text{área sob } fX(x) \text{ de "a" a "b"} \quad (16)$$

Figura 18 - Área abaixo da função densidade de probabilidade de "a" a "b".



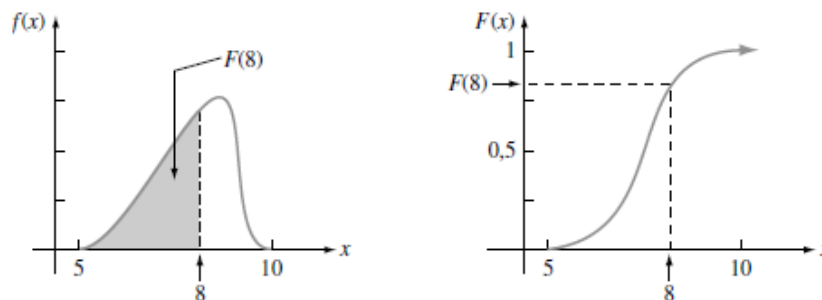
Fonte: Devore (2006).

A função distribuição acumulada (fdc) de uma variável aleatória (VA) contínua X fornece, para qualquer número específico x , a probabilidade $P(X \leq x)$ e pode ser obtida pela integração da função densidade de probabilidade $fX(y)$ entre o intervalo de $-\infty$ a x (DEVORE, 2006). Ainda segundo o mesmo autor a função distribuição acumulada $F(x)$ de uma variável aleatória contínua X é definida para cada número x pela Equação 17.

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x fX(y)dy \quad (17)$$

Na Figura 19 é apresentada uma função densidade de probabilidade (fdp) e a função distribuição acumulada (fdc) associada a mesma.

Figura 19 - Uma fdp e a fdc associada.



Fonte: Devore (2006)

Nas Equações 18 e 19 são apresentados os valores esperados de variáveis aleatórias contínuas, sendo o primeiro o valor médio de X para fdp $f(x)$ e o segundo a variância para a mesma condição.

$$\mu_x = E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot fX(x)dx \quad (18)$$

$$\sigma^2 x = V(X) = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 \cdot fX(x) dx \quad (19)$$

Existe um grande conjunto de modelos probabilísticos para variáveis aleatórias contínuas, com função densidade de probabilidade e função distribuição de probabilidade acumulada definidas por diferentes parâmetros, dos quais alguns são apresentados na Tabela 6 (NAGHETTINI e PORTELA, 2011).

2.9.5 Conceito de probabilidade de ruína e confiabilidade

Para a análise de um projeto de fundação, onde ocorre à variabilidade existente tanto na resistência (R) como na solicitação (S), pode-se fazer uma análise estatística e construir as curvas das funções de densidade de probabilidade contínua de resistência $f_r(R)$ e de solicitação $f_s(S)$, conforme Figura 20, para o caso de distribuição normal simétrica (CINTRA e AOKI, 2010).

As curvas de R e S apresentam a distribuição normal sugerida por Gauss, onde os valores médios de S e de R encontram-se no ponto médio da curva e em torno dos mesmos está sua variabilidade, a qual quantifica a dispersão em torno desses valores médios (Figura 20). O fator de segurança (FS) é estimado por meio da razão entre a resistência média ($R_{méd}$) e a solicitação média ($S_{méd}$), portanto quanto mais afastas estão as curvas, maior é a distância entre seus pontos médios, e com isso seu fator de segurança aumenta.

O desvio padrão corresponde a uma medida de dispersão que representa o quadrado dos desvios da média (FREUND, 2006). Na curva normal o desvio padrão corresponde à distância da média até o ponto de inflexão da curva, representados pelos pontos A e B na Figura 20, que caracterizam os respectivos valores de desvio padrão de resistência e solicitação (σ_r e σ_s), os quais quantificam a dispersão em torno do valor médio das variáveis independentes aleatórias R e S analisadas (CINTRA e AOKI, 2010).

A probabilidade total de ruína (pf) corresponde a área situada abaixo do ponto de encontro das curvas de resistência e de solicitação, onde a solicitação assume valores maiores que a resistência, caracterizando uma região de possível ruína, conforme Figura 20.

Segundo Cintra e Aoki (2010) a probabilidade total de ruína (pf) da fundação corresponde à área situada abaixo da curva gerada com a convolução da interseção das curvas de resistência e solicitação. Essa área é dada pela integral da curva de densidade de probabilidade de ruína, como apresentado na Equação 20.

$$pf = \int_{-\infty}^{\infty} f_s(S) \cdot Fr(S) dS \quad (20)$$

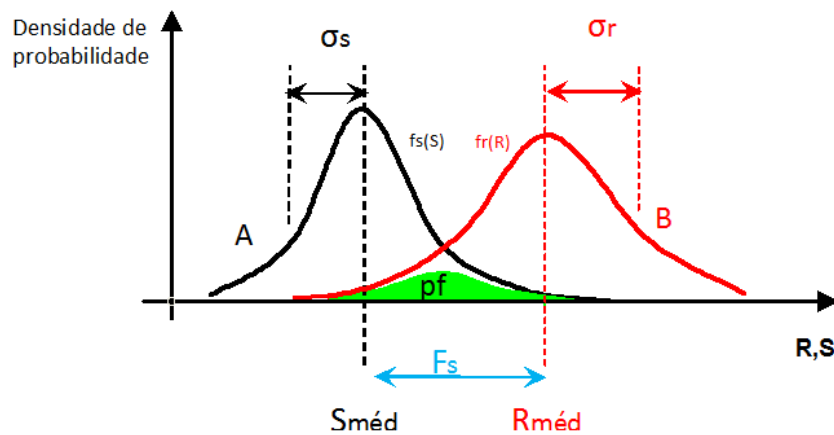
Tabela 6 - Conjunto de modelos probabilísticos para variáveis aleatórias contínuas, com fdp e fdc.

Distribuição	Aplicação	Variável	Domínio	Função densidade de probabilidade, fdp [f _X (x) ou f _Y (y)]	Função distribuição de probabilidade, FDP [F _X (x) ou F _Y (y)]	Parâmetro		
						Posição	Escala	Forma
Normal	M/T	X	$(-\infty, +\infty)$	$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \right)^2 \right]$	$\int_{-\infty}^x f_X(x) dx \text{ ou } \Phi(z)$ com $Z = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X}$	μ_X	σ_X (>0)	-----
log-Normal ou de Galton	M/T Max	Y = ln(X)	$[0, +\infty)$	$f_Y(y) = \frac{1}{\sigma_Y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{y - \mu_Y}{\sigma_Y} \right)^2 \right]$	$\int_{-\infty}^y f_Y(y) dy$	μ_Y	σ_Y (>0)	-----
Gumbel Max (ou apenas Gumbel)	Max	X	$(-\infty, +\infty)$	$f_X(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[-\frac{x - \beta}{\alpha} - \exp \left(-\frac{x - \beta}{\alpha} \right) \right]$	$\exp \left[-\exp \left(-\frac{x - \beta}{\alpha} \right) \right]$	β	α (>0)	-----
Pearson III	Max	X	$\alpha \geq 0: [\delta, \infty)$ $\alpha < 0: (-\infty, \delta]$	$f_X(x) = \frac{1}{ \alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - \delta}{\alpha} \right)^{\beta-1} \exp \left(-\frac{x - \delta}{\alpha} \right)$	$\int_{\delta}^x f_X(x) dx$	δ	α	β (>0)
log-Pearson III	Max	Y = ln(X)	$\alpha_Y \geq 0: [\exp(\delta_Y), \infty)$ $\alpha_Y < 0: (-\infty, \exp(\delta_Y)]$	$f_Y(y) = \frac{1}{ \alpha_Y \Gamma(\beta)} \left(\frac{y - \delta_Y}{\alpha_Y} \right)^{\beta-1} \exp \left(-\frac{y - \delta_Y}{\alpha_Y} \right)$	$\int_{\delta_Y}^y f_Y(y) dy$	δ_Y	α_Y	β_Y (>0)
GEV	Max	X	$\kappa < 0: x > (\beta + \alpha)/\kappa$ $\kappa < 0: x < (\beta + \alpha)/\kappa$ $\kappa = 0: \text{GEV} = \text{Gumbel}$	$f_X(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \kappa \left(\frac{x - \beta}{\alpha} \right) \right]^{1/\kappa - 1} \exp \left\{ - \left[1 - \kappa \left(\frac{x - \beta}{\alpha} \right) \right]^{1/\kappa} \right\}$	$\exp \left\{ - \left[1 - \kappa \left(\frac{x - \beta}{\alpha} \right) \right]^{1/\kappa} \right\}$	β	α (>0)	κ
Gumbel Min	Min	X	$(-\infty, +\infty)$	$f_X(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[\frac{x - \beta}{\alpha} - \exp \left(\frac{x - \beta}{\alpha} \right) \right]$	$1 - \exp \left[-\exp \left(\frac{x - \beta}{\alpha} \right) \right]$	β	α (>0)	-----
Weibull	Min	X	$[0, +\infty)$	$f_X(x) = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{x}{\beta} \right)^{\alpha-1} \exp \left[-\left(\frac{x}{\beta} \right)^{\alpha} \right]$	$1 - \exp \left[-\left(\frac{x}{\beta} \right)^{\alpha} \right]$	-----	β (>0)	α (>0)

Fonte: Naghettini e Portela (2011).

Segundo Cintra e Aoki (2010) a referida área representada pela curva pf , na Figura 20, é inferior à situada abaixo das curvas de $fs(S)$ e $fr(R)$, porque a probabilidade de ruína corresponde, no cálculo da integral, a uma convolução de duas funções: as funções $fs(S)$ e $Fr(S)$, em que $Fr(S)$ é a distribuição acumulada de $fr(R)$, condicionada por valores da função $fs(S)$. Após o encontro das curvas, os valores de probabilidade de ocorrência de S são maiores do que R , e no cálculo de $Fr(S)$, devemos limitar o valor $fr(S)$ ao valor de $fs(S)$ disponível. Essa limitação condiciona a convolução das curvas.

Figura 20 - Curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação.



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

Considerando os conceitos apresentados por Cintra e Aoki (2010) a convolução da área abaixo da interseção das curvas representa a probabilidade de ruína entre uma curva densidade de probabilidade de resistência e uma curva densidade de probabilidade de solicitação. Para obter a área de probabilidade de ruína basta realizar o somatório de menos a mais infinito do produto da função densidade de probabilidade de solicitação em função da solicitação pela função de distribuição acumulada da resistência em função da solicitação. Desta forma pode-se escrever analogamente a Equação 21 que representa uma forma generalizada para estimativa da probabilidade de ruína relacionando a quaisquer modelos de curvas densidade de probabilidade e compara-se a equação apresentada por Aoki (2008) demonstrada na Equação 22 relacionando quaisquer modelos de curva de densidade de probabilidade de solicitação e de resistência para obtenção de pf .

$$pf = \int_{-\infty}^{\infty} \left[fX(x) \cdot \int_{-\infty}^x fY(y) dy \right] dx \quad (21)$$

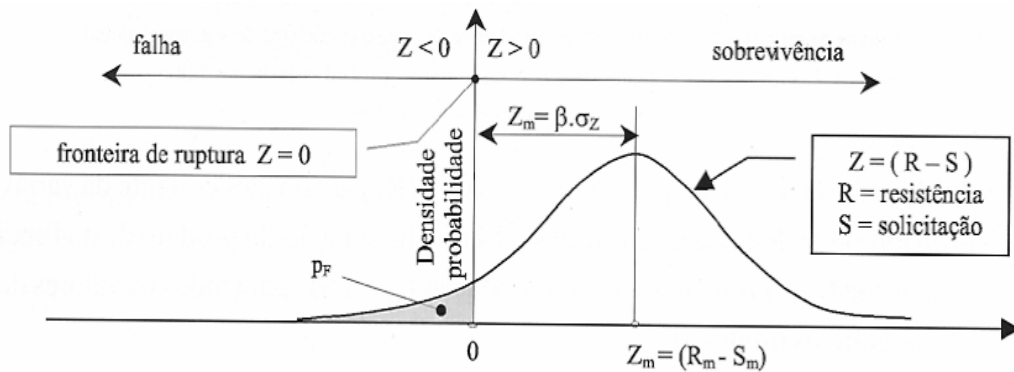
$$pf = \int_{-\infty}^{\infty} \left[f_S(S) \cdot \int_{-\infty}^S f_R(R) dR \right] dS \quad (22)$$

Aoki (2005) demonstra que a segurança e a confiabilidade (β) podem ser diretamente relacionadas à distância margem de segurança média (Z_m), que se caracteriza pela sobre entre a diferença da R_{med} e a S_{med} . Portanto, quanto maior esta distância, maior será a segurança e a confiabilidade da fundação, minimizando assim a convolução.

Considerando que a solicitação e a resistência sejam estatisticamente independentes, pode ser definida a função margem de segurança (Figura 21) pela diferença entre as curvas de resistência e de solicitação, como apresentado na Equação 23. Logo, a ruína ocorre quando a margem de segurança (Z) é menor ou igual a zero, ou seja, quando R é menor ou igual a S , e a fundação não sofre ruína quando Z é maior que zero. A área hachurada na Figura 21 corresponde à probabilidade de ruína da fundação, (CINTRA e AOKI, 2010).

$$f_Z(Z) = f_R(R) - f_S(S) \quad (23)$$

Figura 21 - Função margem de segurança.



Fonte: Aoki (2002).

O índice de confiabilidade representa um parâmetro que relaciona a margem de segurança, representada pela diferença entre resistência média e solicitação média, e a variabilidade dos resultados. Quanto maior a margem de segurança, menor é a variação e maior é o índice de confiabilidade, representando uma segurança maior para a obra.

2.9.6 Equações de análise de probabilidade de ruína e confiabilidade

Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011) apresentam as equações para análise de probabilidade de ruína e confiabilidade para funções densidade de probabilidade de resistência e solicitação com distribuição normal. Estes autores consideram que a população analisada é finita e que as curvas de densidade de probabilidade de Resistência (R) e de Solicitação (S) seguem uma distribuição normal simétrica (ver também AOKI, 2002).

S_{med} – valor médio da solicitação

R_{med} – valor médio da resistência

Z_{med} – valor médio da margem de segurança

σ_s – desvio padrão da solicitação

σ_r – desvio padrão da resistência

σ_z – desvio padrão da margem de segurança

v_s – coeficiente de variação da solicitação

v_r – coeficiente de variação da resistência

FS – fator de segurança global

β – índice de confiabilidade

pf – probabilidade de ruína

$\Phi(\beta)$ – função de distribuição normal padrão

Onde:

$$v_s = \frac{\sigma_s}{S_{med}} \quad (24)$$

$$v_r = \frac{\sigma_r}{R_{med}} \quad (25)$$

$$FS = \frac{R_{med}}{S_{med}} \quad (26)$$

$$Z_{med} = R_{med} - S_{med} \quad (27)$$

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_s^2} \quad (28)$$

$$\beta = \frac{Z_{med}}{\sigma_z} \quad (29)$$

$$FS = 1 + \beta \cdot \sqrt{\frac{v_s^2 + v_r^2 - (\beta^2 \cdot v_s^2 \cdot v_r^2)}{1 - (\beta^2 \cdot v_r^2)}} \quad (30)$$

$$\beta = \frac{1 - \frac{1}{FS}}{\sqrt{vr^2 + \left(\frac{1}{FS}\right)^2 \cdot vs^2}} \quad (31)$$

A Equação 30 foi apresentada por Cintra e Aoki (2010), já a Equação 31 foi deduzida por Cardoso e Fernandes (2001). A Equação 32 foi demonstrada por Ang e Tang (1984), conforme citado por Cintra e Aoki (2010), pela qual por intermédio do índice de confiabilidade estima-se a probabilidade de ruína considerando as curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação, tendo a convolução da função de probabilidade de ruína como sendo uma função de densidade de probabilidade normal padrão. Seguindo o mesmo princípio Kulhawy e Phoon (1996) apresentaram a Equação 33 que permite a estimativa do índice de confiabilidade por meio de valores de probabilidade de ruína, para a relação de quaisquer modelos de curva, parametrizados na função densidade de probabilidade normal padrão.

$$pf = 1 - \Phi(\beta) \quad (32)$$

$$\beta = -\Phi^{-1}(pf) \quad (33)$$

Cintra e Aoki (2010) demonstraram as Equações 32 e 33 por meio de expressão do Excel conforme apresentado nas Equações 34 e 35.

$$pf = 1 - \text{DIST.NORM.N}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) \quad (34)$$

$$\beta = -\text{INV.NORM.N}(pf; 0; 1) \quad (35)$$

As Equações 34 e 35 remetem a função de distribuição normal padrão e ao inverso da função de distribuição normal padrão, onde o argumento zero remete a média e 1 ao desvio padrão da distribuição.

2.9.7 Interpretação de resultados de probabilidade de ruína e confiabilidade

Segundo Meyerhof (1995, *apud* Cardoso e Fernandes (2001)) considera que a probabilidade de ruína ligada a projetos de fundações deve se situar entre 0,0004 (1/2.500) a 0,0001 (1/10.000). Comparando ainda a outro critério, o Eurocode EN1990 (2002) demonstra os limites de probabilidade de ruína que o Código Europeu estabelece, para distribuição de probabilidade normal, conforme apresentado na Tabela 7 e as classificações das consequências na Tabela 8.

Tabela 7 - Limites de probabilidade de ruína e confiabilidade que o Eurocode estabelece.

Classe de Confiabilidade	Período de Referência de 1 ano		Período de Referência de 50 anos	
	Mínimo Valor de β	Máxima Probabilidade de Ruína	Mínimo Valor de β	Máxima Probabilidade de Ruína
RC3	5,2	$9,96 \times 10^{-8}$	4,3	$8,54 \times 10^{-6}$
RC2	4,7	$1,30 \times 10^{-6}$	3,8	$7,24 \times 10^{-5}$
RC1	4,2	$1,34 \times 10^{-5}$	3,3	$4,83 \times 10^{-4}$

Fonte: Eurocode EN1990 (2002).

Tabela 8 - Classificação das obras civis por classe de consequência do Eurocode.

Classe de Consequência	Descrição	Edificações e Obras Civis
CC3	Alta consequência em termos de perda de vidas humanas e consequência muito grande em termos econômico, social ou ambiental.	Estádios, edifícios públicos onde as consequências da ruína são altas (por exemplo, sala de concertos).
CC2	Média consequência em termos de perda de vidas humanas e consequência considerável em termos econômico, social ou ambiental.	Edifício residencial e edifício de escritórios, edifícios públicos onde as consequências da ruína são médias (por exemplo, edifício de escritórios).
CC1	Baixa consequência em termos de perda de vidas humanas e consequência pequena ou negligenciável em termos econômico, social ou ambiental.	Edificações agrícolas onde normalmente não entram pessoas (por exemplo, edifício de estocagem), estufas.

Fonte: Eurocode EN1990 (2002).

O JCSS (2000) demonstra os limites de probabilidade de ruína e índice de confiabilidade, para distribuição de probabilidade normal, em estruturas no Estado Limite Último (ELU), conforme apresentado na Tabela 9, e para o Estado Limite de Serviço (ELS) conforme apresentado na Tabela 10.

Tabela 9 - Limites de probabilidade de ruína e confiabilidade para ELU em estruturas.

Custo Relativo da Medida de Segurança	Ruína de Consequência Menor (1)	Ruína de Consequência Moderada (2)	Ruína de Consequência Grande (3)
Grande (A)	$\beta=3,1$ ($pf = 10^{-3}$)	$\beta=3,3$ ($pf = 5 \times 10^{-4}$)	$\beta=3,7$ ($pf = 10^{-4}$)
Normal (B)	$\beta=3,7$ ($pf = 10^{-4}$)	$\beta=4,2$ ($pf = 10^{-5}$)	$\beta=4,4$ ($pf = 5 \times 10^{-6}$)
Pequeno (C)	$\beta=4,2$ ($pf = 10^{-5}$)	$\beta=4,4$ ($pf = 5 \times 10^{-6}$)	$\beta=4,7$ ($pf = 10^{-6}$)

(1) - Edificações agrícolas onde normalmente não entram pessoas;

(2) - Edifício residencial e edifício de escritórios, edifícios públicos onde as consequências da ruína são médias;

(3) - Estádios, edifícios públicos onde as consequências da ruína são altas;

(A) - Ruptura dúctil com reserva de capacidade de carga devido ao aumento de resistência resultante do endurecimento por tensão e deformação;

(B) - Ruptura dúctil sem reserva de capacidade de carga;

(C) - Ruptura Frágil.

Fonte: Adaptado da JCSS (2000).

Tabela 10 - Limites de probabilidade de ruína e confiabilidade para ELS em estruturas.

Custo Relativo da Medida de Segurança	Deformação irreversível
Grande (A)	$\beta=1,3$ ($pf = 10^{-1}$)
Normal (B)	$\beta=1,7$ ($pf = 5 \times 10^{-2}$)
Pequeno (C)	$\beta=2,3$ ($pf = 10^{-2}$)

Fonte: Adaptado da JCSS (2000).

Para avaliar a confiabilidade do projeto, tem-se como referência a probabilidade de ruína seguindo a proporcionalidade apresentada na Tabela 11 apresentando risco e tempo de recorrência considerando a recomendação da norma MIL-STD-882.

O tempo de recorrência e a frequência representam uma correlação entre o valor estimado para o índice de confiabilidade e o tempo de provável ocorrência de ruptura de uma estaca em dias, semanas, meses ou anos. Representa, portanto, uma forma mais intuitiva de interpretação do grau de risco ao qual a obra está inserida, ajudando assim os leigos a interpretar os resultados.

Tabela 11 - Escala subjetiva de risco e tempo de recorrência.

β	Ocorrência	Tempo recorrência	Frequência	Nível	Nível probabilidade	pf
-7,94	Certeza	1dia	Todo dia		1	1
0	50% probabilidade	2 dias	A cada 2 dias		2×10^0	0,5
0,52	Frequente	1 semana	Toda semana	A	3×10^{-1}	0,3
1,88	Provável	1 mês	Todo mês	B	3×10^{-2}	0,03
2,75	Ocasional	1 ano	Todo ano	C	3×10^{-3}	0,003
3,43	Remota	10 anos	A cada década	D	3×10^{-4}	0,0003
4,01	Extremamente remota	100 anos	A cada século	E	3×10^{-5}	0,00003
4,53	Impossível na prática	1000 anos	A cada milênio		3×10^{-6}	3,00E-06
7,27	Nunca	5,48E+12	Idade do universo		0	1,83E-13

Fonte: Aoki (2011).

2.10 SIMULAÇÃO MONTE CARLO

De acordo com Hammersley e Handscomb (1964) a simulação de Monte Carlo, criada em 1944, é assim denominado por associação ao cassino de Monte Carlo, no principado de Mônaco, por causa de uma roleta, isto é, um gerador de números aleatórios. Em 1899, Lorde Rayleigh mostrou que uma variável aleatória satisfaz uma solução aproximada para uma equação diferencial parabólica.

Segundo Silva (2006), a simulação de Monte Carlo é uma das técnicas de melhoramento de amostras mais utilizadas e consiste na repetição de soluções determinísticas, que resultam num conjunto de valores gerados de acordo com suas respectivas distribuições de probabilidade que se supõem conhecidas. Este conjunto de valores é semelhante a um conjunto de informações oriundas de observações experimentais. Os valores determinísticos criados podem ser tratados estatisticamente, sendo aplicáveis todos os métodos de inferência estatística.

O método de Monte Carlo tem sido utilizado há bastante tempo como forma de obter aproximações numéricas de funções bastante complexas. A etapa fundamental do método envolve a simulação de uma amostragem com a geração de “n” valores de alguma distribuição de probabilidades. Essa amostragem é então utilizada de forma a obter uma boa aproximação para a função de interesse. Trata-se de um método que é bastante eficiente quando se deseja realizar a análise estatística de um problema que tenha grande número de variáveis e que estão relacionadas a sistemas não lineares (MARTINS, 2012).

Segundo Apaza e Barros (2014), para aplicação do método, é necessário conhecer as funções de densidade de probabilidade das variáveis aleatórias. 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. Após um grande número de simulações, é construído um histograma com todos os dados armazenados, obtendo-se uma função de distribuição de probabilidade da variável aleatória estudada.

A simulação Monte Carlo apresenta uma série de vantagens sendo elas: Fornece a curva de distribuição estatística do parâmetro analisado; permite o uso de diferentes tipos de distribuição probabilística para os parâmetros geotécnicos, de várias camadas de solos com diferentes distribuições de probabilidade; permite ainda a realização de correlações entre as variáveis envolvidas nas análises.

Portanto, a simulação Monte Carlo é um método numérico estocástico e consiste da simulação de variáveis aleatórias. O que se faz na prática é utilizar um gerador de números

aleatórios, onde esses geradores seguem algoritmos, geradores de números pseudo-aleatórios, onde também são conhecidos com geradores de números randômicos.

A distribuição dos dados aleatórios gerados pode ser feita por vários tipos de distribuições de probabilidade, que representam a forma como estes valores serão gerados e o intervalo o qual os dados aleatórios devem se enquadrar. Algumas das distribuições de probabilidade são:

- Distribuição uniforme;
- Distribuição triangular;
- Distribuição normal;
- Distribuição exponencial;
- Distribuição lognormal;

Jarek *et al.* (2014), apresentam as Equações 36 e 37 para geração de dados aleatórios para distribuição de probabilidade uniforme e normal. A Equação 38 apresenta a função para geração de dados aleatórios com distribuição de probabilidade triangular.

$$Fp = Pvmín + (Pvmáx - Pvmín) \cdot N_{AL} \quad (36)$$

$$Fp = \sigma Pv \cdot \left[\sqrt{-2 \cdot \ln N_{AL}} \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot N_{AL}) \right] + Pvméd \quad (37)$$

$$Fp = Pvmáx + \{Pvmín + [N_{AL} \cdot (Pvméd - Pvmín)] - Pvmáx\} \cdot \sqrt{N_{AL}} \quad (38)$$

Fp – Função que calcula o parâmetro variável;

Pvmín – Valores mínimos para o parâmetro variável;

Pvmáx – Valores máximos para o parâmetro variável;

Pvméd – Valores médios para o parâmetro variável;

σPv – Desvio padrão do parâmetro variável;

N_{AL} – Número aleatório real maior ou igual a zero e menor que 1 distribuído uniformemente;

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta dissertação é estudado o desempenho das fundações assentes em solo colapsível nos níveis de rigor de confiabilidade zero, I, II e III nas obras das cidades de Santa Maria da Boa Vista, Petrolândia e Petrolina no estado de Pernambuco, e nas estacas executadas no campo experimental da UnB em Brasília-DF e no campo experimental da USP em Bauru-SP. Este capítulo descreve as características geotécnicas de cada região, as características das fundações executadas em cada uma delas e os ensaios de campo e/ou laboratório realizados. Também descreve os três tipos de casa executadas em Santa Maria da Boa Vista-PE e tidas como casas modelos para a análise probabilística. Por fim, são apresentadas as metodologias para análise probabilística no ELU e no ELS.

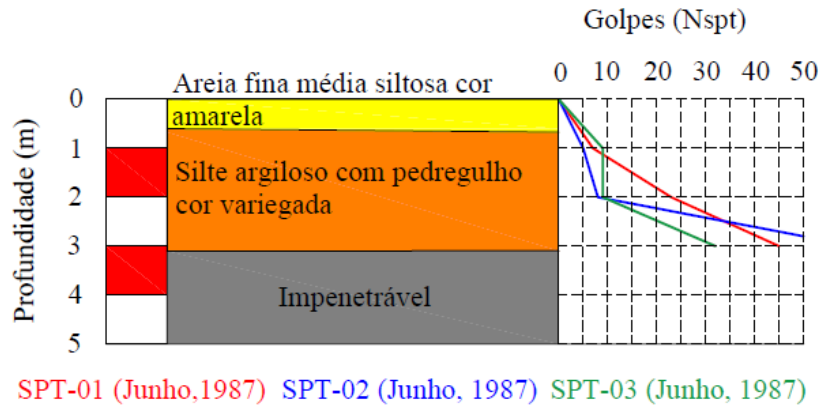
3.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS REGIÕES

As cinco regiões apresentadas a seguir já foram estudadas e caracterizadas por diversos autores, tais como: Ferreira e Teixeira (1989), Ferreira (1995), Ferreira (1998), Fucale (2000), Guimarães (2002), Torres (2014), Veríssimo (2016), Freitas (2017) e Santos (2018) entre outros autores, conforme apresentado na Tabela 2 desta dissertação, sendo constatada a ocorrência de solos colapsíveis.

3.1.1 Reassentamento de Itaparica - Santa Maria da Boa Vista-PE

Na Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica localizado no município de Santa Maria da Boa Vista-PE, o perfil do solo, obtido por meio de sondagem à percussão, é constituído por duas camadas antes de atingir o impenetrável. Na primeira camada encontra-se uma areia siltosa de cor amarela, pouco compacta, com espessura variando de 0,50 m a 2,0 m. A segunda camada, com espessura variando de 0 a 2,0 m, é constituída de silte argiloso com pedregulho fino ou grosso, de cor variegada, com compactidade média a compacta, esta camada se prolonga até o impenetrável que pode ocorrer a partir da profundidade de 1,85 m até 4 m. Na Figura 22 é apresentado um perfil geotécnico típico da região e a variação do número de golpes na sondagem a percussão (Standard Penetration Test - SPT) em três ensaios realizados na Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica (FUCALE, 2000).

Figura 22 - Sondagem SPT típica da Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.



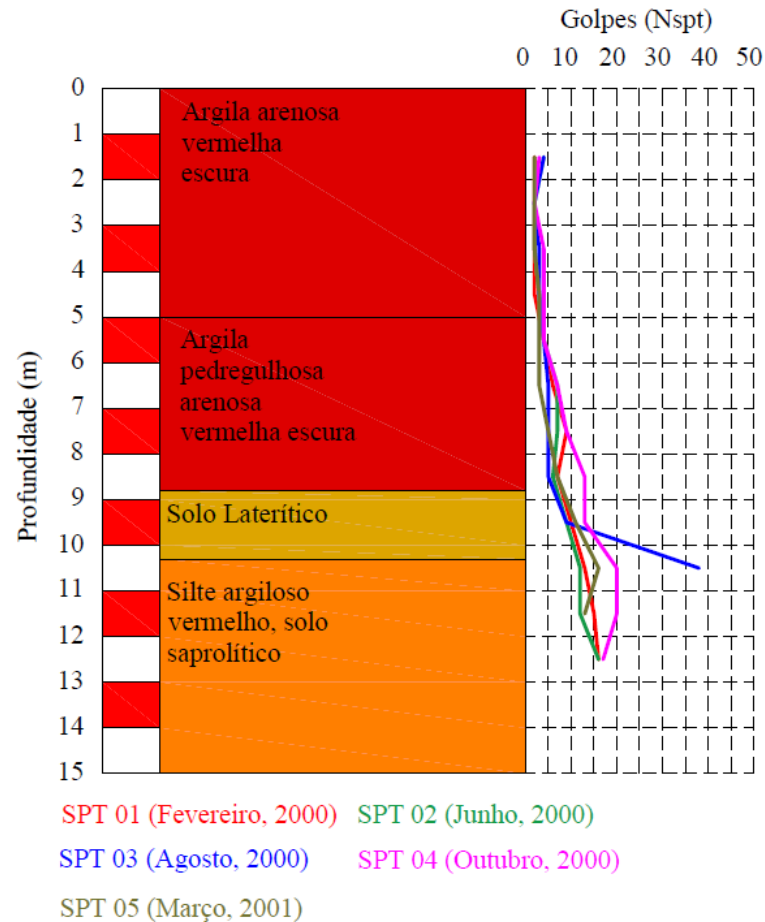
Fonte: Adaptado de Fucale (2000).

3.1.2 Campo experimental da UnB – Brasília-DF

O local escolhido por Guimarães (2002) para a realização dos ensaios de campo que deram subsídio ao desenvolvimento deste trabalho foi o Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo da Universidade de Brasília (UnB). O local representa um perfil típico da camada de intemperismo de Brasília, sendo formado por um horizonte de solo residual laterítico até 8,5 m, constituído por uma argila arenosa porosa, e um horizonte de solo saprolítico a partir desta profundidade, o qual assume uma textura mais siltosa e distribuição de poros mais homogênea ao longo da profundidade.

Na Figura 23 é apresentado um perfil geotécnico típico da região e a variação do número de golpes na sondagem a percussão (SPT) em cinco ensaios realizados no Campo Experimental da UnB em diferentes meses do ano, conforme apresentado por Guimarães (2002), como forma de avaliar a variação da resistência a penetração com a variação da umidade no solo para as diferentes estações do ano.

Figura 23 - Sondagem SPT típica do Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.



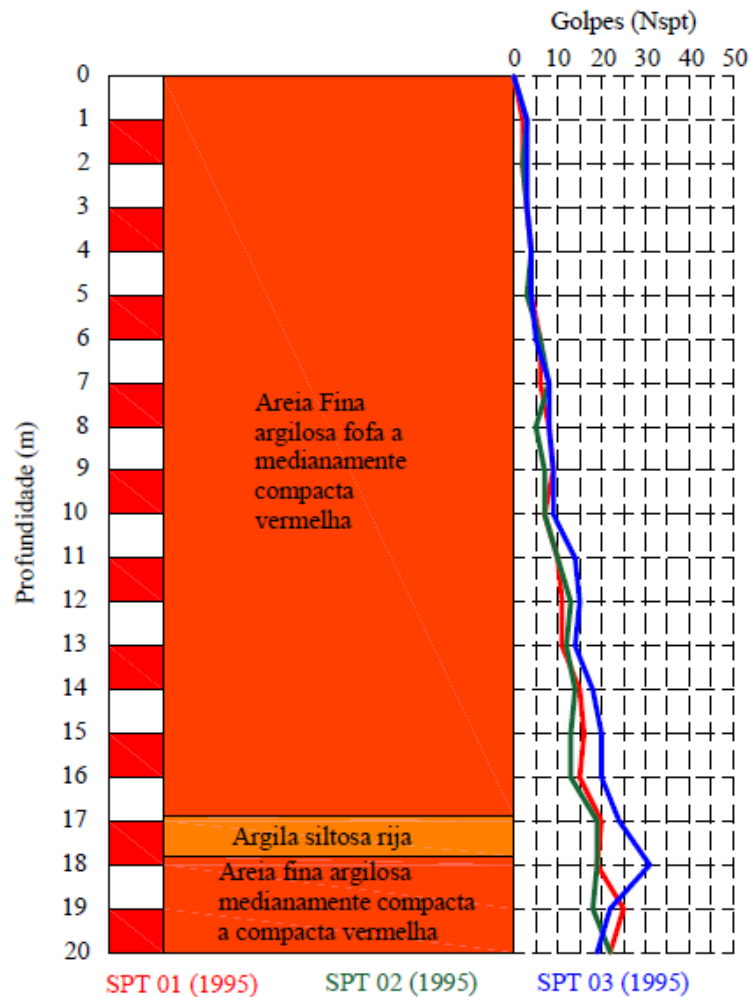
Fonte: Adaptado de Guimarães (2002).

3.1.3 Campo experimental da USP – Bauru/SP

O perfil geotécnico do Campo Experimental da USP em Bauru é constituído por uma camada de solo residual de arenito, com uma única camada de areia fina argilosa fofa a medianamente compacta de cor vermelha de Nspt crescente, de forma praticamente constante ao longo da profundidade até 16,9 metros (FERREIRA, 1998).

Na Figura 24 é apresentado um perfil geotécnico típico da região e a variação do número de golpes na sondagem a percussão (SPT) em três ensaios realizados no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Figura 24 - Sondagem SPT típica do Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: Adaptado de Ferreira (1998).

3.1.4 Obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE

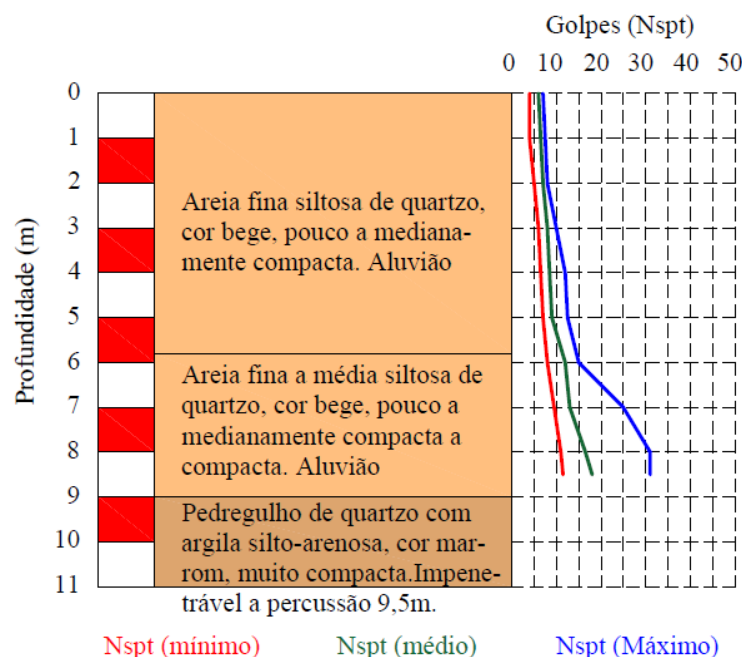
Torres (2014) estudou o subsolo do local da obra, onde foi construído um conjunto habitacional do programa Minha Casa Minha Vida do Governo Federal, e obteve as seguintes características do solo da região: o solo é essencialmente arenoso com mais de 90% de areia, com fração argilosa $< 5\%$ e praticamente sem silte (no máximo 2%). O solo é mal graduado ($C_u < 5$) e tem caráter não dispersivo. O solo se enquadra na classe pedológica Neossolo Quartzorênico, com horizonte A fraco, textura arenosa fina, fase caatinga hiperxerófila, e relevo plano.

Ainda segundo Torres (2014), o perfil do solo estudado no Município de Petrolina, considerando 12 furos de sondagem, realizados no local da obra, com profundidade de até 9,50 m, é constituído de três camadas, como demonstrado na Figura 25. Tem-se a primeira composta de areia fina siltosa pouco a medianamente compacta, que vai até a profundidade de

5,8 m, a segunda uma areia fina a média, de medianamente compacta a compacta, até a profundidade de 9,0 m, e a terceira é uma camada de pedregulho com argila siltosa atingindo o impenetrável a 9,50 m.

Na Figura 25 é apresentado um perfil geotécnico típico da região e a variação do número de golpes na sondagem a percussão (SPT) para os valores máximos, mínimos e a média dos números de golpes N_{spt} , referenciados nos valores obtidos nos 12 ensaios apresentados por Torres (2014).

Figura 25 - Valores médios, máximos e mínimos das sondagens SPT realizadas no terreno onde foi implantada a obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.



Fonte: Adaptado de Torres (2014).

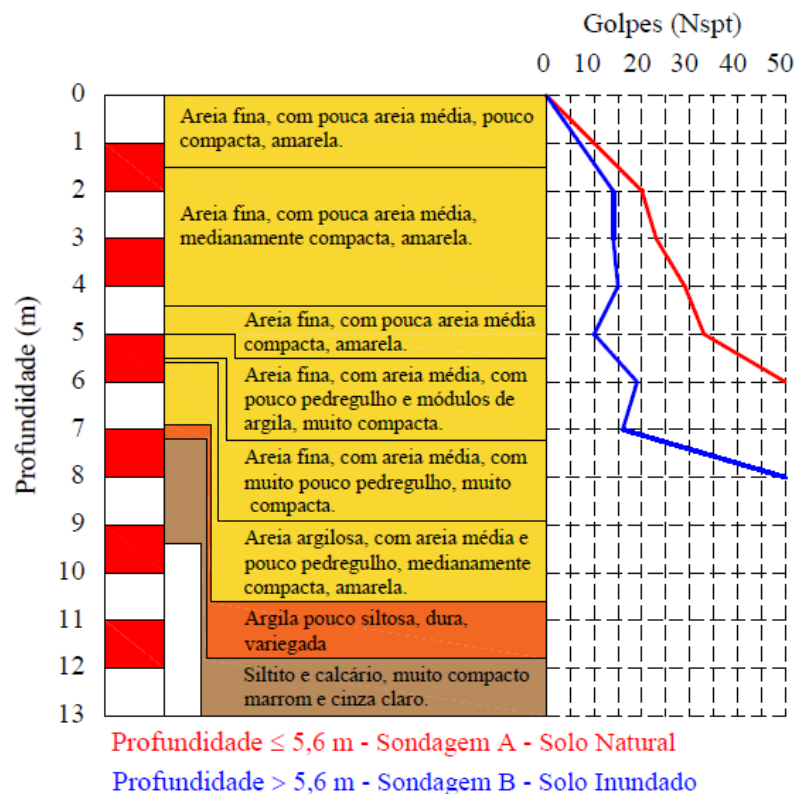
3.1.5 Reassentamento de Itaparica - Petrolândia-PE

Ferreira (1995) apresentou dois ensaios à percussão do subsolo estudado no Reassentamento de Itaparica na cidade de Petrolândia-PE, um realizado com o solo na umidade natural chamado de Sondagem A e outro com o solo inundado previamente por três horas, chamado de Sondagem B. Na Sondagem A foi constatada a ocorrência de uma camada de areia fina, com pouca areia média, de cor amarela, com compactidade variando de pouco compacta a muito compacta, sendo o limite da Sondagem A na profundidade de 5,6 metros, onde foi observada uma camada de alta resistência à penetração. Já na Sondagem B, segue-se o mesmo perfil geotécnico observado na Sondagem A até a profundidade de 5,6 metros, apresentando diferença apenas na compactidade do solo que variou de fofa a compacta. Após a profundidade de 5,6 m, encontrou-se uma areia argilosa com pedregulho, uma argila pouco

siltosa dura, variegada, e a 7,23 metros de profundidade, uma camada de siltito e calcário muito compacto, de cor marrom e cinza, onde foi identificado o impenetrável a 9,46 metros de profundidade.

Na Figura 26 é apresentado um perfil geotécnico típico da região e a variação do número de golpes na sondagem a percussão (SPT) para as Sondagens A e B, conforme apresentado por Ferreira (1995).

Figura 26 - Sondagem SPT típica do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.



Fonte: Adaptado de Ferreira (1995).

3.2 APRESENTAÇÃO DA CASA CONSIDERADA TÍPICA NAS ANÁLISES

Para execução da barragem de Itaparica, foi necessária à construção de um reassentamento para os moradores das áreas a serem inundadas pelo reservatório da barragem. O reassentamento de Itaparica é dividido em 47 agrovilas, onde foram construídas as casas das famílias reassentadas. Na Agrovila 15 que contem uma área de 6,9 hectares foram construídas aproximadamente 70 casas do reassentamento, variando na área construída em três tipos distintos, todas com apenas o pavimento térreo, telhado em madeira e fundação em sapata corrida ou estaca escavada manualmente do tipo broca.

No início da construção das casas e dos prédios públicos do reassentamento, houve a ocorrência de fissuras nas alvenarias de algumas edificações, após estudos geotécnicos

detalhados com realização de ensaios edométricos, ensaios de prova de carga estática nas estacas e ensaio de placa para condição de solo na umidade natural e inundado, o solo foi classificado como colapsível, justificando os deslocamentos excessivos observados nas edificações e a ocorrência das fissuras. Na Figura 27 são apresentadas imagens de algumas das casas construídas no reassentamento após os estudos geotécnicos realizados.

Figura 27 - Casas executadas no Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.



Fonte: Ferreira e Teixeira (1989).

Após ocorrência dos danos gerados devido ao colapso do solo houve a recomendação de melhoramento das camadas com inundação prévia do subsolo e compactação da camada de assentamento das fundações profundas ou superficiais, a depender da profundidade do impenetrável observado por amostras dos ensaios a percussão (SPT). Na Tabela 12 são detalhadas as características das edificações executadas na Agrovila 15 do reassentamento e as soluções de fundações adotadas. No presente estudo é realizada a análise probabilística da solução de fundação, sem considerar o melhoramento das condições do solo, realizado por meio da compactação da camada de assentamento das fundações, uma vez que os ensaios de campo foram realizados antes do melhoramento das camadas. Portanto é analisado o desempenho que as edificações teriam caso viessem a ser construídas com as fundações profundas ou superficiais sem o melhoramento das camadas de assentamento das fundações.

Tabela 12 - Características das casas executadas na Agrovila 15.

Casa	Área (m ²)	Quartos	Pilares	Fundação Profunda	Fundação Superficial
Tipo 1	36	1	9	4 Estacas	Sapata corrida com b=0,3 m h=0,4 m e df=0,4 m
Tipo 2	45	2	12	6 Estacas	
Tipo 3	55	3	15	8 Estacas	

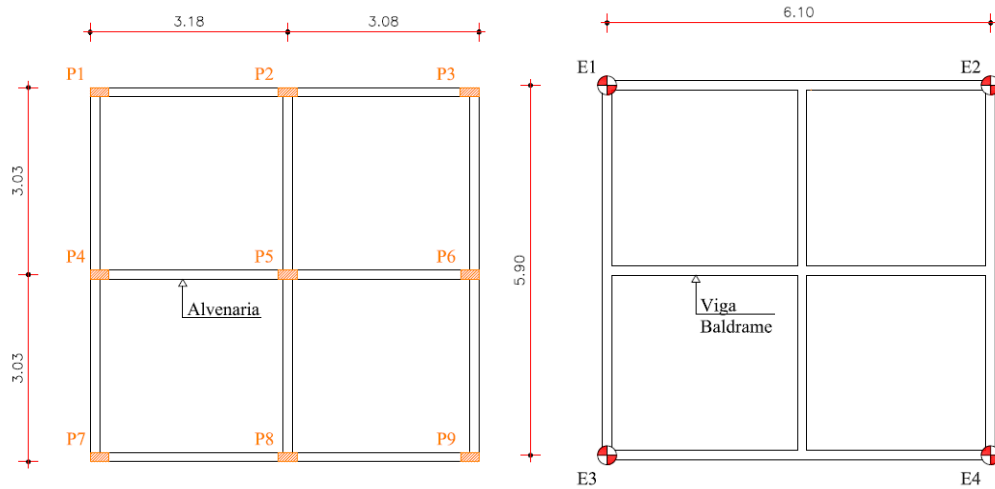
B – Largura da casa; b – Largura da sapata corrida; h – Altura da sapata corrida; df – Profundidade de assentamento da sapata corrida.

Fonte: O autor (2019).

Nas Figuras 28, 29 e 30 são apresentadas as dimensões das casas modelo Tipo 1, 2 e 3

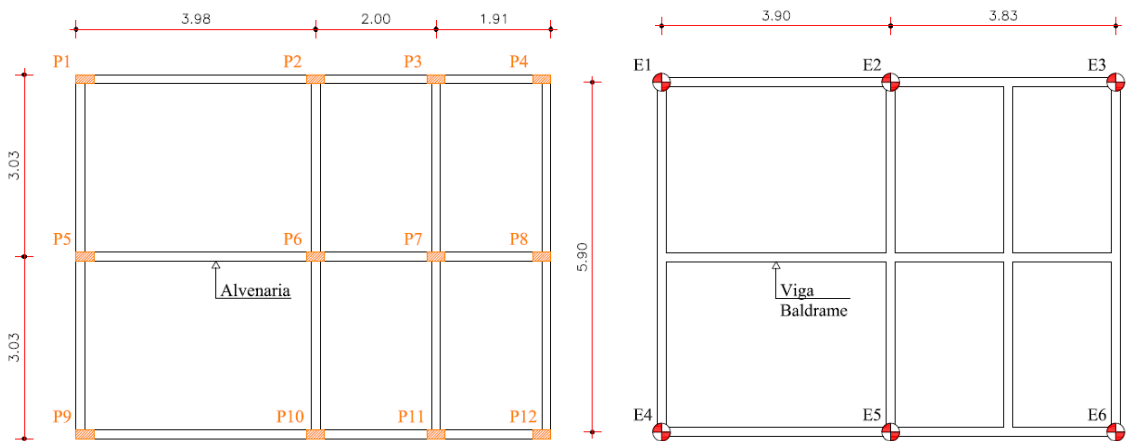
com posição dos pilares e traçado das vigas baldrame que realizam a distribuição das cargas recebidas dos pilares para as fundações profundas.

Figura 28 - Apresentação das dimensões da casa modelo Tipo 1, com posição dos pilares e das fundações profundas.



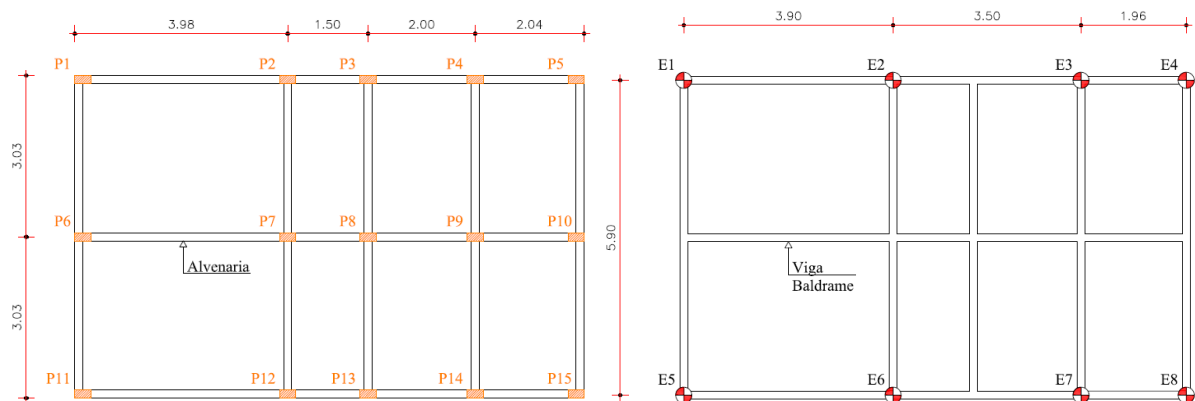
Fonte: O autor (2019).

Figura 29 - Apresentação das dimensões da casa modelo Tipo 2, com posição dos pilares e das fundações profundas.



Fonte: O autor (2019).

Figura 30 - Apresentação das dimensões da casa modelo Tipo 3, com posição dos pilares e das fundações profundas.



Fonte: O autor (2019).

Como fundação para as casas foram consideradas duas soluções, uma com utilização de fundação profunda em estaca escavadas manualmente do tipo broca e outra de fundação superficial do tipo sapata corrida, tendo os três tipos de casa a utilização dos dois tipos de fundação, a depender das características do subsolo do reassentamento, conforme pode ser observado na Figura 31. As sapatas corridas foram executadas substituindo a viga baldrame, sendo um bloco com largura de 0,3 m e altura de 0,4 m e acima deste nasceram os pilares e iniciaram as alvenarias, conforme Figura 32.

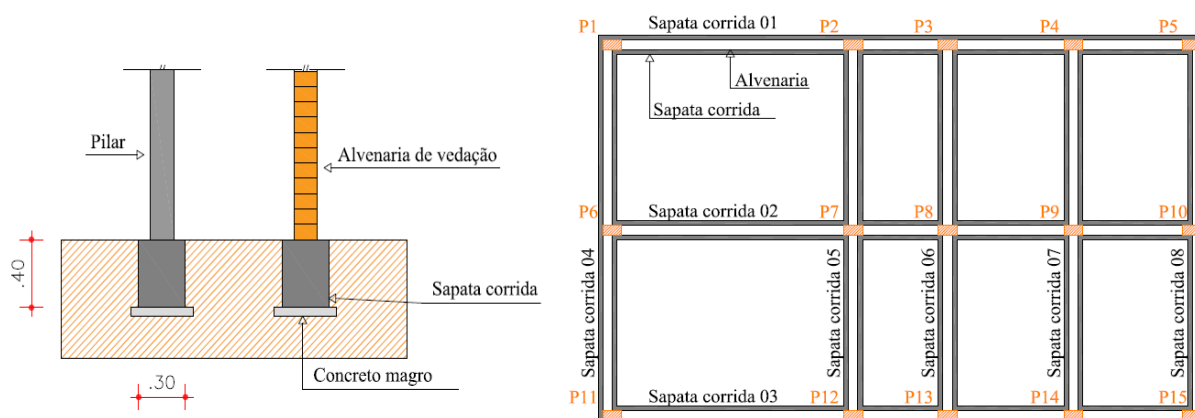
Figura 31 - Fundações executadas na Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica, em Santa Maria da Boa Vista -PE.



Fonte: Ferreira e Teixeira (1989)

Como forma de parametrizar a análise e obter variação dos valores de solicitação, é considerada a implantação da casa modelo Tipo 3 da Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE nas cinco regiões estudadas, para a análise probabilística no estado limite último, simulando o comportamento da edificação caso viesse a ser construída nos solos do Campo Experimental da UnB em Brasília-DF, no Campo Experimental da USP em Bauru-SP, na obra de Petrolina-PE e no Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE. Na análise probabilística no estado limite de serviço é avaliado o desempenho das casas modelo Tipo 1, 2 e 3 executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Figura 32 - Apresentação das características da fundação superficial em sapata corrida, para casa modelo Tipo 3.



Fonte: O autor (2019).

3.3 APRESENTAÇÃO DAS FUNDAÇÕES E DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Em cada região estudada foi executado um tipo de fundação distinto, onde as profundas foram de três tipos, sendo elas: estacas escavadas a trado manual do tipo broca, estacas escavadas mecanicamente e estacas apiloadas. Já as fundações superficiais consideradas nas análises são do tipo sapata corrida.

Para avaliação do desempenho das fundações profundas foram realizados ensaios de prova de carga estática (PCE) nas estacas, para condição de solo na umidade natural e inundado. A forma de inundação do subsolo e o estágio de inundação durante o ensaio variou para cada obra e será descrito de forma detalhada mais adiante.

Para avaliação do desempenho das fundações superficiais foram realizados ensaios de placa, também para condição de solo na umidade natural e inundado. A forma de inundação do subsolo, o estágio de inundação durante o ensaio, o diâmetro da placa e a profundidade de assentamento da mesma será detalhado nos subitens seguintes.

No solo da obra de Petrolina-PE foram realizados ensaios de cisalhamento direto realizados em quatro séries com diferentes umidades e graus de compactação e foram ensaiadas para três condições de solo: umidade constante; inundada previamente; inundada durante o cisalhamento sob carregamento.

Na Tabela 13 são apresentados os ensaios de campo e laboratório realizados nas cinco regiões estudadas e utilizados nas análises desta dissertação. Outros ensaios de campo e laboratório foram realizados nas regiões e podem ser observados em suas referências conforme descrito a seguir: Santa Maria da Boa Vista-PE (FUCAL, 2000); Brasília-DF (GUIMARÃES, 2002); Bauru-SP (FERREIRA, 1998); Petrolina-PE (TORRES, 2014) e

(SANTOS, 2018); Petrolândia-PE (FERREIRA, 1995).

Tabela 13 - Ensaios de campo e laboratório realizados nas cinco regiões estudadas e utilizados nas análises.

Região	Ensaios de Campo	Ensaios de Laboratório	Tipo de Fundação
Santa Maria da Boa Vista-PE	Standard Penetration Test (SPT) Prova de Carga Estática (PCE)	-	Profunda
Brasília-DF	Standard Penetration Test (SPT) Prova de Carga Estática (PCE)	-	Profunda
Bauru-SP	Standard Penetration Test (SPT) Prova de Carga Estática (PCE)	-	Profunda
Petrolina-PE	Standard Penetration Test (SPT) -	- Ensaio de cisalhamento direto	Superficial
Petrolândia-PE	Standard Penetration Test (SPT) Ensaio de Placa	-	Superficial

Fonte: O autor (2019).

3.3.1 Reassentamento de Itaparica - Santa Maria da Boa Vista-PE

Algumas das casas do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE foi utilizada solução de fundação profunda, e como forma de avaliar seu desempenho foram realizados ensaios de campo com prova de carga estática.

As estacas estudadas são do tipo broca, escavada a trado manual, e foram ensaiadas por meio de prova de carga estática para condição de subsolo na umidade natural e na condição de subsolo inundado. A estaca 1 foi ensaiada até a carga de 100 kN com o solo na umidade natural e após estabilização foi inundado. A estaca 3 foi ensaiada com o solo na umidade natural até a carga de 135 Kn, após foi descarregada, o solo foi inundado por 24h e a estaca foi reensaiada, até a mesma carga, posteriormente foi descarregada e o solo foi inundado por mais 72h, posteriormente, a estaca foi ensaiada novamente até a carga de 135 kN. Já nas demais estacas foram realizadas provas de carga isoladas, na situação do solo natural ou/e na situação do solo inundado. Na Tabela 14 são apresentadas as características das estacas.

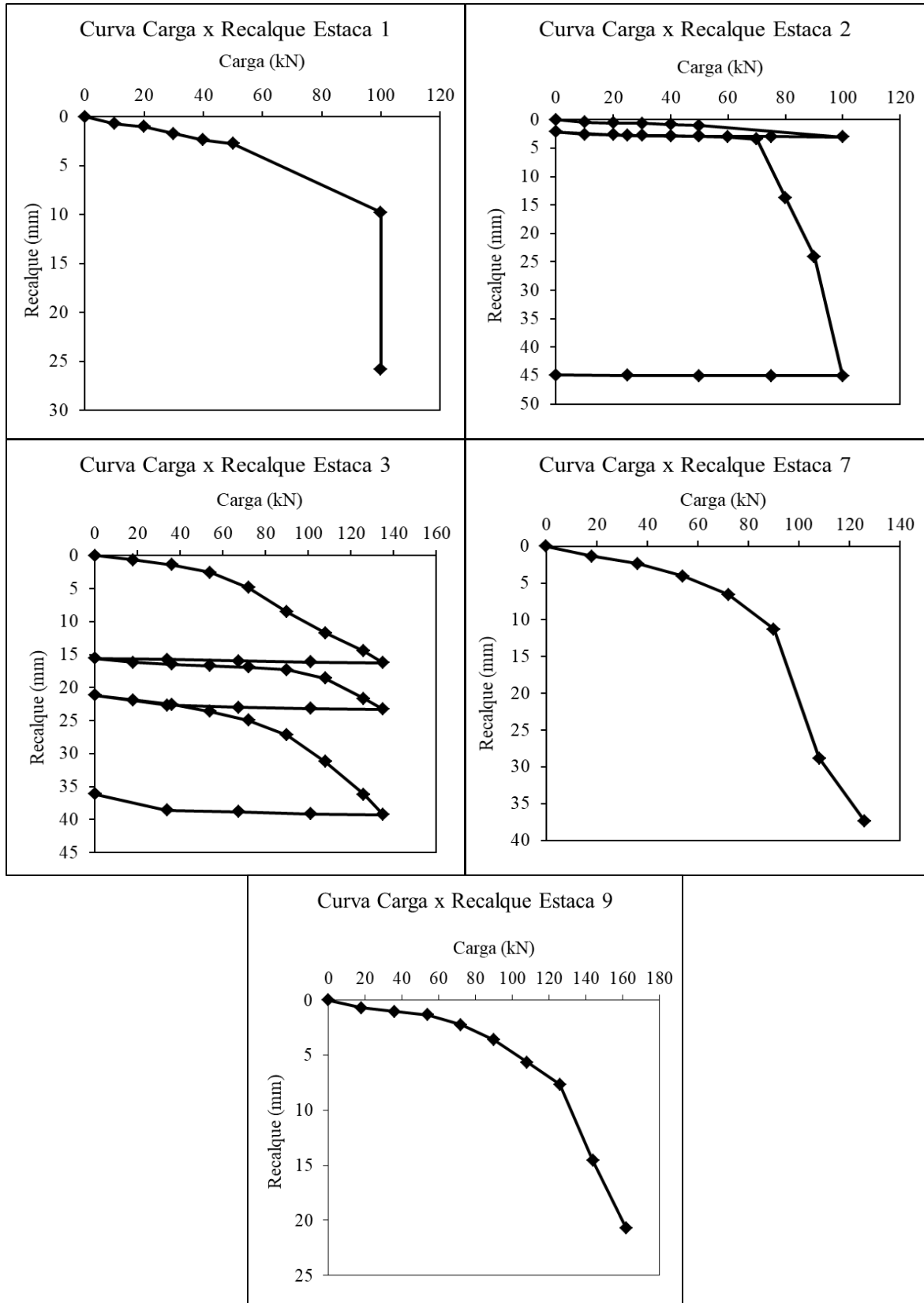
Tabela 14 - Características das estacas ensaiadas em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Prova de Carga Estática (PCE)	Estaca	Diâmetro (mm)	Comprimento L (m)	Carga máxima aplicada (kN)	Condição do solo
PCE-1	E1	300	1,72	100	Natural/ Inundado
PCE-2	E2	300	2,80	100	Natural
PCE-3	E2	300	2,80	100	Inundado
PCE-4	E3	300	1,71	135	Natural
PCE-5	E3	300	1,71	135	Inundado 24h
PCE-8	E3	300	1,71	135	Inundado 72h
PCE-22	E9	300	3,20	162	Natural
PCE-20	E7	300	1,70	126	Inundado

Fonte: O autor (2019).

Na Figura 33 são apresentadas as curvas carga vs recalque das provas de carga realizadas nas estacas, na condição de solo na umidade natural e inundado.

Figura 33 - Curvas Carga vs Recalque das estacas ensaiadas em Santa Maria da Boa Vista-PE.



Fonte: ITEP (1987) e Ferreira e Teixeira (1989).

3.3.2 Campo experimental da UnB – Brasília/DF

As estacas estudadas no Campo Experimental da UnB encontram-se descritas em Guimarães (2002), são escavadas a trado mecânico, por se tratar de uma solução corriqueira de fundação em Brasília, apresentando diâmetro de 30 cm e comprimento variando de 7,25 m a 7,85 m. As provas de carga foram realizadas em diferentes períodos do ano, cada estaca foi submetida a uma prova de carga estática, possibilitando a avaliação da variação de capacidade de carga e recalque com a variação de umidade nas diferentes estações do ano. As características das estacas e dos ensaios de prova de carga estática são apresentadas na Tabela 15, assim como o total de chuva no mês do ensaio, com dados observados na estação pluviométrica ETE Norte de código 1547009, recolhidos no banco de dados da Agência Nacional de Águas - ANA.

Tabela 15 - Características das estacas e resultados obtidos nas provas de carga estática realizadas no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.

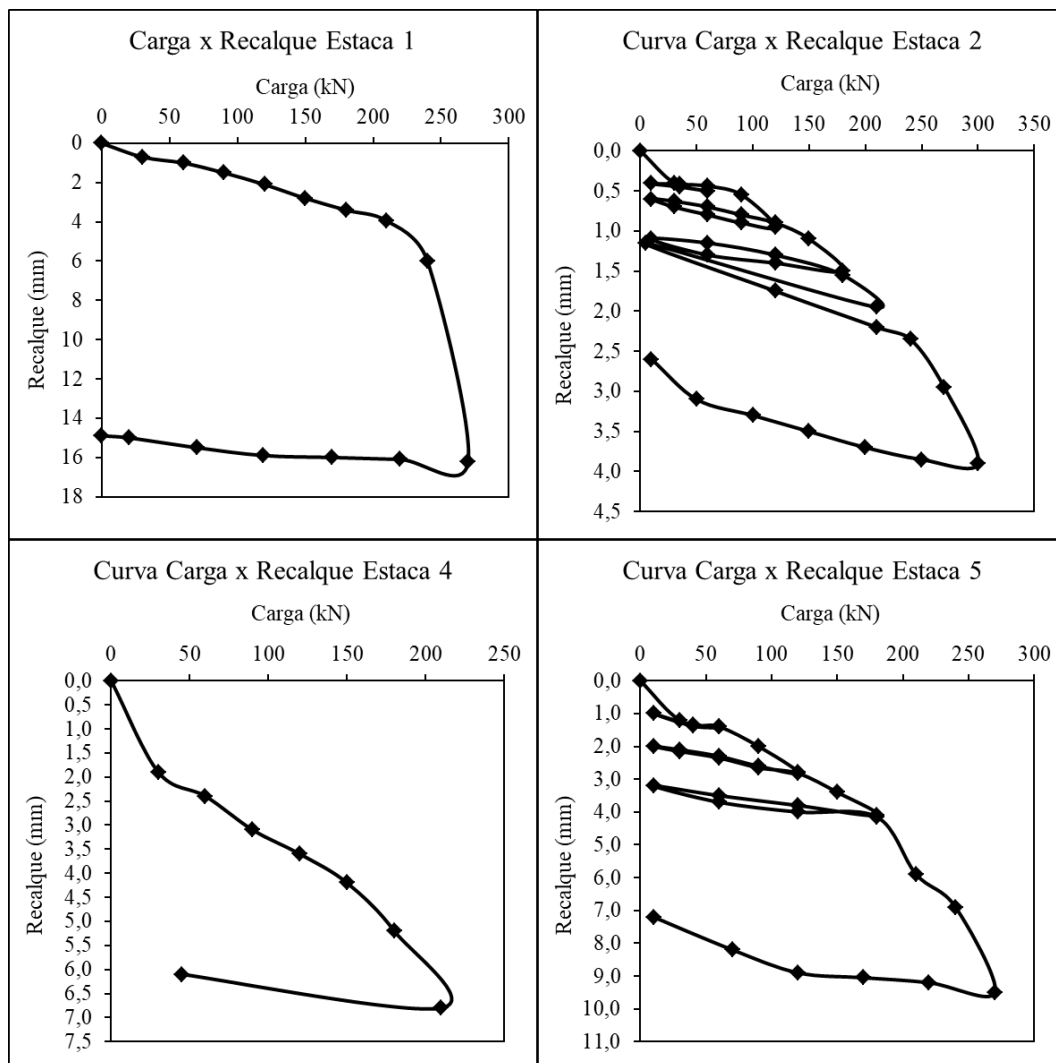
Prova de Carga (PCE)	Estaca Nº	Diâmetro (mm)	Data	Total de precipitação no mês (mm)	L (m)	Carga máxima aplicada (kN)
PCE-1	E1	300	Fev 2000	136,9	7,65	270
PCE-2	E5	300	Jun 2000	0	7,85	270
PCE-3	E2	300	Ago 2000	45,0	7,25	300
PCE-5	E4	300	Mar 2001	182,1	7,30	210

Fonte: Guimarães (2002).

Segundo Guimarães (2002) os resultados dos ensaios de PIT – Pile Integrity Test, realizados antes e após as provas de carga estática mostraram que não houve ruptura do elemento estrutural. Foram instaladas células de carga nas estacas E1, E2 e E4 para medir suas resistências de ponta, porém os ensaios não chegaram a mobilizar a ponta das estacas, logo as cargas mensuradas são referentes ao atrito lateral. Para as estacas ensaiadas mobilizarem a ponta teriam que aceitar grandes deformações, (GUIMARÃES, 2002). Na Figura 34 são apresentadas as curvas carga vs recalque das provas de carga estática realizadas nas estacas executadas no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.

Mais detalhes sobre a execução das estacas, dos ensaios de prova de carga estática e da instrumentação dos ensaios de campo podem ser obtidos em Guimarães (2002).

Figura 34 - Curvas Carga vs Recalque das estacas ensaiadas no campo experimental da UnB em Brasília-DF.



Fonte: Guimarães (2002).

3.3.3 Campo experimental da USP – Bauru-SP

As estacas estudadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP encontram-se descritas em Ferreira (1998), são do tipo apiloada e apresentam diâmetro de 250 mm sendo 3 estacas com comprimento de 4 m e três estacas com comprimento de 7 m. Em cada estaca foram realizadas três provas de carga estática, a compressão, sendo as duas primeiras com o solo na umidade natural e a terceira com a inundação prévia do solo. Segundo Ferreira (1998), visando possibilitar o efetivo encharcamento ao longo de todo o fuste e ponta das estacas, foram abertos ao redor de cada estaca, quatro drenos com diâmetro de 100 mm e profundidade equivalente a 80% do comprimento da estaca a ser ensaiada. Os drenos foram preenchidos por cascalho e inundados por 72 h, após foi iniciado o terceiro ensaio na estaca. Na Tabela 16 são apresentadas as características das estacas estudadas no campo experimental

da USP em Bauru-SP e dos resultados das provas de carga estática.

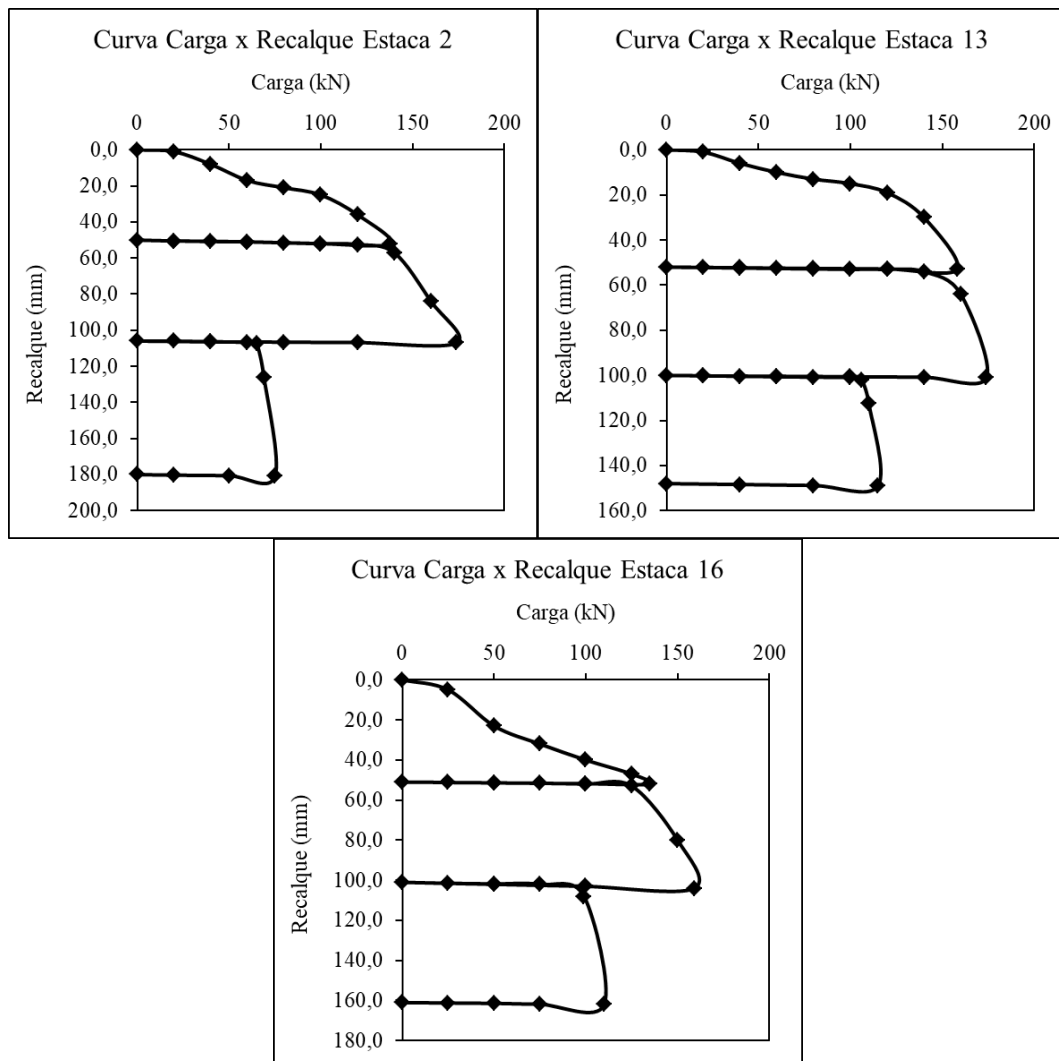
Tabela 16 - Características das estacas e resultados obtidos nas prova de carga estática realizadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Prova de Carga (PCE)	Estaca	Diâmetro (mm)	Comprimento L (m)	Carga máxima aplicada (kN)	Condição do solo
PCE-01	E02	250	4,0	136	Natural
PCE-02				172	Natural
PCE-07				72	Inundado
PCE-21	E13	250	4,0	156	Natural
PCE-22				172	Natural
PCE-26				112	Inundado
PCE-23	E16	250	4,0	132	Natural
PCE-24				156	Natural
PCE-25				104	Inundado
PCE-03	E06	250	7,0	304	Natural
PCE-04				336	Natural
PCE-08				280	Inundado
PCE-13	E07	250	7,0	344	Natural
PCE-14				392	Natural
PCE-15				360	Inundado
PCE-16	E12	250	7,0	384	Natural
PCE-17				416	Natural
PCE-18				304	Inundado

Fonte: Ferreira (1998).

Visando obter informações relativas à transferência de cargas em profundidade, as estacas E02 e E06 foram instrumentadas mediante a instalação de strain-gages ao longo do fuste das estacas (FERREIRA, 1998). Nas Figuras 35 e 36 são apresentadas as curvas carga vs recalque das provas de carga estática realizadas nas estacas, na condição de subsolo natural e inundado.

Figura 35 - Curvas Carga vs Recalque das estacas com 4 m de comprimento ensaiadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: Adaptado de Ferreira (1998).

Figura 36 - Curvas Carga vs Recalque das estacas com 7 m de profundidade ensaiadas no campo experimental da USP em Bauru-SP.

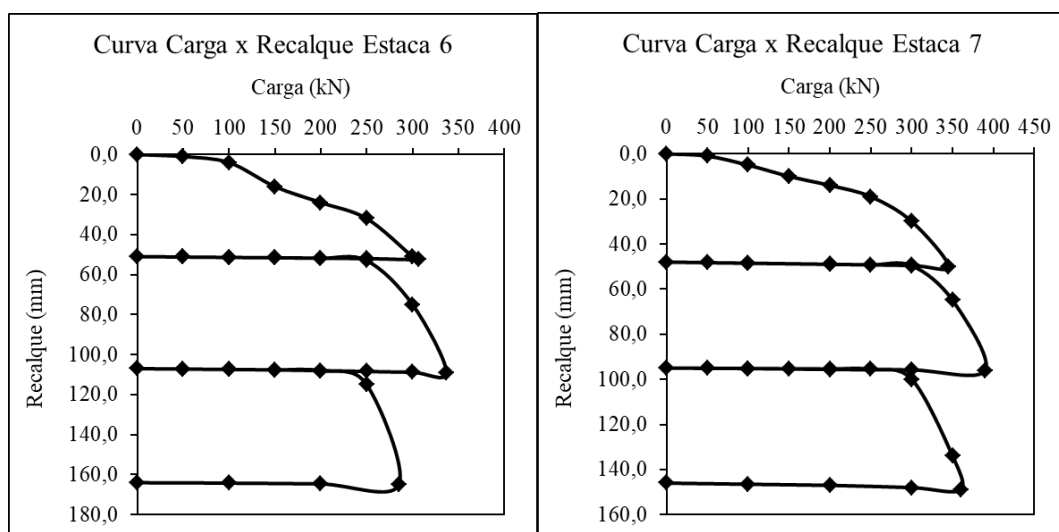
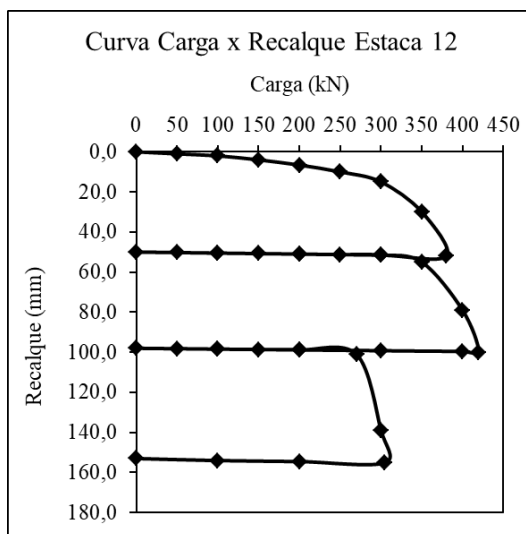


Figura 36 - Curvas Carga vs Recalque das estacas com 7 m de profundidade ensaiadas no campo experimental da USP em Bauru-SP. (Continuação)



Fonte: Adaptado de Ferreira (1998).

Mais detalhes sobre a execução das estacas, dos ensaios de prova de carga estática e da instrumentação das estacas podem ser obtidos em Ferreira (1998).

3.3.4 Obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE

No caso da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE a solução de fundação foi superficial, e como forma de melhor interpretar o comportamento do sistema de fundação foram realizados ensaios de laboratório. Segundo Santos (2018), o solo da região na estação seca apresenta capacidade de carga suficiente para suportar edificações de até 10 pavimentos, entretanto em estações chuvosas casas de 1 ou 2 pavimentos apresentam fissuras e trincas.

Santos (2018) realizou ensaios de cisalhamento direto em amostras deformadas do solo da região, que foram separadas em quatro séries distintas com variação do grau de compactação do solo e da umidade, conforme apresentado na Tabela 17.

Tabela 17 - Características de umidade e grau de compactação das séries ensaiadas por cisalhamento direto para a obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.

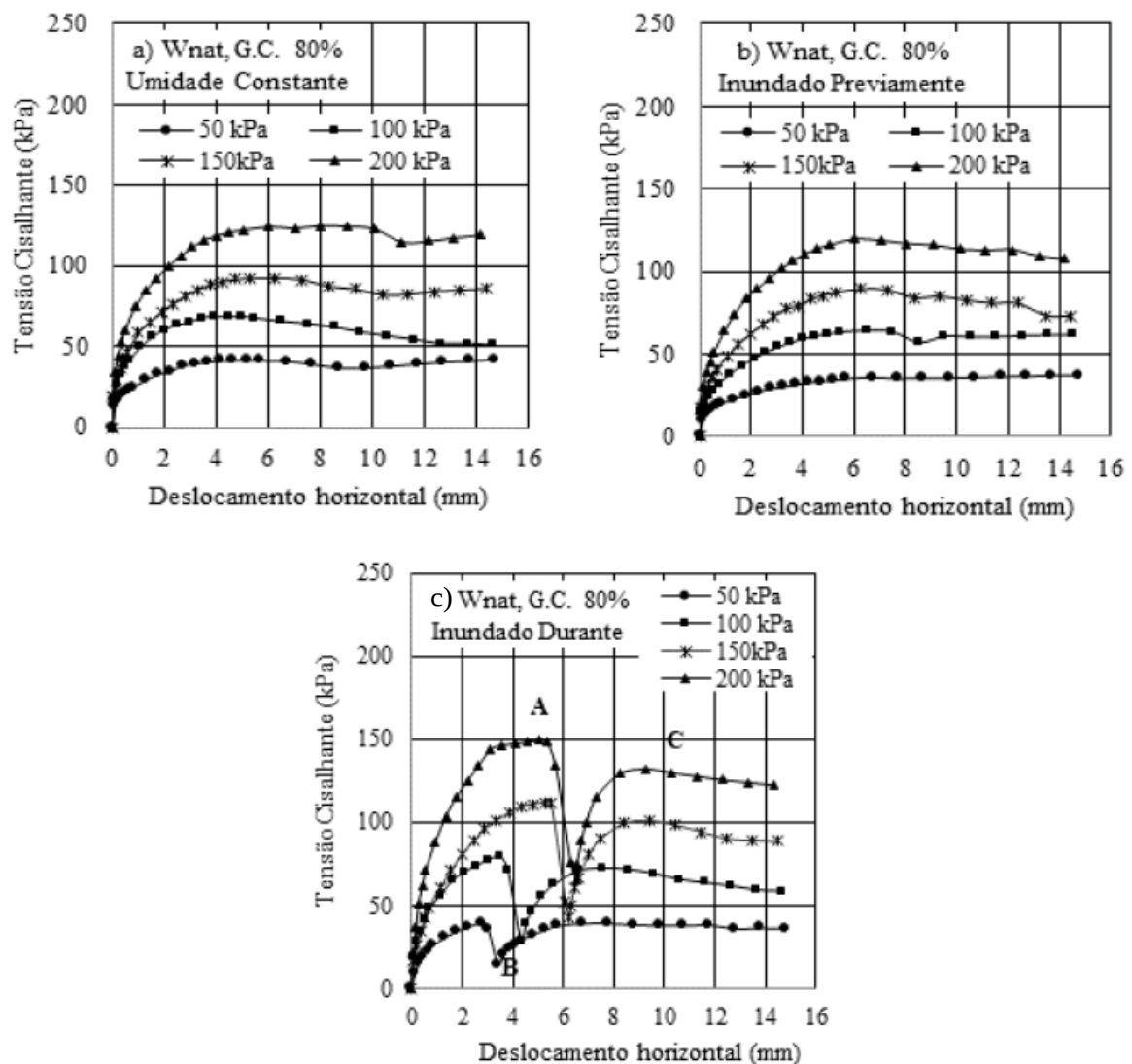
Série	Umidade (%)	Grau de Compactação (%)
1	0,3% (natural)	80
2	0,3% (natural)	85
3	4,0%	80
4	4,0%	85

Fonte: Adaptado de Santos (2018).

Segundo Santos (2018) a realização de ensaios na condição de solo saturado previamente não explica o aparecimento de fissuras ou ruptura das casas assentes em solos

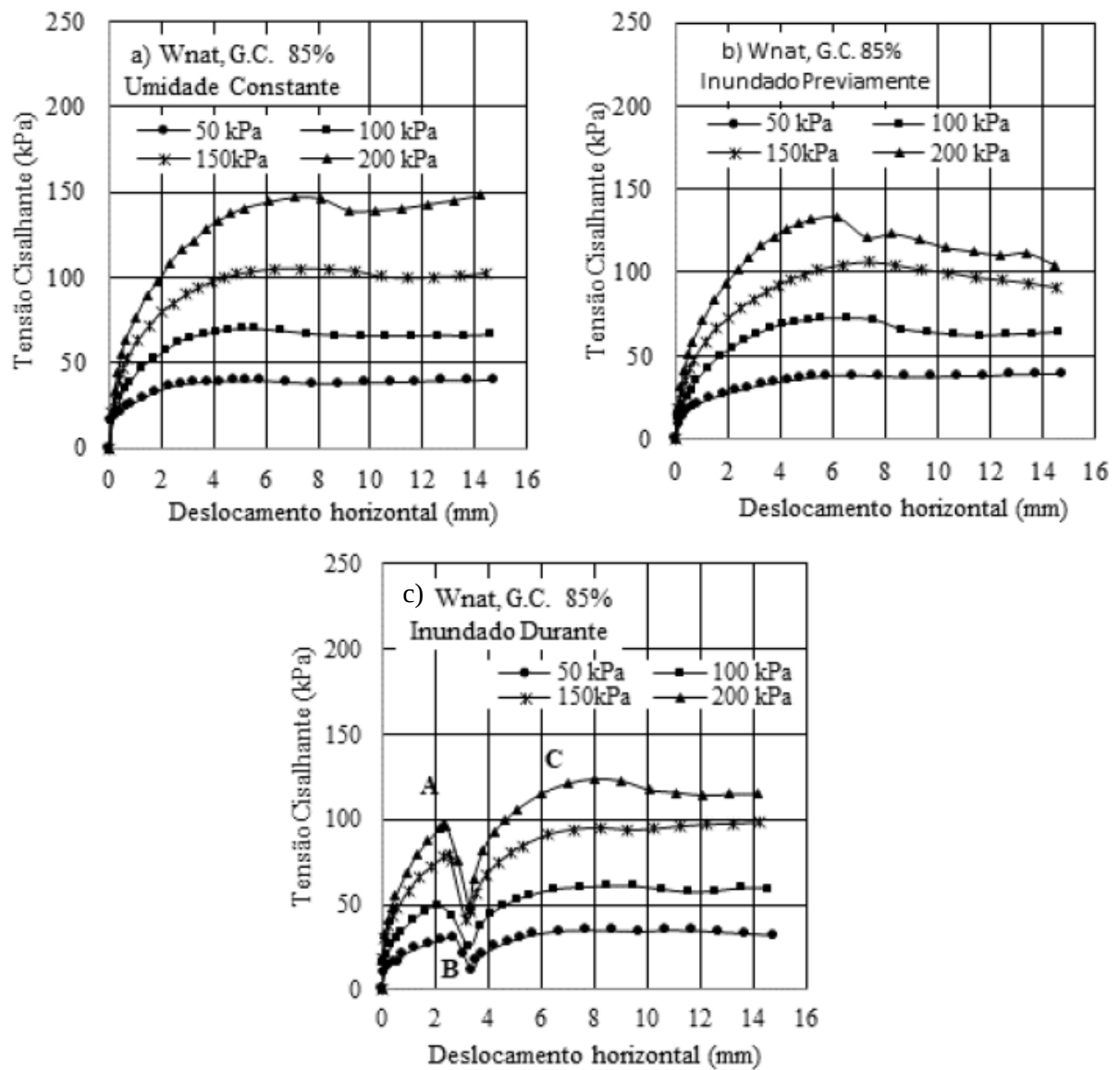
colapsáveis. Portanto, o mesmo autor propôs a realização dos ensaios de cisalhamento direto em três condições distintas para cada série: com o solo na umidade constante, com o solo inundado previamente ao ensaio e com o solo inundado durante o cisalhamento, onde a inundação foi iniciada pouco antes da ruptura, com o solo sob carregamento. Nas Figuras 37, 38, 39 e 40 são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto obtidos por Santos (2018) para as quatro séries estudadas nas três condições distintas de inundação do solo.

Figura 37 - Série 1, curvas tensão cisalhante vs deformação horizontal proveniente do ensaio de cisalhamento direto. a) Ensaio com solo na umidade constante; b) Ensaio com solo inundado previamente; c) Ensaio com solo inundado durante o cisalhamento.



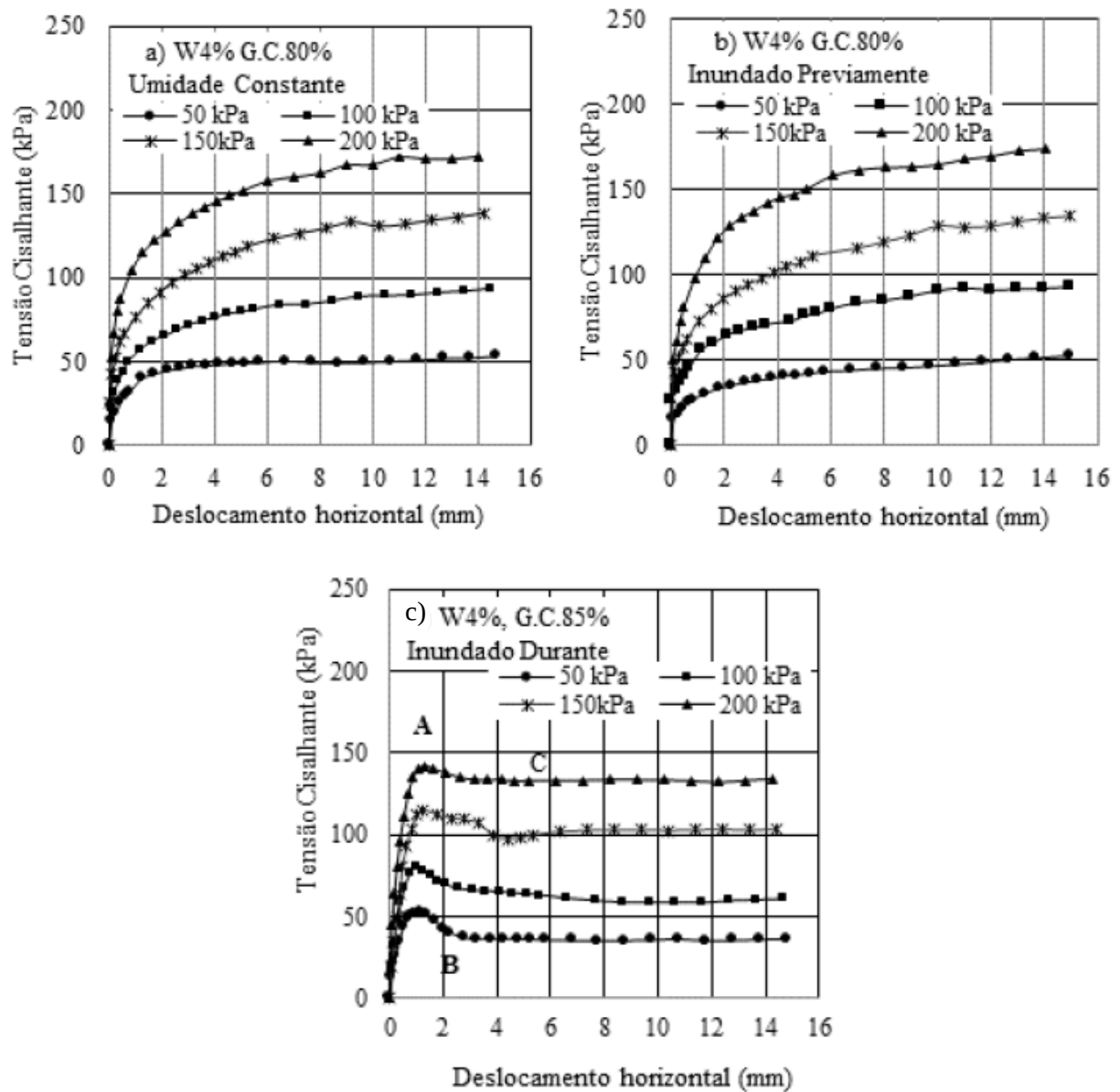
Fonte: Santos (2018).

Figura 38 - Série 2, curvas tensão cisalhante vs deformação horizontal proveniente do ensaio de cisalhamento direto. a) Ensaio com solo na umidade constante; b) Ensaio com solo inundado previamente; c) Ensaio com solo inundado durante o cisalhamento.



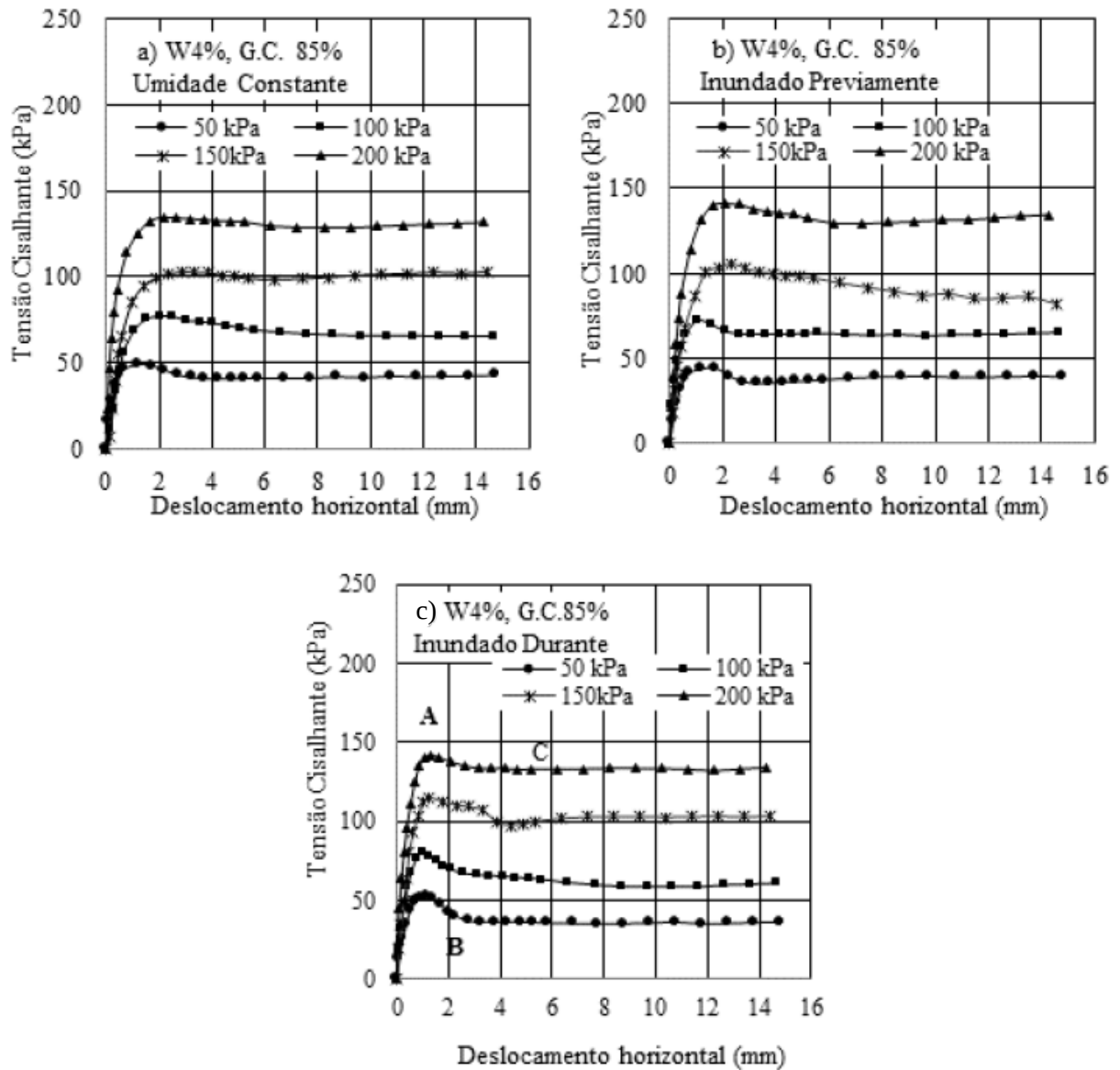
Fonte: Santos (2018)

Figura 39 - Série 3, curvas tensão cisalhante vs deformação horizontal proveniente do ensaio de cisalhamento direto. a) Ensaio com solo na umidade constante; b) Ensaio com solo inundado previamente; c) Ensaio com solo inundado durante o cisalhamento.



Fonte: Santos (2018)

Figura 40 - Série 4, curvas tensão cisalhante vs deformação horizontal proveniente do ensaio de cisalhamento direto. a) Ensaio com solo na umidade constante; b) Ensaio com solo inundado previamente; c) Ensaio com solo inundado durante o cisalhamento.



Fonte: Santos (2018).

Na Tabela 18 são apresentados os valores de coesão (c') e ângulo de atrito interno do solo (ϕ) para as quatro séries ensaiadas nas diferentes condições de umidade e grau de compactação do solo. Mais informações sobre as características de execução dos ensaios podem ser obtidas em Santos (2018).

Tabela 18 - Características de coesão e ângulo de atrito das séries de solo ensaiadas por cisalhamento direto para as diferentes condições de umidade do solo.

Série	Umidade (%)	Grau de Compactação (%)	ϕ (°)	c' (kPa)	Condição do solo
1	0,3% (natural)	80	33	1,8	Umidade constante
			32	0,0	Inundado previamente
			16	0,0	Inundado durante o cisalhamento
2	0,3% (natural)	85	32	19,9	Umidade constante
			34	11,2	Inundado previamente
			18	0,8	Inundado durante o cisalhamento
3	4,0%	80	28	16,3	Umidade constante
			30	6,2	Inundado previamente
			26	0,0	Inundado durante o cisalhamento
4	4,0%	85	29	20,9	Umidade constante
			32	10,5	Inundado previamente
			32	2,1	Inundado durante o cisalhamento

Fonte: Adaptado de Santos (2018).

3.3.5 Reassentamento de Itaparica - Petrolândia-PE

No Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE a solução de fundação foi superficial, e como forma de melhor interpretar o comportamento do sistema de fundação foram realizados ensaios de placa no local da obra.

Segundo Fucale (2000), as provas de carga foram realizadas na profundidade de 0,37 m, onde as placas utilizadas para aplicação das cargas no solo eram rígidas com diâmetro de 350 mm, sendo colocada sobre o solo na sua condição natural e devidamente nivelada. A carga para o ensaio foi aplicada por meio de um caminhão carregado com paralelepípedos até a carga máxima do ensaio. Na Figura 41 são apresentadas imagens da realização dos ensaios.

Figura 41 - Placa de carga utilizada nos ensaios em Petrolândia-PE e o sistema de carga com caminhão carregado de paralelepípedos.



Fonte: Fucale (2000).

Segundo Fucale (2000) foram realizados três ensaios de placa em Petrolândia-PE, com condição de aplicação das cargas distintas e com variação na umidade do solo durante os ensaios. A primeira consistiu no carregamento da placa, com o solo na umidade natural, em estágios de tensão: 10, 20, 40, 80, 160, 240, 320, 360 e 400 kPa, levando na última carga o solo a ruptura. No segundo o ensaio foi iniciado com o solo na umidade natural, após a aplicação e estabilização da tensão de 10 kPa o solo foi inundado, e foram realizadas novas leituras de deslocamento vertical da placa até sua estabilização, posteriormente foram aplicadas as tensões de 20, 40, 60, 80 e 160 kPa até a ruptura. Na terceira condição de ensaio foi iniciada a aplicação de tensões na placa de 10, 20, 40 e 80 kPa, onde após a estabilização das deformações o solo foi inundado e as leituras de deformação foram realizadas até que houvesse a nova estabilização.

Na Tabela 19 são apresentadas as principais características dos ensaios de placa realizados no local e na Figura 42 são apresentadas as curvas tensão vs recalque para as três condições de ensaio.

Tabela 19 - Características dos ensaios de placa realizados em Petrolândia-PE.

Ensaio de Placa (EP)	Diâmetro da Placa (mm)	Profundidade do poço (m)	Tensão máxima do ensaio (kPa)	Tensão de inundação (kPa)	Condição do solo
EP01	350	0,37	400	-	Natural
EP02	350	0,37	160	10	Natural e Inundado
EP03	350	0,37	80	80	Natural e Inundado

Fonte: Adaptado de Fucale (2000).

Figura 42 - Curvas tensão vs recalque para os três ensaios de placa realizados em Petrolândia-PE.

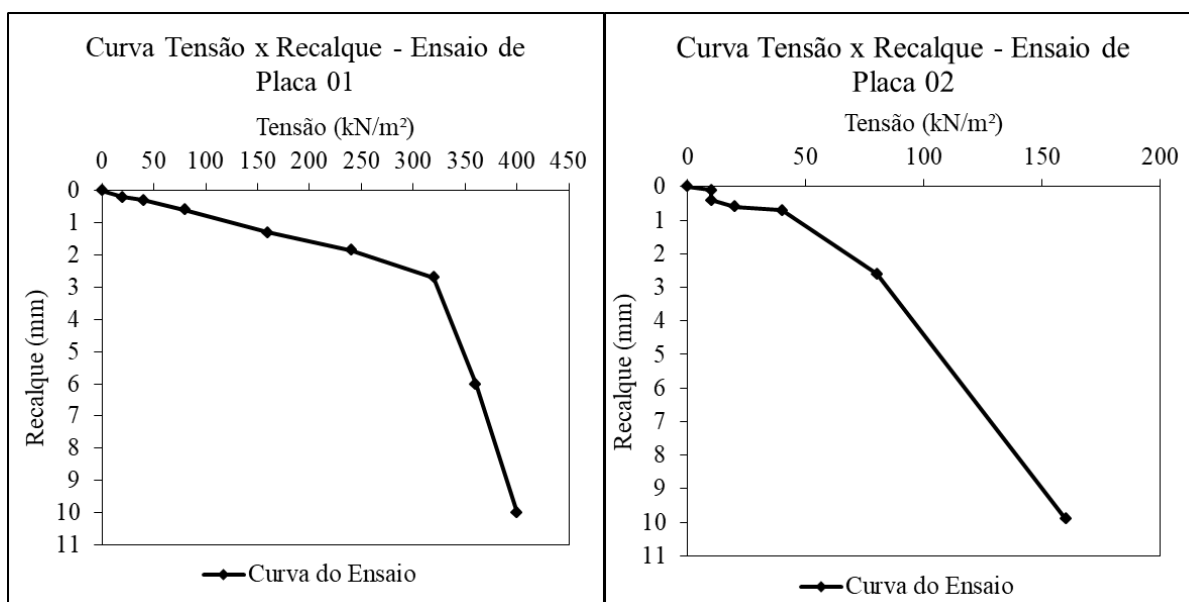
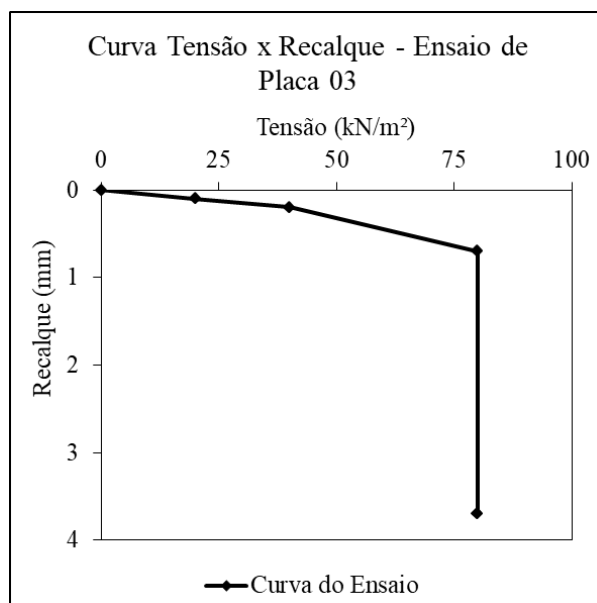


Figura 42 - Curvas tensão vs recalque para os três ensaios de placa realizados em Petrolândia-PE. (Continuação).



Fonte: Adaptado de Fucale (2000).

3.4 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS COM BASE NO ÍNDICE N_{SPT} E DA TENSÃO DE RUPTURA DAS SAPATAS CORRIDAS COM BASE NOS PARÂMETROS PROVENIENTES DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

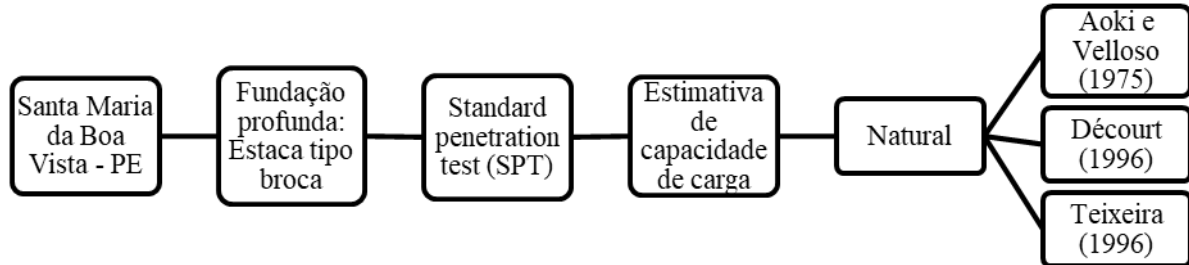
As regiões as quais foram realizadas estimativas de capacidade de carga das estacas, por intermédio de métodos semiempíricos, com referência em ensaios à percussão (SPT), são: Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE; Campo experimental da UnB em Brasília-DF; Campo experimental da USP em Bauru-SP.

A estimativa da capacidade de carga das estacas, por meio de métodos semiempíricos, foi realizada com base no índice N_{spt} obtido no ensaio SPT, para os métodos semiempíricos sugeridos por Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Teixeira (1996) para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE e para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF. Já para as estacas executadas e ensaiadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP foi utilizado o método semiempírico recomendado por Aoki e Velloso (1975), considerando coeficientes F_1 e F_2 para estacas do tipo Strauss seguindo a recomendação de Monteiro (1997) apud Velloso e Lopes (2010).

Para um mesmo método semiempírico, foi estimada a capacidade de carga da estaca com referência em diferentes sondagens, resultando em diferentes valores de capacidade de carga para uma mesma estaca. Nas Figuras 43, 44 e 45 são apresentados fluxogramas que

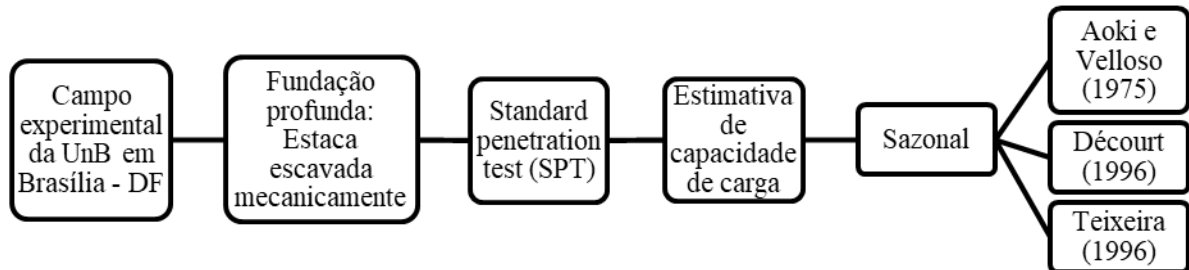
detalham a metodologia de análise até a estimativa de capacidade de carga das estacas, em cada região.

Figura 43 - Fluxograma da metodologia de análise para estimativa da capacidade de carga das estacas estudadas em Santa Maria da Boa Vista-PE.



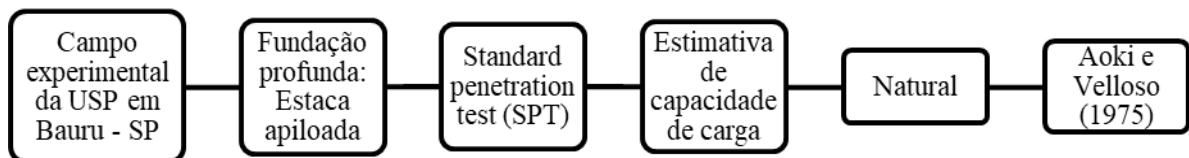
Fonte: O autor (2019).

Figura 44 - Fluxograma da metodologia de análise para estimativa da capacidade de carga das estacas executadas no campo experimental da UnB em Brasília-DF.



Fonte: O autor (2019).

Figura 45 - Fluxograma da metodologia de análise para estimativa da capacidade de carga das estacas executadas no campo experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: O autor (2019).

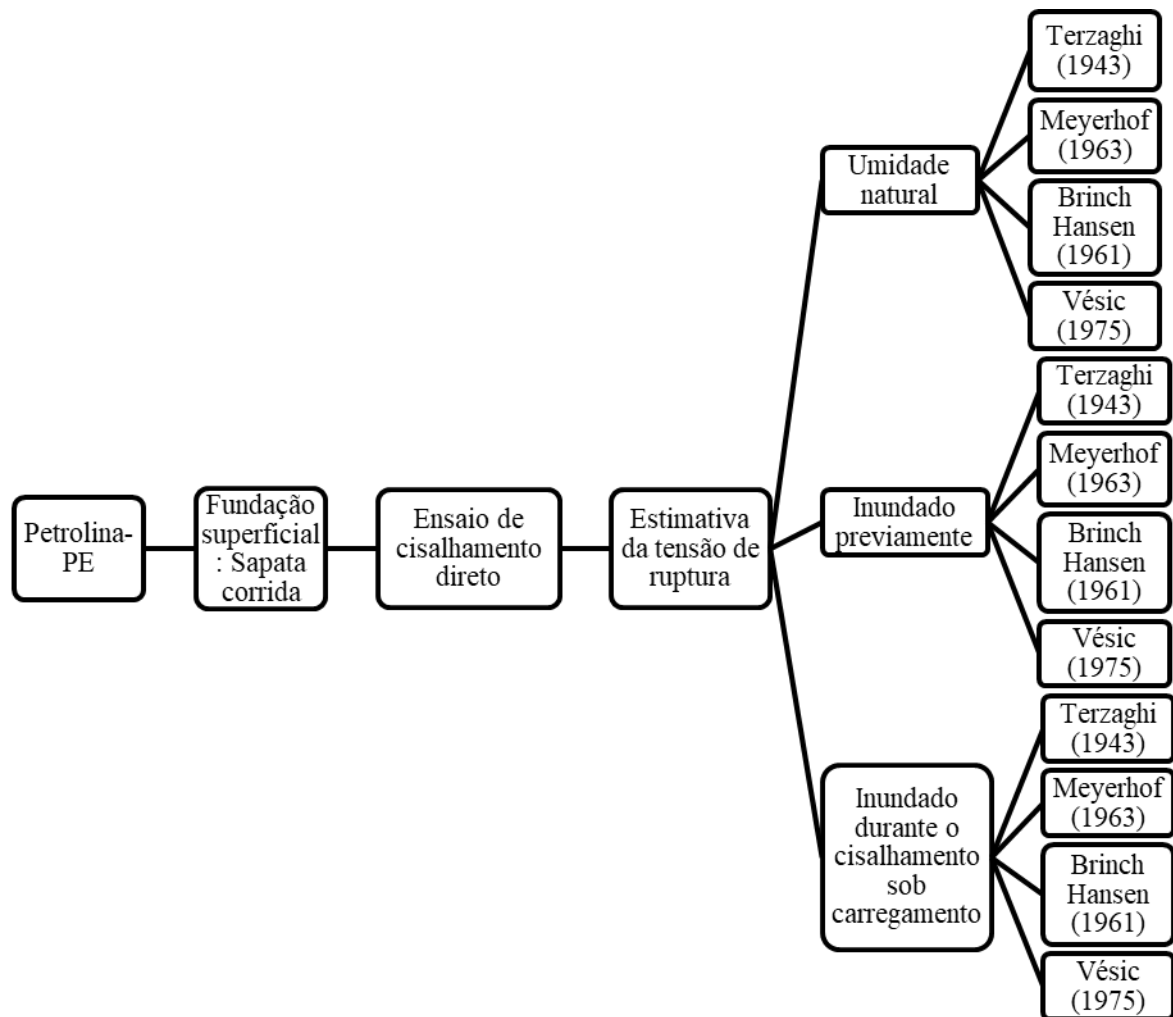
Também foi realizada a estimativa da tensão de ruptura das sapatas corridas, por intermédio de métodos teóricos, com referência nos resultados de ensaio de laboratório realizados com o solo da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE. A análise, neste caso, foi desenvolvida para resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados em quatro séries de amostras que foram ensaiadas em três condições de solo: umidade constante (sem inundação); inundado previamente; inundada durante o cisalhamento e sob carregamento.

A estimativa da tensão de ruptura das sapatas corridas, foi realizada por meio dos métodos teóricos sugeridos por Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Brinch Hansen (1961) e Vésic (1975) com base nos parâmetros obtidos nas séries de ensaios realizados. Para um mesmo método, foi estimada a tensão de ruptura da sapata corrida para os diferentes valores

de coesão e ângulo de atrito interno do solo, resultando em diferentes valores de tensão de ruptura das sapatas corridas.

Na Figura 46 é apresentado o fluxograma que detalham a metodologia de análise até a estimativa da tensão de ruptura das sapatas corridas, em Petrolina-PE.

Figura 46 - Fluxograma da metodologia de análise para estimativa da tensão de ruptura das sapatas corridas em Petrolina - PE.



Fonte: O autor (2019).

3.5 DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA DAS ESTACAS E DA TENSÃO DE RUPTURA DAS SAPATAS CORRIDAS COM BASE EM ENSAIOS DE PROVA DE CARGA E DE PLACA

Para a obtenção da carga de ruptura em fundações são necessários ensaios de campo que comprovem a eficiência do sistema de fundação pré-dimensionado, constatando o desempenho do subsolo conjunto ao elemento de fundação.

Na pesquisa é considerado que a carga de ruptura das fundações profundas são aquelas

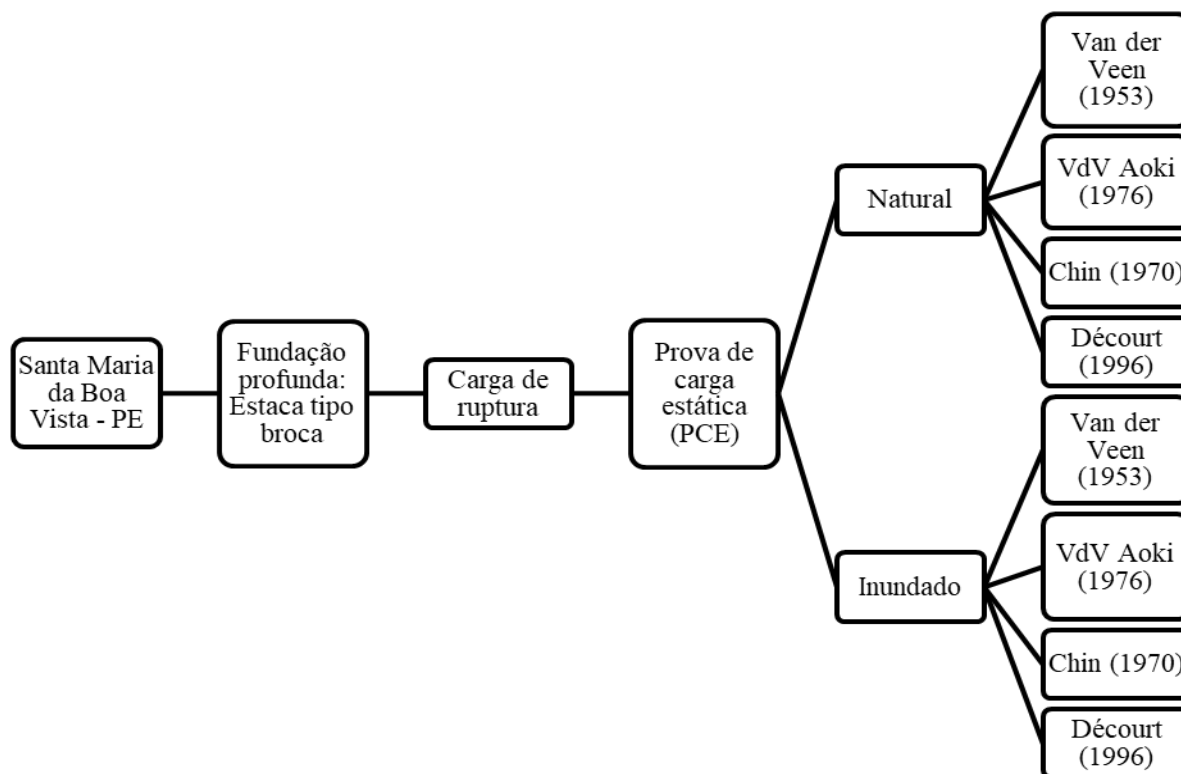
obtidas diretamente no ensaio de prova de carga estática (PCE) ou aquelas obtidas por meio da extrapolação das curvas carga vs recalque. As extrapolações das curvas carga vs recalque foram realizadas mediante os métodos: Van der Veen (1953); Van der Veen modificado por Aoki (1976) (VdV Aoki (1976)); Chin (1970); Décourt (1996). As provas de carga estática foram realizadas para condição de subsolo na umidade natural e inundado, no caso de existirem mais de uma PCE para condição inundada na mesma estaca, sempre foi realizada a extrapolação da última PCE na condição de subsolo inundado, considerando assim o histórico de tensões no solo proporcionado pelas provas de carga estáticas realizadas anteriormente.

Quando não ocorre a ruptura física nas PCE a carga de ruptura convencional foi considerada como sendo aquela que corresponde a um recalque de 10% do diâmetro da estaca, segundo recomendação de Terzaghi (1942).

As regiões as quais foram utilizadas PCE para obtenção da carga de ruptura das estacas, são: Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE; Campo experimental da UnB em Brasília-DF; Campo experimental da USP em Bauru-SP.

Na Figura 47 é apresentado fluxograma que detalha a metodologia de análise na obtenção da carga de ruptura das fundações executadas no Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Figura 47 - Fluxograma da metodologia de análise para obtenção da carga de ruptura das estacas de Santa Maria da Boa Vista - PE.

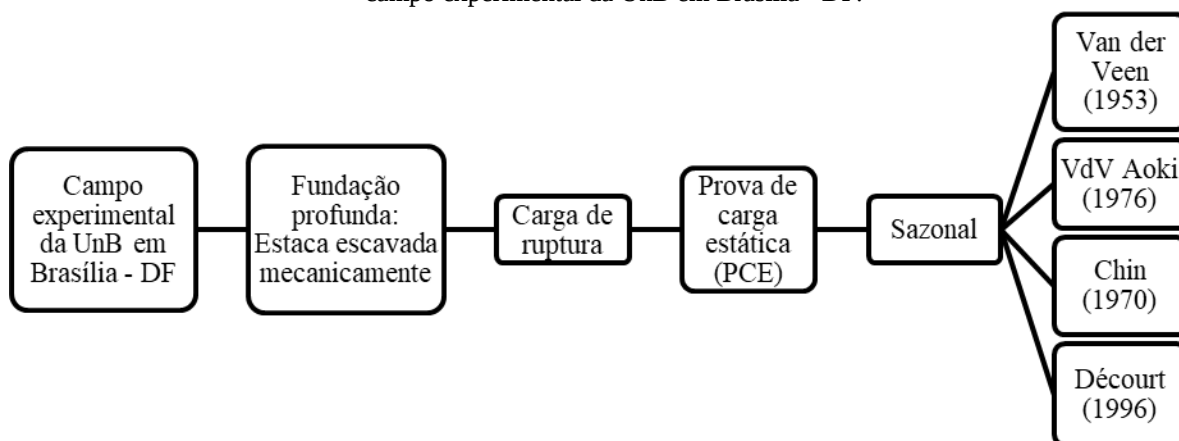


A extrapolação da curva carga vs recalque da estaca E1 foi realizada, para condição de subsolo natural, com a carga de 100 kN e um recalque de 9,8 mm, dando origem assim as curvas extrapoladas pelos métodos para condição natural. Na mesma estaca para a extrapolação das curva carga vs recalque na condição de subsolo inundado foi considerado o recalque de 25,8mm na estaca para a carga de 100 kN, dando origem as curvas extrapoladas pelos métodos para condição inundada.

A extrapolação das curvas carga vs recalque das estacas E2 e E3 foi realizada primeiramente para condição de subsolo natural e posteriormente foi realizada a extrapolação da curva carga vs recalque para condição de subsolo inundado, considerando a compactação gerada pelo ensaio na condição natural e o histórico de tensões do solo. Já a estaca E7 foi ensaiada só para condição inundada e a estaca E9 só para condição natural, a extrapolação das curvas neste caso foi realizada da forma convencional.

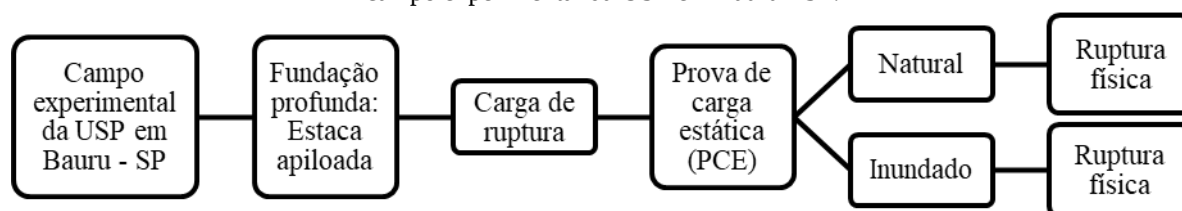
Nas Figuras 48 e 49 são apresentados fluxogramas que detalham a metodologia de análise na obtenção da carga de ruptura das fundações executadas nos campos experimentais da UnB em Brasília-DF e no da USP em Bauru-SP.

Figura 48 - Fluxograma da metodologia de análise para obtenção da carga de ruptura das estacas executadas no campo experimental da UnB em Brasília - DF.



Fonte: O autor (2019).

Figura 49 - Fluxograma da metodologia de análise para obtenção da carga de ruptura das estacas executadas no campo experimental da USP em Bauru - SP.



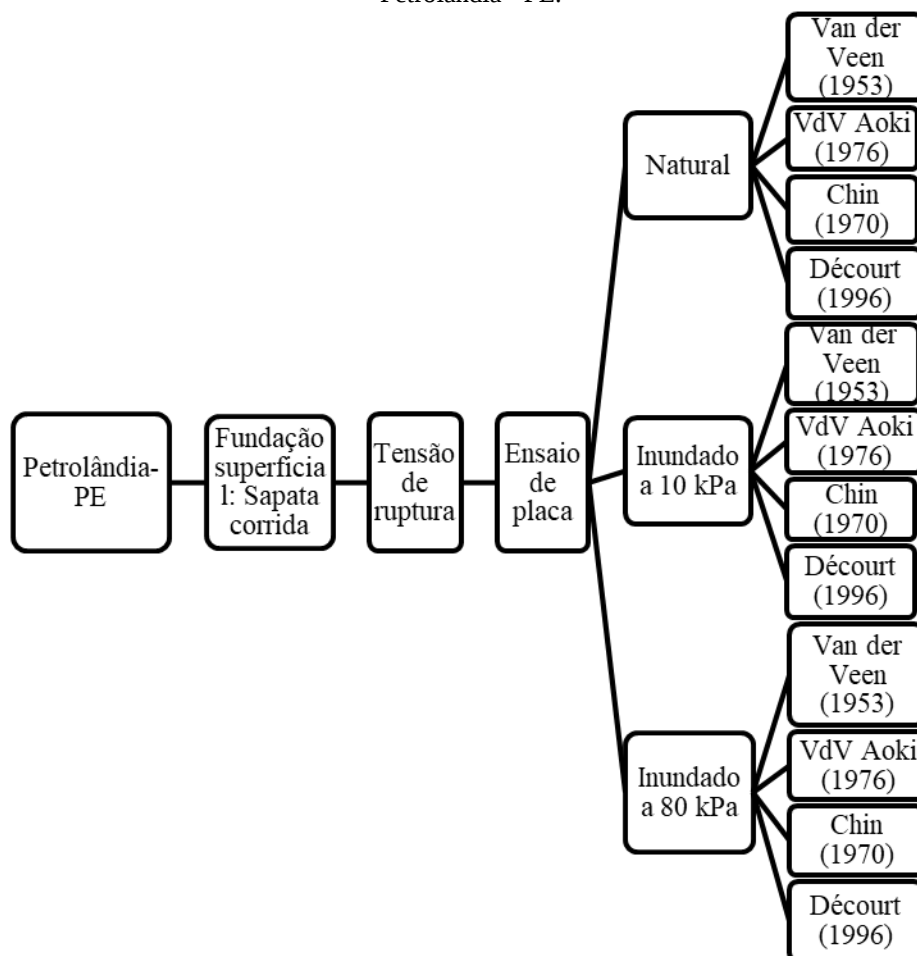
Fonte: O autor (2019).

Para obtenção da tensão de ruptura de fundações superficiais foi utilizado ensaio de placa na região de Petrolândia-PE, como forma de obtenção da tensão de ruptura para a sapata corrida considerada na análise. Os ensaios foram realizados para condição de subsolo na umidade natural e inundado a 10 kPa e a 80 kPa. As curvas tensão vs recalque foram geradas para cada ensaio realizado e as extrapolações das curvas tensão vs recalque foram realizadas por meio dos métodos sugeridos por: Van der Veen (1953); Van der Veen modificado por Aoki (1976); Chin (1970); Décourt (1996).

Quando não ocorre a ruptura física no ensaio de placa a tensão de ruptura convencional foi considerada como sendo aquela que corresponde a um recalque total de 25 mm da sapata corrida, segundo recomendação de Terzaghi e Peck (1967) para o caso de solos arenosos e fundação em sapata.

Na Figura 50 é apresentado fluxograma que detalha a metodologia de análise na obtenção da tensão de ruptura da fundação em sapata corrido com referência nos resultados do ensaio de placa realizados na região de Petrolândia - PE.

Figura 50 - Fluxograma da metodologia de análise para obtenção da tensão de ruptura das sapatas corridas de Petrolândia - PE.



3.6 ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Neste estudo é realizada a análise de confiabilidade para os níveis de rigor zero, um, dois e três, conforme descritos a seguir:

- a) A análise determinística com nível de rigor zero de confiabilidade é realizada por meio do fator de segurança global, tendo como o valor de referência o $FS = 2$ para fundações profundas e o $FS = 3$ para fundações superficiais, conforme recomendações da NBR 6122/2010;
- b) A análise semiprobabilística para o nível de rigor I de confiabilidade é realizada mediante os valores de projeto de resistência (R_d) e solicitação (S_d), estimados por meio das seguintes equações: ($R_d = R_{méd}/\gamma_m$); ($S_d = S_k \cdot \gamma_f$); ($S_k = S_{méd} + 1,645\sigma_s$). O coeficiente de majoração da solicitação (γ_f) é de 1,4 e o coeficiente de minoração da resistência (γ_m) é igual a 1,4 para fundações profundas e 2,15 para fundações superficiais;
- c) A análise probabilística aproximada considerando média, desvio padrão e coeficiente de variação, para o nível de rigor II de confiabilidade é realizada por intermédio da metodologia apresentada por Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011);
- d) A análise probabilística pura, para o nível de rigor III de confiabilidade, é realizada por curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação com utilização do método de simulação Monte Carlo com geração de 10 mil dados aleatórios de resistência e 10 mil dados aleatórios de solicitação para distribuição de probabilidade triangular, com auxílio do software Excel e da Equação 38, conforme recomendado por Silva Neto (2016).

A análise probabilística aproximada é realizada mediante a amostra real considerando curvas densidade de probabilidade normal para a solicitação, e curvas de densidade de probabilidade de Gumbel e Weibull para a resistência, com número reduzido de amostras, onde os resultados são comparados com os obtidos por meio da metodologia apresentada por Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011) que considera as curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação com distribuição normal.

A análise probabilística pura também é realizada considerando curvas densidade de probabilidade normal para a solicitação, e curvas de densidade de probabilidade de Gumbel e Weibull para a resistência, onde os resultados são comparados com os obtidos mediante a curva densidade de probabilidade de resistência e solicitação com distribuição normal. Neste caso, em todas as análises, foram gerados 10 mil dados aleatórios por intermédio do método

de simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular.

Nas análises probabilísticas é considerada uma mesma probabilidade de ocorrência de períodos secos e chuvosos anualmente, para as cinco regiões estudadas, permitindo desta forma que sejam relacionados os dados de ensaios realizados na condição natural e inundado para obtenção da variação dos parâmetros de resistência.

3.6.1 Método de estimativa da capacidade de carga ou da tensão de ruptura

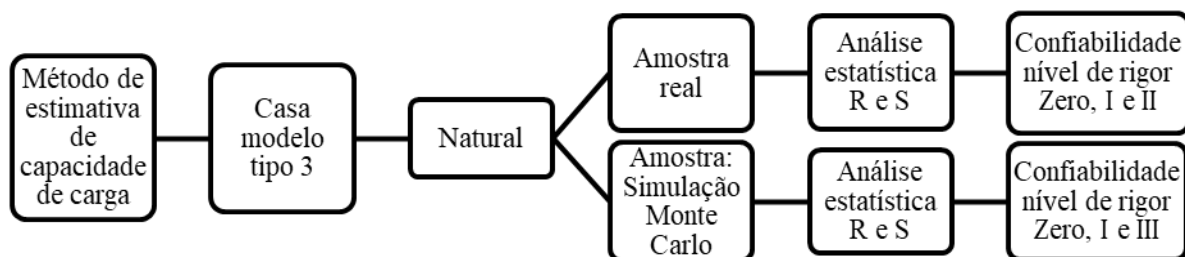
As regiões as quais são realizadas análises probabilísticas com resultados das estimativas de capacidade de carga das estacas, por meio de métodos semiempíricos, com referência em ensaios à percussão, são: Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE; Campo experimental da UnB em Brasília-DF; Campo experimental da USP em Bauru-SP.

Após a obtenção da capacidade de carga das estacas e o levantamento das cargas de solicitação é realizada a análise estatística dos valores de resistência e solicitação, com estimativa de média, desvio padrão e coeficiente de variação. O levantamento das cargas de solicitação, neste caso, é realizado para casa modelo Tipo 3.

Há diferenças nos resultados de estimativa de capacidade de carga das estacas devido à condição de umidade a qual os ensaios a percussão (SPT) foram realizados, onde no Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE e no Campo Experimental da USP em Bauru-SP as sondagens foram realizadas com o solo na umidade natural, portanto se tem apenas o grupo de sondagens com umidade natural para analisar nessas duas regiões. Já no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF os ensaios foram realizados em diferentes meses do ano e a análise probabilística é realizada agrupando todos eles, verificando a variação sazonal de umidade no solo e a interferência que essa variação pode causar na estimativa de capacidade de carga das estacas.

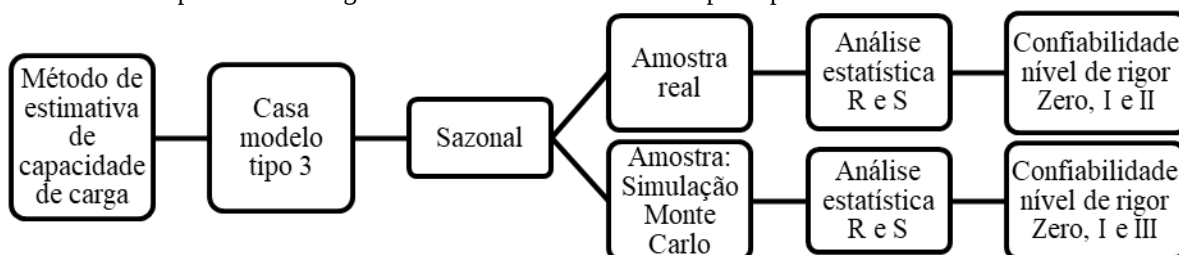
Nas Figuras 51 e 52 são apresentados fluxogramas que demonstram a metodologia seguida para análise probabilística com dados de estimativa de capacidade de carga das estacas. Os fluxogramas são divididos em seis colunas, onde a primeira remete aos métodos de estimativa de capacidade de carga das estacas, a segunda ao tipo de casa modelo que está sendo analisada, a terceira as condições de ensaio e os agrupamentos gerados, a quarta refere-se às amostras analisadas sendo a amostragem inicial chamada de amostra real (AR) e a amostra com aplicação da Simulação Monte Carlo (SMC), a quinta coluna remete a análise estatística realizada nos dados de resistência e solicitação e a sexta e ultima coluna apresenta os níveis de rigor de confiabilidade desenvolvidos para cada grupo analisado.

Figura 51 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de estimativa de capacidade de carga das estacas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE e no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: O autor (2019).

Figura 52 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de estimativa de capacidade de carga das estacas executadas no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.



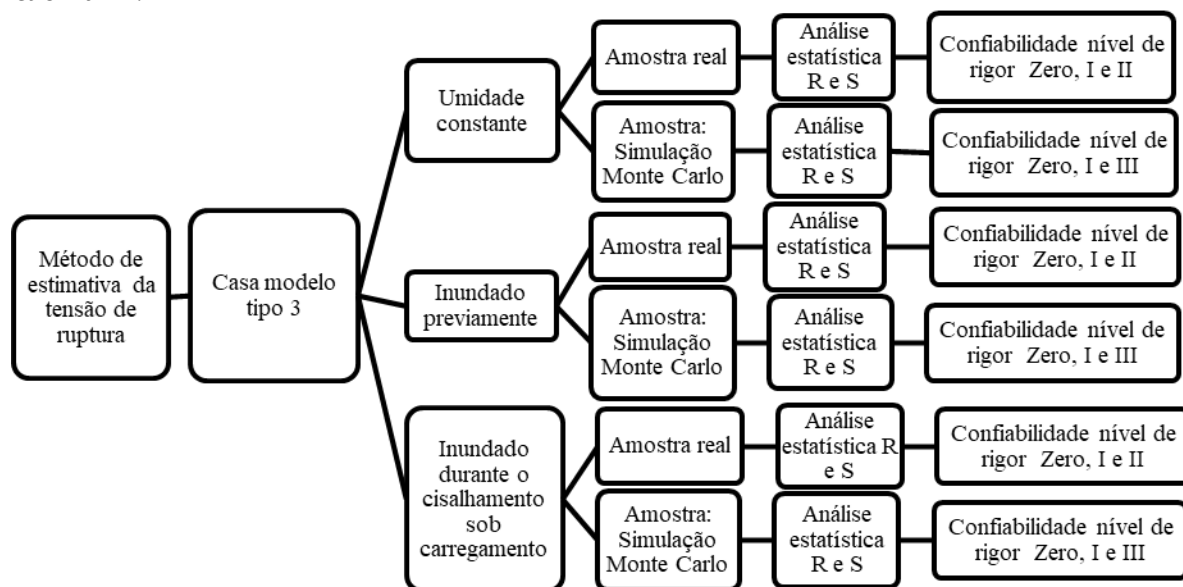
Fonte: O autor (2019).

A análise probabilística também é desenvolvida com estimativa de tensão de ruptura para sapata corrida, com referência nos resultados de ângulo de atrito interno do solo e coesão para ensaios de cisalhamento direto realizados em amostras que foram ensaiadas para três condições de inundação do solo: umidade constante (não inundado); inundada previamente; inundado durante o cisalhamento e sob carregamento. O levantamento das cargas de solicitação, neste caso, é realizado apenas para a casa modelo Tipo 3.

Na Figura 53 é apresentado fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de estimativa de tensão de ruptura das sapatas corridas executadas na obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE. O fluxograma é dividido em seis colunas, onde a primeira remete aos métodos de estimativa de tensão de ruptura da sapata corrida (Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Brinch Hansen (1961) e Vésic (1975)). A segunda ao tipo de casa modelo que está sendo analisada. A terceira as condições de ensaio e os agrupamentos gerados. A quarta refere-se as amostras analisadas sendo a amostragem inicial chamada de amostra real e a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo sendo aquela obtida após a geração dos 10 mil dados aleatórios. A quinta coluna remete a análise estatística realizada nos dados de resistência e solicitação e a sexta e última coluna apresenta os níveis de rigor de confiabilidade desenvolvidos para cada grupo analisado.

Figura 53 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de

estimativa de tensão de ruptura das sapatas corridas estudadas na obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.



Fonte: O autor (2019).

3.6.2 Métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque

As regiões as quais são realizadas análises probabilísticas com resultados das cargas de ruptura das estacas, mediante a interpretação das curvas carga vs recalque dos ensaios de PCE, são: Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE; Campo Experimental da UnB em Brasília-DF; Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

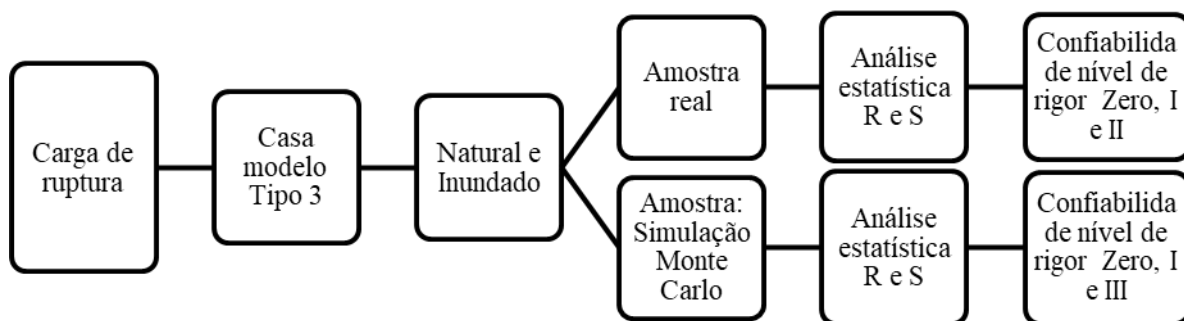
Após a obtenção da carga de ruptura das estacas e o levantamento das cargas de solicitação é realizada a análise estatística dos valores de resistência e solicitação, com estimativa de média, desvio padrão e coeficiente de variação. O levantamento das cargas de solicitação é realizado para a casa modelo Tipo 3 para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE para o Campo Experimental da UnB em Brasília-DF e para o Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Há diferenças nos resultados de carga de ruptura das estacas devido à condição de umidade a qual os ensaios de PCE foram realizados, onde no Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE foram realizados com o solo na umidade natural e inundado, formando três grupos de dados de carga de ruptura considerados na análise probabilística. O primeiro considera os valores de carga de ruptura obtidos com a extrapolação das curvas carga vs recalque provenientes dos ensaios de prova de carga estática realizados com o subsolo natural, o segundo com os ensaios de PCE realizados com o subsolo inundado e o terceiro agrupando os valores de carga de ruptura para os ensaios realizados com o solo na umidade natural e inundado. Já no campo experimental da UnB em Brasília-DF os ensaios de

PCE foram realizados em diferentes meses do ano e a análise probabilística é realizada agrupando todas elas, verificando a variação sazonal de umidade no solo e a interferência que essa variação pode causar na carga de ruptura das estacas.

No Campo Experimental da USP em Bauru-SP foram realizados ensaio de prova de carga estática com o subsolo natural e inundado, onde as rupturas das estacas ensaiadas foram físicas, formando um grupo de dados de carga de ruptura considerado na análise probabilística, onde são agrupados os valores de carga de ruptura para os ensaios realizados com o solo na umidade natural e inundado. Na Figura 54 é apresentado o fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística das estacas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

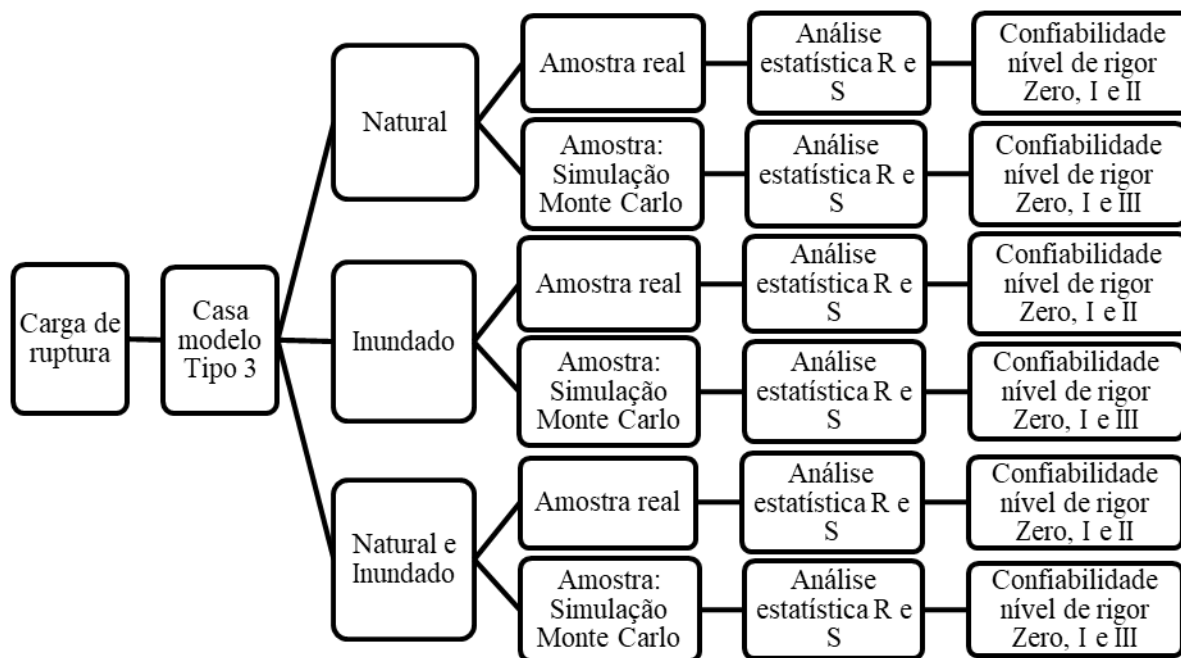
Figura 54 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de carga de ruptura das estacas ensaiadas no campo experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: O autor (2019).

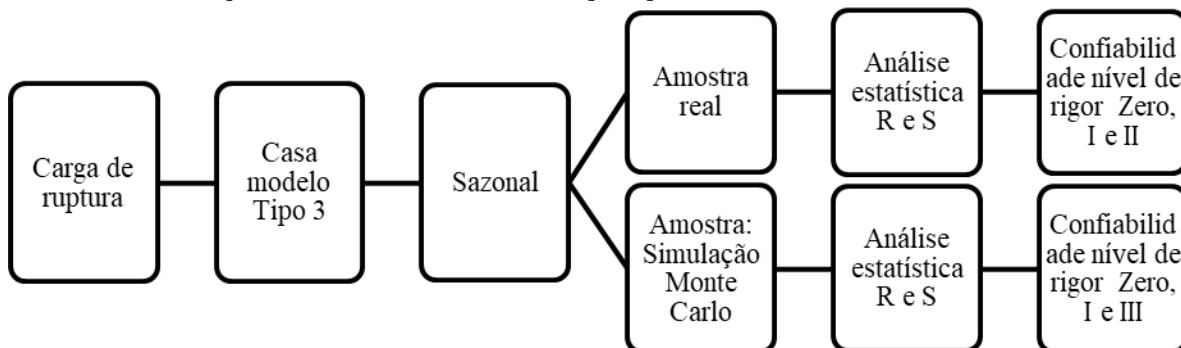
Nas Figuras 55 e 56 são apresentados fluxogramas que demonstram a metodologia seguida para análise probabilística com dados de carga de ruptura das estacas. Os fluxogramas são divididos em 6 colunas, onde a primeira remete aos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque (Van der Veen (1953); Van der Veen modificado por Aoki (1976); Chin (1970); Décourt (1996)), a segunda ao tipo de casa modelo que está sendo analisada, a terceira as condições de ensaio e os agrupamentos gerados, a quarta refere-se às amostras analisadas e a sexta coluna apresenta os níveis de rigor de confiabilidade desenvolvidos para cada grupo analisado.

Figura 55 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de carga de ruptura das estacas ensaiadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.



Fonte: O autor (2019).

Figura 56 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de carga de ruptura das estacas enaiadas no campo experimenta da UnB em Brasília-DF.



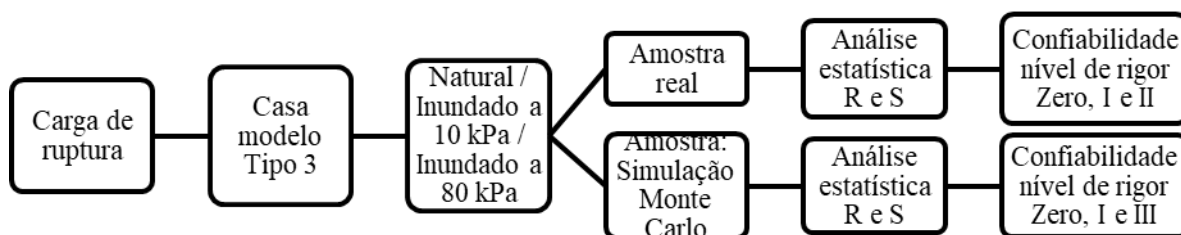
Fonte: O autor (2019).

A análise probabilística também é desenvolvida com determinação da tensão de ruptura da sapata corrida, com referência nos valores obtidos na extrapolação das curvas tensão vs recalque resultantes dos ensaios de PCE em amostras que foram ensaiadas para duas condições de umidade: Umidade natural e inundada. O levantamento das cargas de solicitação, neste caso, é realizado para a casa modelo Tipo 3.

Na Figura 57 é apresentado fluxograma que demonstram a metodologia seguida para análise probabilística com dados de tensão de ruptura das sapatas corridas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE. O fluxograma é dividido em seis colunas, onde a primeira remete aos métodos extrapolação da tensão de ruptura da sapata

corrida, a segunda ao tipo de casa modelo que está sendo analisada, a terceira as condições de ensaio e os agrupamentos gerados, a quarta refere-se as amostras analisadas, a quinta coluna remete a análise estatística realizada nos dados de resistência e solicitação e a sexta apresenta os níveis de rigor de confiabilidade desenvolvidos para cada grupo analisado.

Figura 57 - Fluxograma que demonstra a metodologia seguida para análise probabilística com dados de tensão de ruptura das sapatas corridas estudadas na obra dos Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.



Fonte: O autor (2019).

3.7 ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

No caso de solos colapsíveis, os recalques elevados dos elementos de fundação podem levar a danos irreversíveis na superestrutura de uma edificação ou até mesmo à ruína. Portanto, é proposta uma metodologia para análise probabilística considerando o estado limite de serviço da edificação, mediante os recalques medidos em prova de carga estática, no caso de fundações profundas.

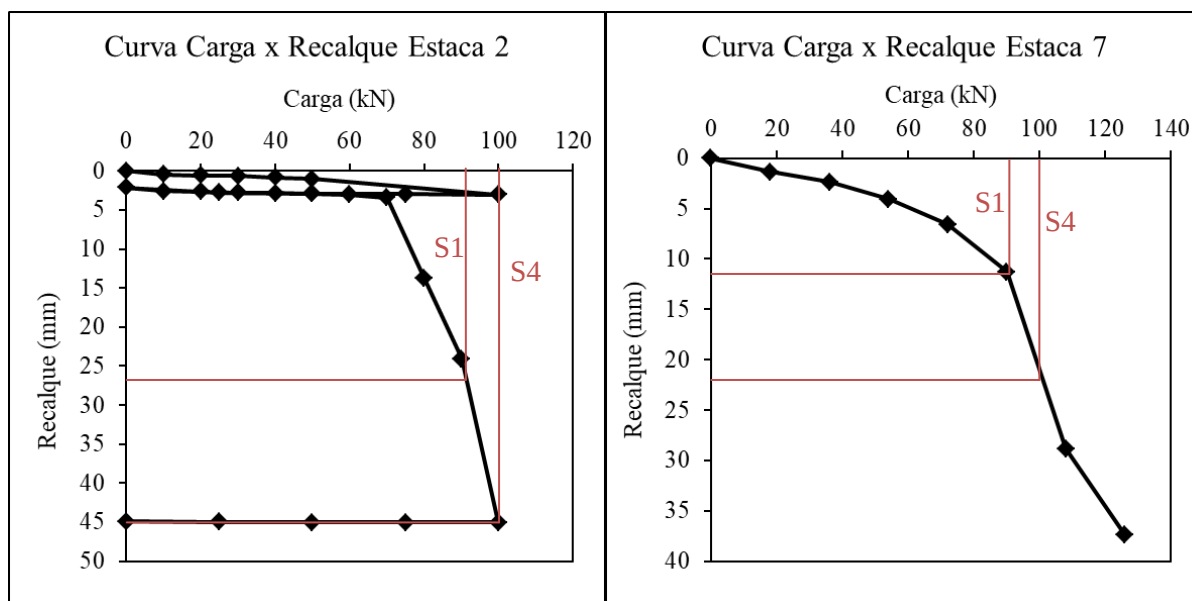
A metodologia é proposta, para ser aplicada na análise de probabilidade de danos, tendo como parâmetro o máximo recalque diferencial e o limite máximo de distorção angular suportado pela superestrutura da edificação.

Neste trabalho é realizada a análise probabilística no ELS para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3 da obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista - PE, com análise do recalque das estacas por meio das provas de carga estáticas. A seguir é apresentada detalhadamente a metodologia de análise para a obra:

- a) A estimativa dos recalques das estacas foi realizada considerando as cargas de solicitação atuando em cada estaca ensaiada e verificando para a solicitação analisada o recalque que seria correspondente na curva carga vs recalque, conforme apresentado na Figura 58;
- b) É levantada a distância de uma estaca da obra para todas as outras estacas, de forma a ter a distância entre cada uma das estacas, de uma mesma casa modelo;
- c) Foi determinada a distorção angular tolerável limite (θ_{TL}) na edificação de 1/500 conforme recomendação de Bjerrum (1963), como limite para ocorrência de fissurações. Também foi utilizada na análise a distorção angular tolerável limite para danos estruturais irreversíveis

na edificação de 1/150, conforme recomendação de Bjerrum (1963);

Figura 58 - Estimativa dos recalques para análise probabilística no ELS.



Fonte: O autor (2019).

- d) Como forma de parametrizar a análise probabilística no estado limite de serviço, foi levantado o recalque diferencial entre cada elemento de fundação no mesmo tipo de casa modelo. Estes dados representam a variação de possíveis recalques diferenciais de projeto (δ_d), que podem ocorrer durante a vida útil da obra;
- e) As distorções angulares limites, foram também parametrizadas, em recalques diferenciais toleráveis limites (δ_{TL}) mediante a seguinte relação ($\delta_{TL} = \theta_{TL} \cdot L$), onde θ_{TL} representa a distorção angular toleráveis limite e “L” a distância entre dois elementos de fundação. A distorção angular tolerável limite foi tida como constante, sendo a variável da análise a distância entre as fundações de uma mesma casa, fornecendo o recalque diferencial tolerável limite entre cada estaca da edificação. Desta forma foi obtida a variação dos recalques diferenciais toleráveis limites;
- f) A análise estatística dos dados de possíveis recalques diferenciais de projeto e recalques diferenciais toleráveis limites é realizada, calculando média, desvio padrão e coeficiente de variação para cada grupo analisado;
- g) A análise probabilística aproximada é realizada por meio da amostra real, com curvas densidade de probabilidade para os recalques diferenciais toleráveis limites e para os recalques diferenciais de projeto, com distribuição normal das curvas;
- h) A análise probabilística pura, é realizada por intermédio de curvas densidade de probabilidade com distribuição normal dos dados de recalques diferenciais de projeto e

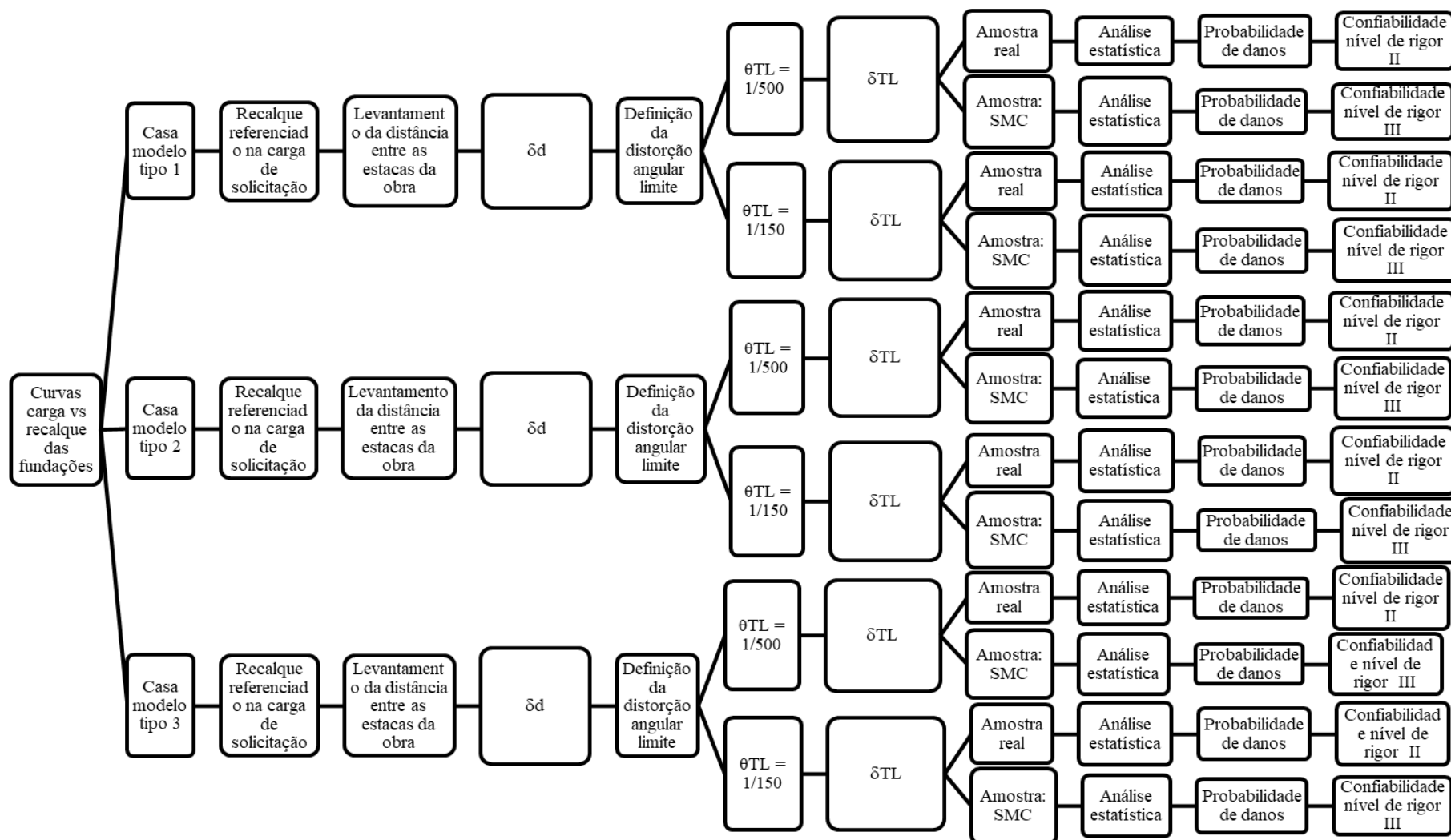
recalques diferenciais toleráveis limites com utilização do método de simulação Monte Carlo (SMC) com geração de 10 mil dados aleatórios para distribuição de probabilidade triangular, por intermédio da Equação 38;

- i) Na metodologia é considerado que a rotação relativa do edifício é igual a zero.

Nas análises probabilísticas é considerada uma mesma probabilidade de ocorrência de períodos secos e chuvosos anualmente, para as cinco regiões estudadas, permitindo desta forma que sejam relacionados os dados de ensaios realizados na condição natural e inundado para obtenção da variação dos parâmetros de resistência.

Na Figura 59 é apresentado o fluxograma que demonstra as etapas de desenvolvimento da análise probabilística no estado limite de serviço (ELS), para a obra de Santa Maria da Boa Vista-PE.

Figura 59 - Fluxograma com as etapas de desenvolvimento da análise probabilística no ELS, para a obra de Santa Maria da Boa Vista-PE.



Fonte: O autor (2019).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados de desempenho das fundações para os níveis de rigor de confiabilidade zero, I, II e III são apresentados neste capítulo para as cinco regiões estudadas na dissertação de forma individual, e a comparação entre seus resultados é realizada em virtude das características geotécnica de cada região e das soluções de fundação adotadas.

Para as análises probabilísticas no estado limite último e no estado limite de serviço são utilizados apenas os dados de solicitação da casa modelo Tipo 3.

4.1 RESULTADOS DA ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO-ELU DA OBRA DO REASSENTAMENTO DE ITAPARICA EM SANTA MARIA DA BOA VISTA-PE

Inicialmente são apresentados os valores de solicitação das estacas na casa modelo Tipo 3 com suas análises estatísticas, posteriormente são apresentadas as análises estatísticas dos valores de resistência e por fim os resultados para análise probabilística no ELU.

4.1.1 Solicitações nas estacas da casa modelo Tipo 3

A solicitação nas estacas foi levantada para a casa modelo Tipo 3 considerando a transmissão dos esforços dos pilares para as vigas baldrame e destas para as estacas. O modelo adotado consiste em um pórtico especial, onde a viga baldrame se apoia nas estacas, que são os elementos responsáveis por transmitir todo o carregamento da edificação para o solo. Na Tabela 20 são apresentadas as cargas de solicitação levantadas para a casa modelo Tipo 3 na amostra real.

Tabela 20 - Solicitação nas estacas da casa modelo Tipo 3 – amostra real.

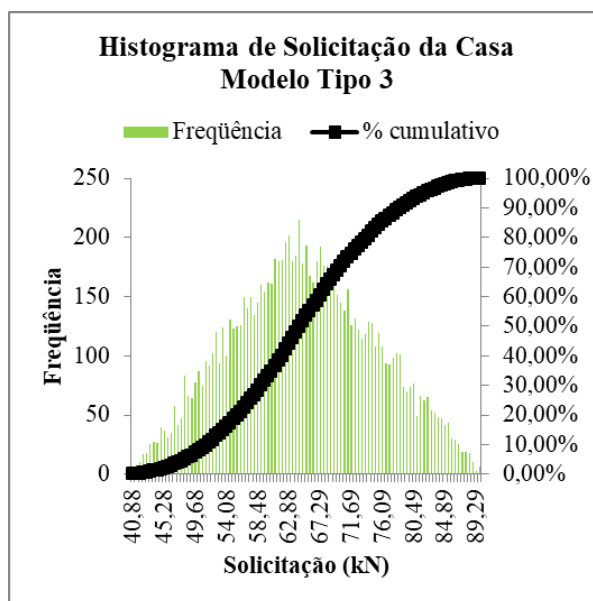
Casa modelo	Estaca	Carga de Solicitação “S” (kN)
Tipo 3	E1	49,46
	E2	89,97
	E3	76,18
	E4	40,49
	E5	49,46
	E6	89,97
	E7	76,18
	E8	40,49

Fonte: O autor (2019).

Após a definição da amostra real (AR) com os dados levantados para a solicitação das estacas na casa modelo foi possível aplicar a simulação Monte Carlo (SMC) com geração de 10 mil dados aleatórios de solicitação e distribuição de probabilidade triangular. O histograma com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC para solicitação das

estacas da casa modelo Tipo 3 é apresentado na Figura 60.

Figura 60 - Solicitação das estacas com amostra gerada por meio da SMC, da casa modelo Tipo 3.



Fonte: O autor (2019).

4.1.1.1 Análise estatística das solicitações da casa modelo Tipo 3

Os resultados estatísticos das solicitações são apresentados considerando a amostra real (AR) como sendo a solicitação estimada nas estacas da casa modelo e a amostra com simulação Monte Carlo (SMC) como sendo aquela correspondente à geração de 10 mil dados aleatórios de solicitação. Na Tabela 21 são apresentados os resultados estatísticos com solicitação média (Smed), desvio padrão da solicitação (σ_s) e coeficiente de variação de solicitação (vs) para os valores de solicitação da casa modelo Tipo 3.

Tabela 21 - Resultados estatísticos de solicitação da casa modelo Tipo 3.

Casa modelo	Amostra	Solicitação média - Smed (kN)	Desvio padrão da solicitação - σ_s (kN)	Coeficiente de variação da solicitação - vs	Solicitação máxima (kN)	Solicitação mínima (kN)
Tipo 3	AR	64,03	21,29	0,33	89,97	40,49
	SMC	64,90	10,04	0,15	89,96	40,82

AR - amostra real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

Comparando as duas amostras da casa modelo Tipo 3, pode-se perceber que a média de solicitação sofreu um pequeno aumento na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, mas manteve a mesma ordem de grandeza, entretanto, a dispersão da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo diminuiu em relação à observada na amostra real. A amostra da simulação Monte Carlo com 10 mil dados gerados e distribuição de probabilidade triangular apresenta, nas solicitações da casa modelo Tipo 3, uma dispersão dos valores com

menor desvio padrão e menor coeficiente de variação, que os observados na amostra real. Na análise é considerado que todos os pilares fazem parte de um mesmo universo.

4.1.2 Análise estatística da resistência estimada mediante a capacidade de carga das estacas

As estimativas da capacidade de carga das estacas E1, E2, E3, E7 e E9 são realizadas por intermédio dos métodos semiempíricos recomendados por Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Teixeira (1996), com referência nas sondagens SPT. Na Tabela A.1 do Apêndice A são apresentados os valores obtidos em cada método de estimativa para a Resistência (R), que representa a soma dos valores de resistência de ponta (RP) mais resistência por atrito lateral (RL) das estacas.

Foi desenvolvida a simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular, com geração de 10 mil dados aleatórios de resistência. A amostra real que serviu de referência para a SMC foi considerada como sendo todos os valores obtidos para cada método de estimativa de capacidade de carga, para as diferentes estacas, e para as diferentes sondagens. Na Figura B.1 são apresentados os histogramas com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC com referência nos valores de resistência obtidos por intermédio dos métodos semiempíricos.

Como o estudo está sendo realizado para verificação do desempenho das edificações na Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, na análise estatística é considerado o agrupamento das estimativas de resistência das estacas com os diferentes SPT para os três métodos semiempíricos. Na Tabela 22 são apresentados os resultados estatísticos das estimativas de capacidade de carga realizadas pelos métodos semiempíricos recomendados por Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Teixeira (1996).

Tabela 22. Resultados estatísticos de resistência obtidos mediante as estimativas de capacidade de carga com referência em métodos semiempíricos.

Método semiempírico de estimativa de capacidade de carga	Amostra	Resistência média - $R_{méd}$ (kN)	Desvio padrão da resistência - σ_r (kN)	Coeficiente de variação da resistência - v_r	Resistência máxima (kN)	Resistência mínima (kN)
Aoki e Velloso (1975)	AR	155,9	103,7	0,67	335,0	51,0
	SMC	180,5	59,5	0,33	332,0	51,5
Décourt (1996)	AR	242,8	170,0	0,70	561,0	72,0
	SMC	292,4	101,3	0,35	556,2	77,8
Teixeira (1996)	AR	218,4	153,7	0,70	502,0	58,0
	SMC	260,0	91,0	0,35	500,3	59,0

AR - amostra real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

O método semiempírico de estimativa de capacidade de carga sugerido por Aoki e Velloso (1975) é o que apresenta a menor resistência média, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo. Já o método semiempírico sugerido por Décourt (1996) é o que apresenta a maior resistência média para as estacas nas duas amostras.

Nos três métodos de estimativa de capacidade de carga houve aumento da resistência da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo em relação à amostra real. Nos três métodos também é observada uma grande dispersão nas estimativas com coeficientes de variação elevado, na ordem de 67% para o método sugerido por Aoki e Velloso (1975) e na ordem de 70% para os métodos sugeridos por Décourt (1996) e Teixeira (1996). Esta dispersão se justifica devido à profundidade da estaca E9, que atingem a camada impenetrável, onde constam índices de resistência à penetração do SPT elevado.

A amostra da simulação Monte Carlo com 10 mil dados gerados e distribuição de probabilidade triangular apresenta, nas resistências para os três métodos de estimativa de capacidade de carga, uma dispersão dos valores com menor desvio padrão e menor coeficiente de variação, que os observados na amostra real.

4.1.3 Análise estatística da resistência obtida mediante a carga de ruptura das estacas

Para obtenção da carga de ruptura das estacas foi realizada a extrapolação das curvas carga vs recalque, por intermédio dos métodos de extrapolação sugeridos por: Van der Veen (1953); Van der Veen modificado por Aoki (1976); Décourt (1996); Chin (1970). Na Figura C.1 no Apêndice C são apresentadas as curvas carga vs recalque extrapoladas para as estacas E1, E2, E3, E7 e E9, com referência nos ensaios realizados com o subsolo na condição natural e/ou inundado.

O método de extrapolação sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) gerou trajetória da curva carga vs recalque extrapolada indicando recalque progressivo das estacas sem acréscimo de carga para ensaios realizados na condição de subsolo natural, que apresentaram nas curvas de ensaio recalques menores que 10 mm, para as estacas ensaiadas E1 e E2. Portanto, o método de extrapolação na análise das estacas E1 e E2 previu que o solo é propício ao colapso.

Na Tabela D.1 no Apêndice D são apresentados os valores de carga de ruptura de cada estaca para os diferentes métodos de extrapolação da curva carga vs recalque nas condições de subsolo natural e inundado.

Nas Figuras B.2, B.3 e B.4 são apresentados os histogramas com a frequência dos 10

mil dados aleatórios gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência dos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque para a condição de subsolo natural, inundado e os dados agrupados de natural e inundado.

A análise estatística é desenvolvida com os valores de carga de ruptura de cada estaca em cada método de extrapolação das curvas carga vs recalque para os três agrupamentos de dados: subsolo natural; subsolo inundado; subsolo natural e inundado.

Na Tabela 23 são apresentados os resultados estatísticos de resistência provenientes da carga de ruptura das estacas obtida com a extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados com o subsolo na condição natural.

Tabela 23 - Resultados estatísticos de resistência obtida mediante a carga de ruptura das estacas com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados com subsolo na condição natural.

Método de extrapolação	Amostra	Resistência média - $R_{méd}$ (kN)	Desvio padrão da resistência - σ_r (kN)	Coefficiente de variação da resistência - v_r	Resistência máxima (kN)	Resistência mínima (kN)
Décourt (1996)	AR	164,5	26,89	0,16	202,0	141,0
	SMC	169,3	12,56	0,07	201,4	141,5
Chin (1970)	AR	165,0	26,24	0,16	201,0	145,0
	SMC	170,2	11,60	0,07	200,5	145,1
Van der Veen (1953)	AR	150,5	20,92	0,14	167,0	120,0
	SMC	145,8	9,62	0,07	166,7	120,5
Van der Veen mod. Aoki (1976)	AR	139,5	34,15	0,24	172,0	110,0
	SMC	140,6	12,71	0,09	171,7	110,9

AR - amostra real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

Dentre os métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque o que leva a maiores valores de resistência média, para ensaios de PCE realizados na condição de subsolo natural, é o sugerido por Chin (1970), que apresenta valores muito próximos do método de extrapolação sugerido por Décourt (1996). O método de extrapolação que apresenta a menor resistência média para ensaios de PCE realizados na condição de subsolo natural é o sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976).

No ensaio de prova de carga estática para subsolo na condição natural com amostra real o método de extrapolação que apresenta a maior dispersão nas cargas de ruptura é o sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) com coeficiente de variação de 24%. A condição se justifica pelo fato de o método ter previsto uma carga de ruptura muito menor que a apresentada pelos outros métodos nas extrapolações das curvas carga vs recalque das estacas E1 e E2 para condição de subsolo natural. Já os métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) apresentam a mesma dispersão nos resultados, com

coeficiente de variação de resistência igual a 16% em ambos os métodos. O método com menor coeficiente de variação para as cargas de ruptura obtidas com extrapolação das curvas carga vs recalque para condição de subsolo natural é o sugerido por Van der Veen (1953).

Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo as resistências médias dos métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996), Chin (1970) e Van der Veen modificado por Aoki (1976) apresentaram um aumento em relação as obtidas com amostra real, mas a ordem de grandeza é mantida. Já no método de extrapolação sugerido por Van der Veen (1953) houve uma redução em relação a amostra real, mantendo a mesma ordem de grandeza. A dispersão da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo diminuiu para todos os métodos de extrapolação em relação a dispersão observada na amostra real.

Na Tabela 24 são apresentados os resultados estatísticos de resistência obtidos para a carga de ruptura das estacas por meio da extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados com o subsolo na condição inundado.

Tabela 24 - Resultados estatísticos de resistência obtida mediante a carga de ruptura das estacas com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados com subsolo na condição inundado para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Método de extrapolação	Amostra	Resistência média - $R_{méd}$ (kN)	Desvio padrão da resistência - σ_r (kN)	Coeficiente de variação da resistência - v_r	Resistência máxima (kN)	Resistência mínima (kN)
Décourt (1996)	AR	116,0	21,32	0,18	145,0	95,0
	SMC	118,7	10,16	0,09	144,4	95,2
Chin (1970)	AR	115,0	22,30	0,19	146,0	96,0
	SMC	118,9	10,20	0,09	145,1	96,3
Van der Veen (1953)	AR	115,7	22,28	0,19	146,0	95,0
	SMC	118,8	10,38	0,09	145,6	95,9
Van der Veen mod. Aoki (1976)	AR	114,7	22,28	0,19	145,0	94,0
	SMC	117,9	10,49	0,09	144,8	94,1

AR - amostra real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

Na carga de ruptura obtida com a extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaio de PCE realizado na condição de subsolo inundado todos os métodos de extrapolação apresentaram resistência média na mesma ordem de grandeza. A carga de ruptura da amostra com aplicação da SMC é maior que a da amostra real em todos os métodos de extrapolação para os ensaios realizados na condição de subsolo inundado, entretanto a ordem de grandeza é mantida.

A dispersão da carga de ruptura na amostra real para os métodos de extrapolação é idêntica, com todos eles apresentando desvio padrão na mesma ordem de grandeza e coeficientes de variação iguais. Já na amostra com aplicação da SMC a dispersão dos valores

de resistência diminuiu em relação a amostra real, para todos os métodos de extrapolação, onde todos eles apresentam coeficientes de variação iguais.

Comparando os resultados estatísticos das extrapolações das curvas carga vs recalque para o subsolo na condição natural e para condição inundado, pode-se perceber que a resistência média diminui para a condição de ensaio com subsolo inundado e que o coeficiente de variação dos resultados aumenta. Porém na condição de ensaio com subsolo inundado há uma convergência nas estimativas de carga de ruptura para os diferentes métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque.

Analisando o subsolo na condição inundado a variação na carga de ruptura das estacas é menor, evidenciando que nesta condição a dispersão diminui, onde os valores convergem para mesma ordem de grandeza independente do método de extrapolação, para uma mesma estaca.

Na Tabela 25 são apresentados os resultados estatísticos de resistência obtidos para a carga de ruptura agrupando as extrapolações das curvas carga vs recalque para os ensaios de PCE realizados com o subsolo na condição natural e inundado.

Tabela 25 - Resultados estatísticos de resistência obtidos mediante a carga de ruptura das estacas com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados com subsolo na condição natural e inundado para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Método de extrapolação	Amostra	Resistência média - $R_{méd}$ (kN)	Desvio padrão da resistência - σ_r (kN)	Coeficiente de variação da resistência - v_r	Resistência máxima (kN)	Resistência mínima (kN)
Décourt (1996)	AR	140,2	34,30	0,24	202,0	95,0
	SMC	145,9	22,10	0,15	201,4	95,6
Chin (1970)	AR	140,0	34,97	0,25	201,0	96,0
	SMC	145,9	21,48	0,15	200,7	96,8
Van der Veen (1953)	AR	133,1	27,30	0,21	167,0	95,0
	SMC	131,6	14,75	0,11	166,5	95,9
Van der Veen mod. Aoki (1976)	AR	127,1	29,79	0,23	172,0	94,0
	SMC	131,0	15,86	0,12	171,9	94,3

AR - amostra real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

O método de extrapolação das curvas carga vs recalque que apresenta a maior resistência média para dados agrupados de ensaios realizados com o subsolo na condição natural e inundado é o sugerido por Décourt (1996) e o que apresenta a menor resistência média é o sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976).

A variação dos valores de resistência é maior na amostra real que na amostra obtida por meio da aplicação da simulação Monte Carlo, condição que ocorreu para todos os métodos de extrapolação com os dados agrupados de ensaio na condição de subsolo natural e

inundado.

Comparando a resistência média obtida nos três grupos de dados analisados: Subsolo natural; subsolo inundado; subsolo natural e inundado, é possível observar que os maiores valores encontram-se nas extrapolações realizadas para os ensaios com subsolo na condição natural. Já a menor resistência média é obtida para as extrapolações das curva carga vs recalque para os ensaios realizados na condição de subsolo inundado. Porém, a maior dispersão nos resultados é obtida quando agrupamos os valores de carga de ruptura para ensaios realizados na condição de subsolo natural e inundado, esta sendo a condição mais representativa da operação da obra.

4.1.4 Interação entre curva densidade de probabilidade de resistência com os histogramas de resistência

Na aplicação da simulação Monte Carlo com distribuição de probabilidade triangular para 10 mil dados aleatórios, os histogramas gerados para os dados de resistência obtidos mediante a carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque não apresentaram comportamento definido, sendo em alguns casos simétrico e em outros assimétricos, com a maior frequência apresentando valores maiores ou menores ou até iguais a resistência média, conforme pode ser observado no Apêndice B.

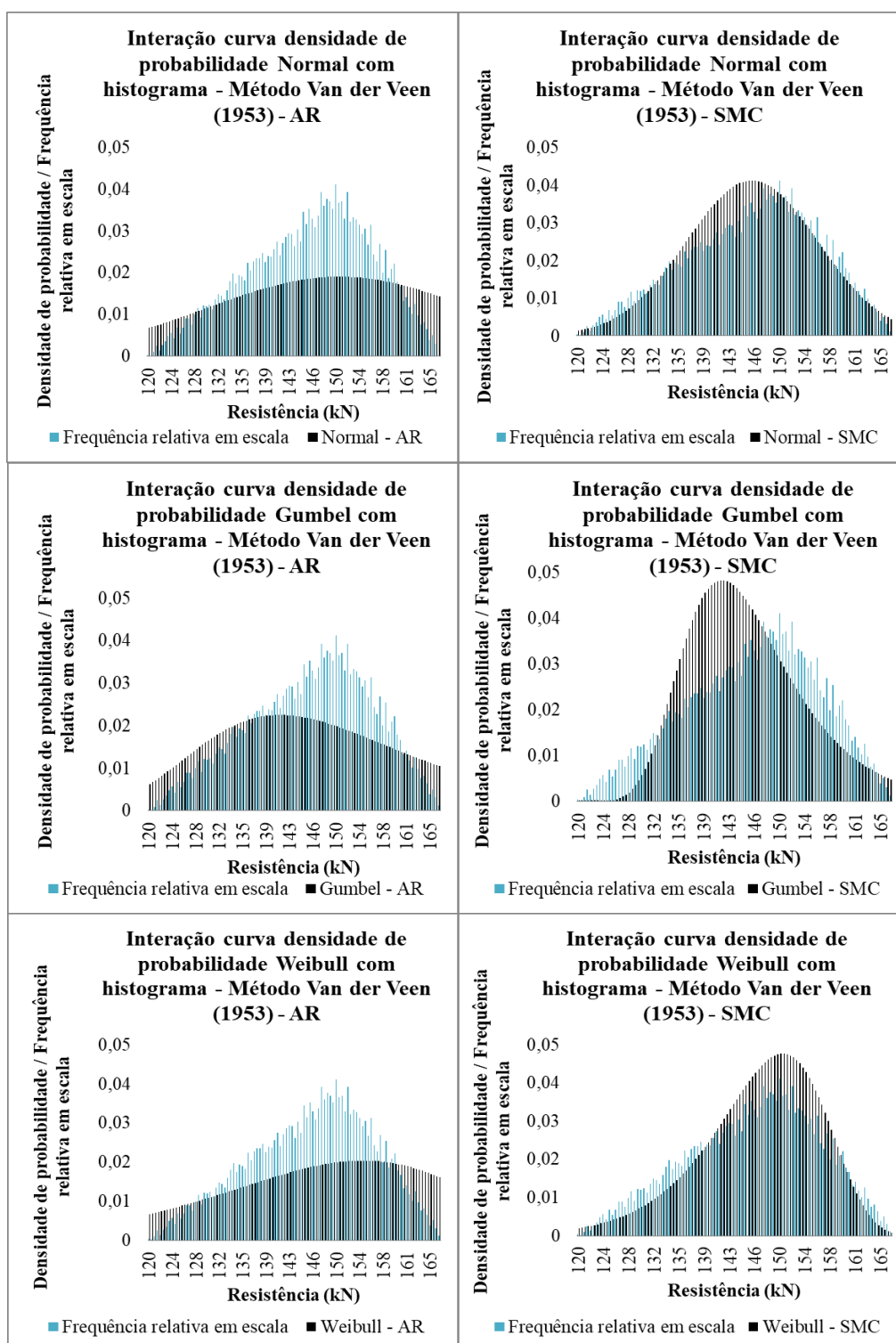
Foi levantada a hipótese de a curva normal não ser a que melhor representa o comportamento das curvas densidade de probabilidade de resistência, para isso, foram comparadas as formas dos histogramas com as curvas densidade de probabilidade com distribuição Normal, Gumbel e Weibull. Para realizar a comparação entre o histograma e as curvas densidade de probabilidade é aplicado um fator de escala na frequência relativa dos histogramas, fazendo a frequência máxima do histograma coincidir com a densidade de probabilidade máxima da curva normal na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Na Tabela E.1, presente no Apêndice E, são apresentados os parâmetros de escala, posição e formas estimados para as curvas densidade de probabilidade com distribuição de Weibull e Gumbel, para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo, para condição de subsolo natural, inundado e agrupando os dados natural e inundado, obtidos nos ensaios de prova de carga estática, que deram origem as cargas de ruptura extrapoladas pelos quatro métodos de extrapolação utilizados nas análises.

Na Figura 61 são apresentados os histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Van der Veen (1953) para ensaios de prova de carga estática realizados na

condição de subsolo natural, relacionados com as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e de Weibull das amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo

Figura 61 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Van der Veen (1953) para ensaio de PCE na condição de subsolo natural e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



Fonte: O autor (2019).

O histograma para os valores de carga de ruptura provenientes das extrapolações das curvas carga vs recalque, para o método sugerido por Van der Veen (1953), para ensaios de prova de carga estática realizados com o solo na condição natural e aplicada a simulação Monte Carlo, apresentam a maior frequência dos valores de resistência maior que o valor médio, fazendo o histograma apresentar-se inclinado para direita.

Analisando a interação entre as curvas densidade de probabilidade da amostra real e os histogramas, é evidente que as curvas normais na amostra real apresentam uma dispersão maior que o limite de valores observados no histograma, levando a estimativas de probabilidade de ruína maiores, quando considerada a interação entre as curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação na amostra real. Quando é aplicada a simulação Monte Carlo é melhorada a qualidade da amostra, que deve melhor ser representada pelo histograma, quando a curva densidade de probabilidade apresenta-se mais alargada que o histograma representa uma dispersão dos valores maior que a observada no histograma levando a valores mais pessimistas de probabilidade de ruína.

Analisando a interação dos histogramas de resistência com as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal, para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, pode-se perceber que mesmo os histogramas sendo assimétricos ficam dentro da área da curva densidade de probabilidade com distribuição normal. Esta condição demonstra que a curva normal apresenta um ajuste próximo ao observado no histograma e que as estimativas de probabilidade de ruína com essas curvas devem estar mais próximas da realidade da obra.

Analisando a interação dos histogramas de resistência com as curvas densidade de probabilidade com distribuição de Gumbel e Weibull, pode-se perceber que a forma das curvas de Gumbel e Weibull não se ajustam bem aos histogramas, ficando em alguns casos com a densidade de probabilidade menor, para os menores valores de resistência em relação a frequência do histograma, essa condição induz a uma área menor de probabilidade de ruína quando relacionadas as curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação, podendo ficar a interpretação dos resultados de probabilidade de ruína para as curvas densidade de probabilidade com distribuição de Gumbel e Weibull contra a segurança.

Dentre as figuras analisadas as curvas que apresentaram o melhor ajuste aos histogramas são as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo. Todas as curvas densidade de probabilidade da amostra real demonstraram uma forma de curva mais alargada em relação aos histogramas, não se ajustando bem a sua forma.

São apresentados no Apêndice C os histogramas para os valores de resistência do

método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Van der Veen (1953) para ensaios de prova de carga estática realizados na condição de subsolo inundado e com os dados agrupados de subsolo natural e inundado. A análise ainda foi realizada para os métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque sugeridos por Décourt (1996), Chin (1970) e Van der Veen modificado por Aoki (1970) nas condições de subsolo natural, inundado e agrupando os dados de natural e inundado, porém os resultados são idênticos aos observados na análise com o método de Van der Veen (1953) e podem ser observados no Apêndice C.

4.1.5 Análise das curvas densidade de probabilidade no Estado Limite Último - ELU

Dada à variabilidade existente nos valores de resistência (R) e nos valores de solicitação (S), considerando os resultados estatísticos, é possível gerar curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação e analisar o comportamento das curvas, assim como a interação entre elas.

4.1.5.1 Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal

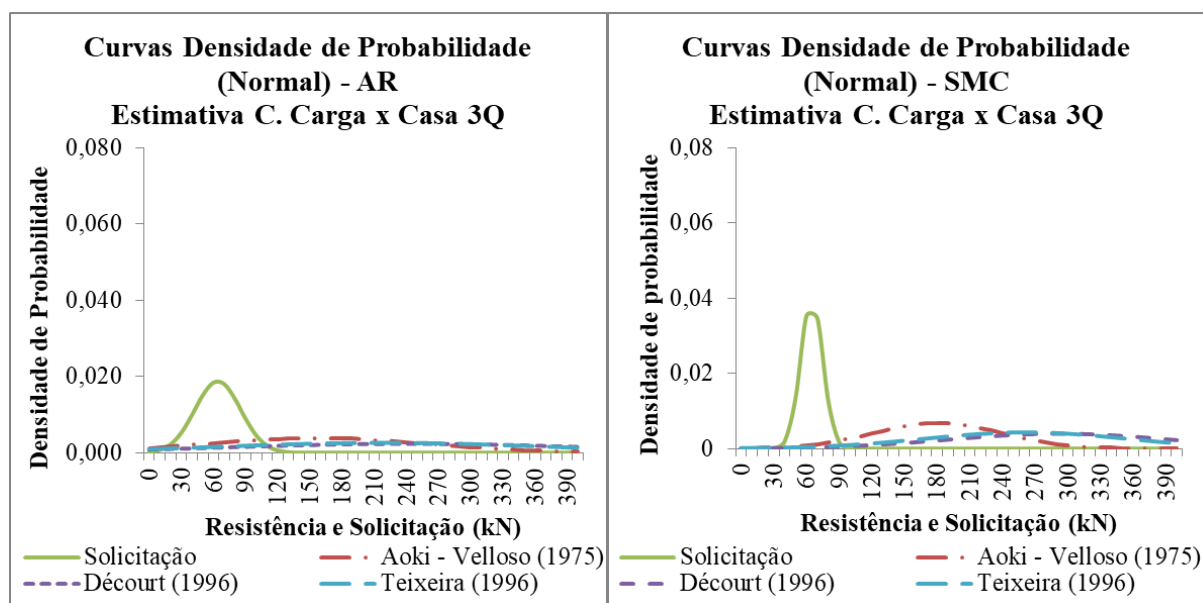
As curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação são analisadas inicialmente seguindo a metodologia sugerida por Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011), onde os autores consideram que as curvas de resistência e solicitação seguem uma distribuição normal simétrica. Após a aplicação da simulação Monte Carlo são geradas as curvas de resistência e solicitação considerando a amostra com os 10 mil dados aleatórios.

Na Figura 62 são apresentadas as curvas normais de resistência, para cada método de estimativa de capacidade de carga, e para solicitação da casa modelo Tipo 3, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo com distribuição normal.

Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, a curva de solicitação da casa modelo Tipo 3 diminui a dispersão dos valores, gerando uma curva menos alargada e com maior densidade de probabilidade que a apresentada na amostra real. Portanto, a área de convolução das funções que representa a probabilidade de ruína para as análises na amostra real são maiores que as observadas nas análises para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Todos os métodos de estimativa de capacidade de carga apresentaram alta dispersão dos resultados, bem reproduzidos nas curvas da amostra real com curvas de resistência bastante alargadas e com baixa densidade de probabilidade. Portanto, todos os métodos de estimativa de capacidade de carga devem apresentar altos valores de probabilidade de ruína.

Figura 62 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as resistências obtidas mediante os métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga, para as amostras real e com aplicação da SMC.



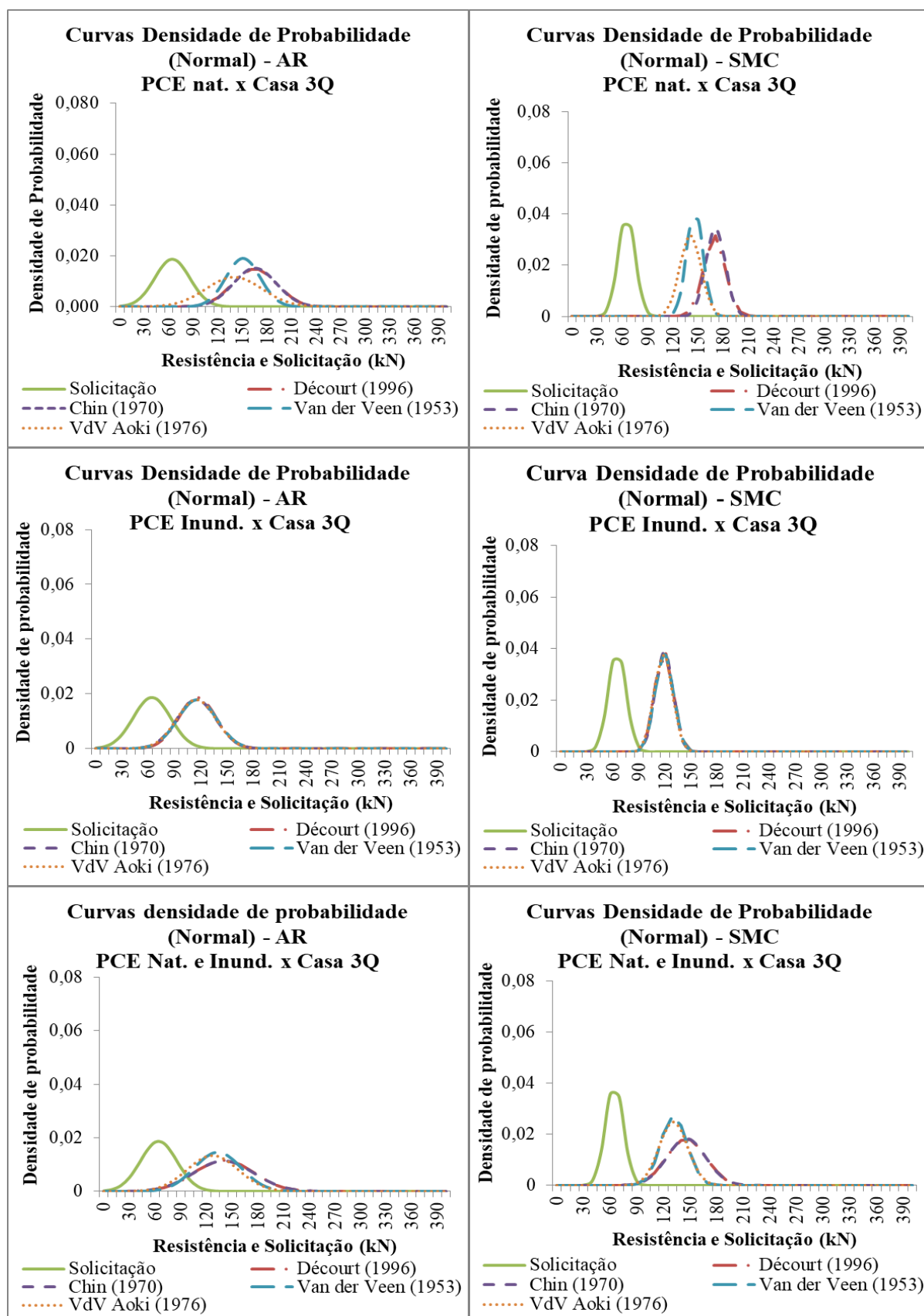
Fonte: O autor (2019).

Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, tanto as curvas de resistência como a curva de solicitação diminuíram a dispersão dos valores, tomando as curvas formas mais alongadas e menos alargadas. Entretanto as curvas de resistências ainda apresentam-se muito alargadas, quando comparadas com a de solicitação, o que indica que a área de convolução das duas funções, abaixo da interseção das curvas de resistência e solicitação, ainda é grande gerando valores elevados de probabilidade de ruína.

A curva do método semiempírico sugerido por Aoki e Velloso (1975) é a que apresenta a menor resistência média, ficando assim mais próxima da solicitação média, e deve ser, dentre os métodos, aquele que apresenta a maior probabilidade de ruína, para esta análise. A condição ocorre para a amostra real, mas fica mais evidente no gráfico da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Na Figura 63 são apresentadas as curvas normais de resistência, para carga de ruptura, e para solicitação da casa modelo Tipo 3, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo com distribuição normal. São apresentadas as curvas para análises nas seguintes condições: Subsolo natural; subsolo inundado; subsolo natural e inundado.

Figura 63 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as resistências obtidas mediante as cargas de ruptura, para amostra real e amostra com aplicação da simulação Monte Carlo para 10 mil dados aleatórios, com solicitação da casa modelo Tipo 3.



Fonte: O autor (2019).

As curvas de resistência com as cargas de ruptura obtidas por intermédio dos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque na condição de subsolo natural apresentam os seguintes comportamentos:

- a) A curva do método de extrapolação sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) apresenta-se mais próxima das curvas de solicitação, porque a R_{med} é menor em relação às outras curvas de resistência. A dispersão da curva de resistência pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) é maior que a apresentada nos outros métodos, portanto, a curva de resistência deste método apresenta-se mais alargada e com menor densidade de probabilidade em relação às curvas dos outros métodos de extrapolação;
- b) Os métodos de Décourt (1996) e Chin (1970) apresentam curvas idênticas, com a mesma posição no gráfico, mesma dispersão e mesma densidade de probabilidade, assumindo assim uma mesma forma. Os dois métodos foram os que apresentaram a maior resistência média, sendo os mais afastados da curva de solicitação e apresentam uma dispersão maior que a apresentada pelo método de extrapolação sugerido por Van der Veen (1953) e menor que a apresentada pelo método de extrapolação sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976);
- c) Neste caso o método de extrapolação da curva carga vs recalque que deve apresentar a maior p_f é o sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976). Os métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque que devem, apresentar as menores p_f são os sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970);
- d) Todas as curvas de resistência com aplicação da simulação Monte Carlo apresentaram uma diminuição da dispersão dos resultados, refletindo em curvas menos alargadas e com uma maior densidade de probabilidade em relação às curvas da amostra real. Esta condição provoca a impressão de um aparente afastamento das curvas de resistência da curva de solicitação, mas o que de fato ocorre é a diminuição da largura das curvas de resistência e solicitação, devido à diminuição do desvio padrão tanto na resistência como na solicitação;

As curvas de resistência com as cargas de ruptura obtidas por intermédio dos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque apresentaram para condição de subsolo inundado os seguintes comportamentos:

- a) As curvas de resistência obtidas para as extrapolações das curvas carga vs recalque pelos quatro métodos analisados apresentam a mesma forma e posição, tanto para amostra real como para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo. Essa

condição ocorre devido ao fato de as resistências médias, desvios padrões e coeficientes de variação das quatro curvas serem idênticos, com pequenas variações no valor absoluto. Portanto, a probabilidade de ruína para os quatro métodos, neste grupo analisado, deve ser na mesma ordem de grandeza, sem que o método de extrapolação represente influência na estimativa de probabilidade de ruína;

As curvas de resistência com as cargas de ruptura obtidas por intermédio dos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque apresentaram para os dados agrupados na condição de subsolo natural e inundado os seguintes comportamentos:

- a) A curva de resistência proveniente do método de extrapolação sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) apresenta-se mais próxima da curva de solicitação, porque a R_{med} é menor em relação às outras curvas de resistência. A condição ocorre tanto para amostra real como para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo;
- b) As curvas dos métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) são idênticas e se sobrepõem. Os métodos são os que apresentam a maior resistência média e a maior dispersão dos resultados, logo, suas curvas estão mais afastadas da curva de solicitação média, mas encontram-se mais alargadas que as dos outros métodos de extrapolação. A condição ocorre tanto para amostra real como para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo;
- c) A curva do método de extrapolação sugerido por Van der Veen (1953) é a que apresenta a menor dispersão dos resultados, sendo a curva com maior densidade de probabilidade. A condição ocorre tanto para amostra real como para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo;
- d) Os métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque geram influência nos resultados de probabilidade de ruína da análise considerando os dados agrupados de subsolo natural e inundado.

Nas análises com os dados dos ensaios de PCE para subsolo na condição natural, inundado e com os dados agrupados de subsolo natural e inundado todas as curvas de resistência com aplicação da simulação Monte Carlo apresentaram uma diminuição da dispersão dos resultados, refletindo em curvas menos alargadas e com uma maior densidade de probabilidade em relação às curvas da amostra real, portanto, todas as análises da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo devem apresentar uma probabilidade de ruína menor que a obtida com a amostra real.

Comparando as curvas densidade de probabilidade provenientes das estimativas de capacidade de carga das estacas e as curvas provenientes dos métodos de extrapolação

representativos das cargas de ruptura é evidente que as estimativas de capacidade de carga apresentam uma dispersão nos resultados maior que as observadas nas cargas de ruptura, fazendo com que suas curvas apresentem formas mais alargadas e com menor densidade de probabilidade. Portanto, as estimativas de capacidade de carga, referenciadas nos N_{SPT} para o subsolo na umidade natural, apresentam uma dispersão maior que a observada para as cargas de ruptura agrupando dados de ensaio de PCE para condição de subsolo natural e inundado.

As análises com curvas densidade de probabilidade com distribuição de Gumbel e Weibull para os valores de resistência são realizadas para as estimativas de capacidade de carga das estacas provenientes dos métodos semiempíricos e para os valores de resistência provenientes da carga de ruptura das estacas obtidos por meio da extrapolação das curvas carga vs recalque e são apresentadas no Apêndice G.

4.1.6 Resultados de probabilidade de ruína

Com a interação entre as curvas densidade de probabilidade de resistência e solicitação é possível estimar a probabilidade de ruína para a obra, sendo a área de convolução das funções de resistência e solicitação a representativa da probabilidade de ruína. Quando são utilizadas curvas densidade de probabilidade com diferentes distribuições para a mesma análise à forma da curva pode interferir no valor estimado de probabilidade de ruína para a obra.

No caso estudado para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE foram utilizadas curvas densidade de probabilidade com distribuição normal, de Gumbel e de Weibull para estimativa da probabilidade de ruína. Nesta obra em todas as análises é considerada a solicitação com curva densidade de probabilidade com distribuição normal, mantendo assim um parâmetro para interpretação das variações dos valores estimados de probabilidade de ruína para curvas densidade de probabilidade de resistência com diferentes distribuições.

Na Tabela 26 são apresentados os resultados de probabilidade de ruína, para as amostras real e com utilização da simulação Monte Carlo, para as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as solicitações, com valores referenciados na casa modelo Tipo 3, e distribuição normal, de Gumbel e de Weibull para a resistência, obtidas mediante a estimativa de capacidade de carga das estacas utilizando os métodos semiempíricos sugeridos por Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Teixeira (1996).

Tabela 26 - Resultados de probabilidade de ruína, para resistências estimadas mediante os métodos semiempíricos para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Curvas densidade de probabilidade	Métodos semiempíricos	Amostra	pf = 1/N
Normal	Aoki e Velloso (1975)	AR	$1/(5,0 \times 10^0)$
	Décourt (1996)		$1/(7,0 \times 10^0)$
	Teixeira (1996)		$1/(6,0 \times 10^0)$
	Aoki e Velloso (1975)	SMC	$1/(3,8 \times 10^1)$
	Décourt (1996)		$1/(7,9 \times 10^1)$
	Teixeira (1996)		$1/(5,8 \times 10^1)$
Gumbel	Aoki e Velloso (1975)	AR	$1/(5,5 \times 10^2)$
	Décourt (1996)		$1/(8,4 \times 10^2)$
	Teixeira (1996)		$1/(7,4 \times 10^2)$
	Aoki e Velloso (1975)	SMC	$1/(4,5 \times 10^4)$
	Décourt (1996)		$1/(9,8 \times 10^5)$
	Teixeira (1996)		$1/(3,0 \times 10^5)$
Weibull	Aoki e Velloso (1975)	AR	$1/(1,7 \times 10^3)$
	Décourt (1996)		$1/(2,9 \times 10^3)$
	Teixeira (1996)		$1/(2,5 \times 10^3)$
	Aoki e Velloso (1975)	SMC	$1/(4,3 \times 10^3)$
	Décourt (1996)		$1/(1,6 \times 10^4)$
	Teixeira (1996)		$1/(9,4 \times 10^3)$

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pf – Probabilidade de ruína.

Fonte: O autor (2019).

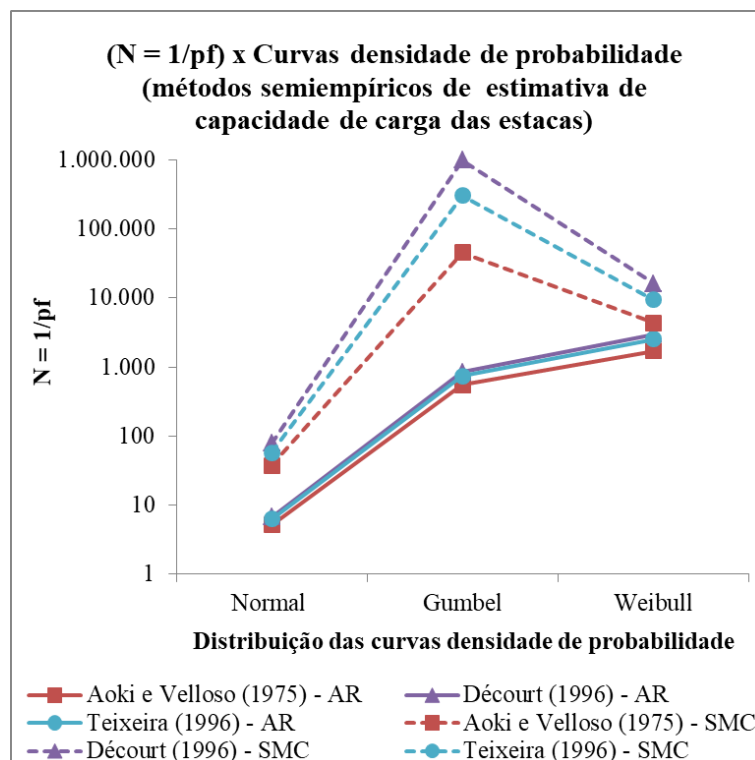
A probabilidade de ruína estimada com a curva normal para a amostra real apresenta a mesma ordem de grandeza para os três métodos semiempíricos analisados. Já para a amostra gerada por meio da aplicação de simulação Monte Carlo, para 10 mil dados aleatórios, apresenta uma diminuição do valor de probabilidade de ruína, quando comparado com os valores obtidos na amostra real para os mesmos métodos semiempíricos, mas os valores obtidos para os três métodos apresentam a mesma ordem de grandeza. Portanto, na análise probabilística para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista os diferentes métodos de estimativa de capacidade de carga das estacas não apresentam influência na estimativa de probabilidade de ruína.

Na Figura 64 são apresentados os resultados de probabilidade de ruína com a relação entre o inverso da probabilidade de ruína e as curvas densidade de probabilidade para as distribuições normal, de Gumbel e Weibull para os diferentes métodos semiempíricos de estimativa da capacidade de carga das estacas.

Nas estimativas de probabilidade de ruína com curva densidade de probabilidade de resistência com distribuição de Gumbel para amostra real os valores de probabilidade de ruína estimados diminuem em mais de cem vezes em relação aos estimados mediante a análise com curva densidade de probabilidade de resistência com distribuição normal. Já a amostra com aplicação da SMC, apresenta uma diminuição do valor de probabilidade de ruína, quando

comparado com os valores obtidos na amostra real para os mesmos métodos semiempíricos. Quando comparado o resultado de probabilidade de ruína com curva densidade de probabilidade de resistência normal e de Gumbel para amostra com aplicação da SMC a estimativa com distribuição de Gumbel assumem valores 10 mil vezes menores que a estimativa com a curva normal.

Figura 64 - Relação entre o inverso da probabilidade de ruína e as curvas densidade de probabilidade, para resistências estimadas mediante os métodos semiempíricos para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.



Fonte: O autor (2019).

Nas estimativas de probabilidade de ruína com curva densidade de probabilidade de resistência com distribuição de Weibull para amostra real os valores de probabilidade de ruína estimados diminuem em mais de mil vezes em relação aos estimados por meio da análise com curva densidade de probabilidade de resistência com distribuição normal.

A probabilidade de ruína estimada com a curva de Weibull para a amostra gerada por meio da aplicação de SMC, apresenta uma diminuição do valor de probabilidade de ruína, quando comparado com os valores obtidos na amostra real para os mesmos métodos semiempíricos. Quando comparado o resultado de probabilidade de ruína com curva densidade de probabilidade de resistência com distribuição normal e de Weibull para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo a estimativa com distribuição de Weibull assumem valores cem vezes menores que a estimativa com a curva normal.

Analisando a Figura 64 é possível observar que a curva densidade de probabilidade de

Gumbel é a que apresenta os menores valores de probabilidade de ruína para a amostra com aplicação da SMC, fazendo os valores diminuírem mais na aplicação da SMC que com as outras curvas densidade de probabilidade.

A dispersão aumenta nos valores de probabilidade de ruína para os diferentes métodos de estimativa de capacidade de carga, na amostra com aplicação da SMC e curvas densidade de probabilidade de Gumbel e Weibull, fazendo com que o método semiempírico apresente maior influência nos resultados de probabilidade de ruína. Já para curva densidade de probabilidade com distribuição normal os valores de probabilidade de ruína para os diferentes métodos de estimativa de capacidade de carga apresentam a mesma ordem de grandeza, na amostra com aplicação da SMC.

Nas Tabelas 27, 28 e 29 são apresentados os resultados de probabilidade de ruína, para as amostras real e com utilização da SMC com geração de 10 mil dados aleatórios, para as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as solicitações, com valores referenciados na casa modelo Tipo 3, e distribuição normal, de Gumbel e de Weibull para a resistência, obtidas mediante a carga de ruptura das estacas utilizando os métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque, sugeridos por Décourt (1996), Chin (1970), Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976), para condição de ensaio com subsolo natural, inundado e agrupando os dados de natural e inundado.

Tabela 27 - Resultados de probabilidade de ruína para as cdp com distribuição normal, de Gumbel e de Weibull, com resistências estimadas mediante os valores de carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios realizados na condição de subsolo natural, para a obra de Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com solicitação da casa modelo Tipo 3.

Curvas densidade de probabilidade	Métodos de extrapolação	Amostra	pf = 1/N
Normal	Décourt (1996)	AR	$1/(5,8 \times 10^2)$
	Chin (1970)		$1/(7,1 \times 10^2)$
	Van der Veen (1953)		$1/(5,3 \times 10^2)$
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		$1/(3,3 \times 10^1)$
	Décourt (1996)	SMC	$1/(2,1 \times 10^{10})$
	Chin (1970)		$1/(2,3 \times 10^{11})$
	Van der Veen (1953)		$1/(2,2 \times 10^8)$
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		$1/(6,8 \times 10^5)$
Gumbel	Décourt (1996)	AR	$1/(4,4 \times 10^5)$
	Chin (1970)		$1/(5,5 \times 10^5)$
	Van der Veen (1953)		$1/(1,8 \times 10^5)$
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		$1/(7,6 \times 10^3)$
	Décourt (1996)	SMC	$1/(2,1 \times 10^{19})$
	Chin (1970)		$1/(2,6 \times 10^{20})$
	Van der Veen (1953)		$1/(3,2 \times 10^{13})$
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		$1/(6,9 \times 10^{10})$

Curvas densidade de probabilidade	Métodos de extrapolação	Amostra	pf = 1/N
Weibull	Décourt (1996)	AR	1/(2,7x10 ⁴)
	Chin (1970)		1/(3,1x10 ⁴)
	Van der Veen (1953)		1/(2,3x10 ⁴)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(2,6x10 ³)
	Décourt (1996)	SMC	1/(2,6x10 ⁸)
	Chin (1970)		1/(7,5x10 ⁸)
	Van der Veen (1953)		1/(4,8x10 ⁷)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(1,5x10 ⁶)

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pf – Probabilidade de ruína.

Fonte: O autor (2019).

Tabela 28 - Resultados de probabilidade de ruína para as cdp com distribuição normal, de Gumbel e de Weibull, com resistências estimadas mediante os valores de carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios realizados na condição de subsolo inundado, para a obra de Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com solicitação da casa modelo Tipo 3.

Curvas densidade de probabilidade	Métodos de extrapolação	Amostra	pf = 1/N
Normal	Décourt (1996)	AR	1/(2,4x10 ¹)
	Chin (1970)		1/(2,0x10 ¹)
	Van der Veen (1953)		1/(2,1x10 ¹)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(2,0x10 ¹)
	Décourt (1996)	SMC	1/(1,0x10 ⁴)
	Chin (1970)		1/(1,2x10 ⁴)
	Van der Veen (1953)		1/(1,0x10 ⁴)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(7,7x10 ³)
Gumbel	Décourt (1996)	AR	1/(3,2x10 ³)
	Chin (1970)		1/(2,7x10 ³)
	Van der Veen (1953)		1/(2,9x10 ³)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(2,6x10 ³)
	Décourt (1996)	SMC	1/(1,2x10 ⁷)
	Chin (1970)		1/(1,4x10 ⁷)
	Van der Veen (1953)		1/(1,5x10 ⁷)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(9,0x10 ⁶)
Weibull	Décourt (1996)	AR	1/(2,0x10 ³)
	Chin (1970)		1/(1,7x10 ³)
	Van der Veen (1953)		1/(1,8x10 ³)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(1,7x10 ³)
	Décourt (1996)	SMC	1/(2,0x10 ⁵)
	Chin (1970)		1/(2,0x10 ⁵)
	Van der Veen (1953)		1/(1,8x10 ⁵)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(1,5x10 ⁵)

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pf – Probabilidade de ruína.

Fonte: O autor (2019).

Tabela 29 - Resultados de probabilidade de ruína para as cdp com distribuição normal, de Gumbel e de Weibull, com resistências estimadas mediante os valores de carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque agrupando os dados dos ensaios realizados na condição de subsolo natural e inundado, para a obra de Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com solicitação da casa modelo Tipo 3.

Curvas densidade de probabilidade	Métodos de extrapolação	Amostra	pf = 1/N
Normal	Décourt (1996)	AR	1/(3,4x10 ¹)
	Chin (1970)		1/(3,2x10 ¹)
	Van der Veen (1953)		1/(4,4x10 ¹)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(2,4x10 ¹)
	Décourt (1996)	SMC	1/(2,6x10 ³)
	Chin (1970)		1/(3,2x10 ³)
	Van der Veen (1953)		1/(1,0x10 ⁴)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(4,2x10 ³)
Gumbel	Décourt (1996)	AR	1/(8,0x10 ³)
	Chin (1970)		1/(7,2x10 ³)
	Van der Veen (1953)		1/(8,9x10 ³)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(4,0x10 ³)
	Décourt (1996)	SMC	1/(2,6x10 ⁸)
	Chin (1970)		1/(3,5x10 ⁸)
	Van der Veen (1953)		1/(1,6x10 ⁸)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(4,4x10 ⁷)
Weibull	Décourt (1996)	AR	1/(2,9x10 ³)
	Chin (1970)		1/(2,7x10 ³)
	Van der Veen (1953)		1/(3,4x10 ³)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(2,1x10 ³)
	Décourt (1996)	SMC	1/(5,6x10 ⁴)
	Chin (1970)		1/(6,6x10 ⁴)
	Van der Veen (1953)		1/(1,4x10 ⁵)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(7,4x10 ⁴)

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pf – Probabilidade de ruína.

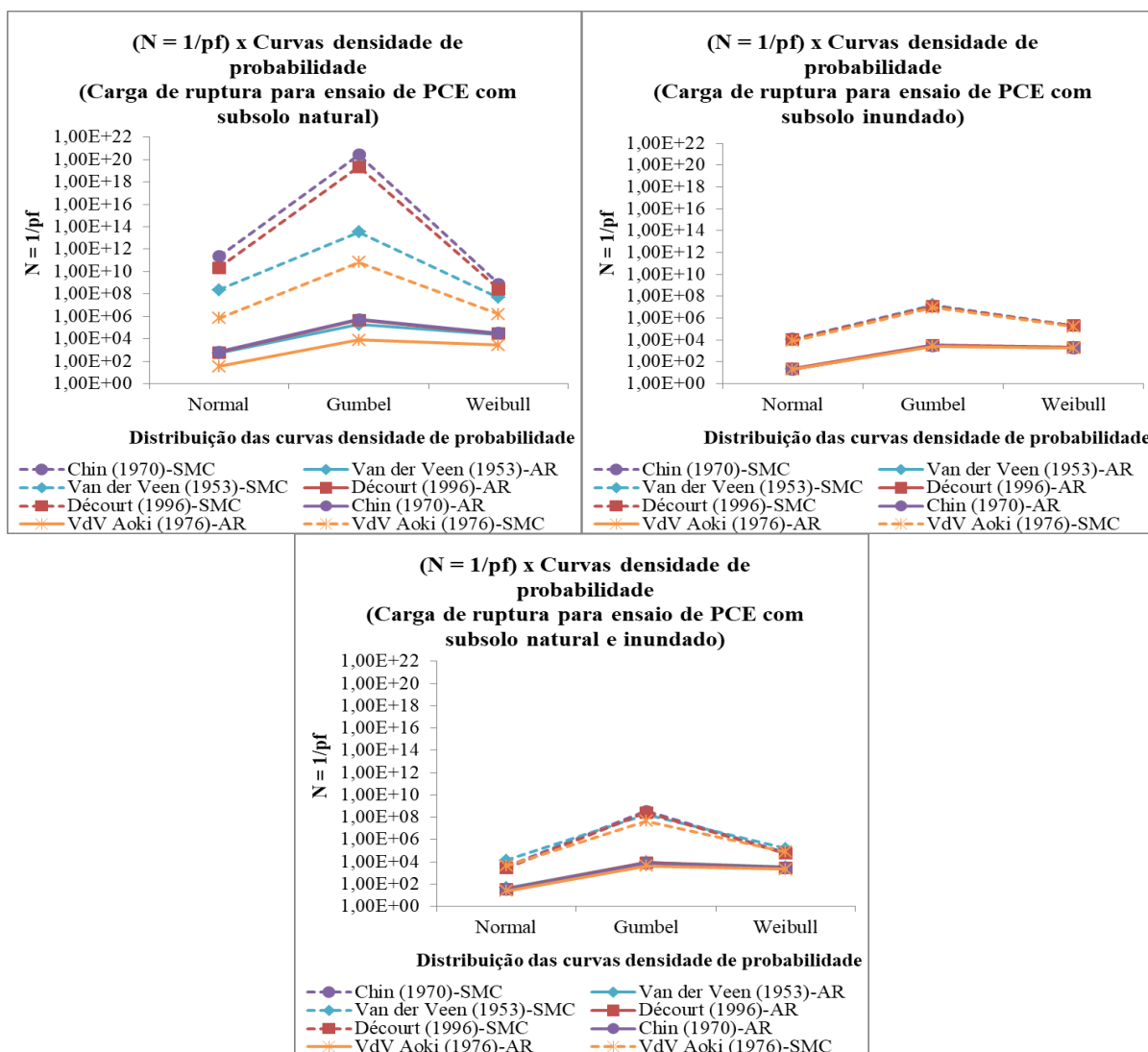
Fonte: O autor (2019).

Na Figura 65 são apresentados os resultados de probabilidade de ruína com a relação entre o inverso da probabilidade de ruína e as curvas densidade de probabilidade para as distribuições normal, de Gumbel e Weibull para os diferentes métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque para prova de carga estatática realizada na condição de subsolo natural, inundado e agrupando os dados de natural e inundado.

Os resultados de probabilidade de ruína para a amostra real apresentam os maiores valores quando analisados os dados de extrapolação das curvas carga vs recalque na condição de subsolo inundado para a curva densidade de probabilidade com distribuição normal.

Entretanto, quando aplicada a SMC os maiores valores de probabilidade de ruína são para a análise com valores de carga de ruptura agrupando os dados de prova de carga estática para condição de subsolo natural e inundado.

Figura 65 - Relação entre o inverso da probabilidade de ruína e as curvas densidade de probabilidade, para resistências estimadas por meio da extrapolação das curvas carga vs recalque para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.



Fonte: O autor (2019).

Nas análises com as três condições de subsolo as curvas densidade de probabilidade com distribuição de Gumbel e de Weibull apresentaram valores menores de probabilidade de ruína que as curvas com distribuição normal. Ocorre a exceção apenas para a amostra com aplicação da SMC para as cargas de ruptura com referência nos ensaios realizados na condição de subsolo natural, que as estimativas de probabilidade de ruína para os métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) apresentaram estimativas maiores de probabilidade de ruína para a curva densidade de probabilidade com distribuição de Weibull.

As probabilidades de ruína estimadas para a amostra real são maiores que as estimadas para o amostra com aplicação da SMC para todos os métodos de extrapolação, quando são comparados para a mesma curva densidade de probabilidade.

Na análise das estimativas de probabilidade de ruína para as cargas de ruptura estimadas mediante os métodos de extrapolação, com ensaios de prova de carga estática realizados na condição de subsolo natural, para a amostra real, os métodos de extrapolação apresentam ordem de grandeza distinta na estimativa de probabilidade de ruína, contudo, quando é aplicada a SMC as estimativas de probabilidade de ruína diferem consideravelmente a depender do método de extrapolação, com método sugerido por Van der Veen modificado por Aoki apresentando valores de probabilidade de ruína maiores que os outros métodos de extrapolação. O fato ocorre devido a previsibilidade de recalques progressivos realizada pelo método de extrapolação sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976), na extrapolação das curvas carga vs recalque.

Na análise das estimativas de probabilidade de ruína para as cargas de ruptura estimadas mediante os métodos de extrapolação, com ensaios de prova de carga estática realizado na condição de subsolo inundado, para as amostras real e com aplicação da SMC, todos os métodos de extrapolação apresentam a mesma ordem de grandeza na estimativa de probabilidade de ruína, entretanto, para os ensaios de prova de carga estática realizado na condição de subsolo agrupando os dados de natural e inundado, para a amostra com aplicação da SMC, os métodos de extrapolação exercem influência nas estimativas de probabilidade de ruína da obra.

A análise das carga de ruptura que representa a condição de operação das obras assentes em solos colapsíveis é a que agrupa os dados de subsolo na umidade natural e inundado, pois a obras deve operar em períodos secos e chuvosos e deve apresentar áreas mais propícias a infiltração de água no subsolo que outras, fazendo variar a umidade do subsolo na operação das casa. A análise de probabilidade de ruína nesta condição é a que apresenta os valores mais elevados de probabilidade de ruína para as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal.

4.1.7 Resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III

Foram realizadas análises para os níveis de rigor de confiabilidade Zero (com fator de segurança global), I (com fatores de segurança parciais segundo recomendações da NBR 6122/2010), II (com índice de confiabilidade proveniente da amostra real) e III (com índice de confiabilidade proveniente da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo). Os índices

de confiabilidade estimados para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III consideram os resultados de probabilidade de ruína obtidos para as análises realizadas com as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para a amostra real e para a amostra com a aplicação da simulação Monte Carlo.

Na Tabela 30 são apresentados os resultados de fator de segurança global, resistência e solicitação de projeto e índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo para a análise realizada com a resistência obtida mediante as estimativas de capacidade de carga das estacas referenciadas em ensaios a percussão e obtidas por meio dos métodos semiempíricos sugeridos por Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Teixeira (1996).

Tabela 30 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III considerando amostra real e amostra com aplicação da simulação Monte Carlo para valores de resistência estimados por meio de métodos semiempíricos de capacidade de carga, para casa modelo Tipo 3, da obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maira da Boa Vista-PE.

Métodos semiempíricos	Amostra	Nível de confiabilidade					
		Zero		I		II	III
		FS	Sd (kN)	Condição $\leq R_d$	Sd	Rd (kN)	(β_{AR}) (β_{SMC})
Aoki e Velloso (1975)	AR	2,4	138,7	Não Atende	111,3	0,9	-
Décourt (1996)		3,8	138,7	Atende	173,4	1,0	-
Teixeira (1996)		3,4	138,7	Atende	156,0	1,0	-
Aoki e Velloso (1975)	SMC	2,8	113,9	Atende	129,3	-	2,0
Décourt (1996)		4,5	114,0	Atende	208,2	-	2,2
Teixeira (1996)		4,0	114,4	Atende	185,3	-	2,1

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

Analisando os resultados, pode-se perceber que as estimativas de capacidade de carga para a análise com nível de rigor de confiabilidade Zero, considerando como valor de referência o fator de segurança 2 recomendado pela NBR 6122/2010 para fundações profundas, apresenta-se aceitável para todos os métodos semiempíricos analisados.

Os resultados, para a análise com nível de rigor de confiabilidade I, mostram-se aceitáveis para todos os métodos semiempíricos na amostra com aplicação da SMC, porém mostra-se não aceitável para o método semiempírico sugerido por Aoki e Velloso (1975) na amostra real e se mostra aceitável para os métodos semiempíricos sugeridos por Décourt (1996) e Teixeira (1996) na amostra real.

Na Tabela 31 são apresentadas as avaliações dos índices de confiabilidade estimados para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III, apresentados na Tabela 30, segundo as recomendações da norma MIL-STD-882, com as classificações quanto à

ocorrência e o tempo de recorrência, segundo as recomendações do Eurocode EN (1990), para obras classificadas como RC2, segundo as recomendações da JCSS (2000), para obras classificadas como B e 2, e segundo as recomendações de Meyerhof (1995).

Tabela 31 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da SMC para as resistências estimadas por métodos semiempíricos de capacidade de carga para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Métodos semiempíricos	Amostra	Ocorrência	Tempo de recorrência	Eurocode EN (1990) (RC2) ($\beta = 3,8$)	JCSS (2000) (B e 2) ($\beta = 4,2$)	Segundo Meyerhof (1995) (pf < 1/2.500)
Aoki e Velloso (1975)	AR	Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Décourt (1996)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Teixeira (1996)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Aoki e Velloso (1975)	SMC	Provável	1 mês	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Décourt (1996)		Provável	1 mês	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Teixeira (1996)		Provável	1 mês	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

Analisando a classificação apresentada na Tabela 31, para as amostras real e com aplicação da SMC, todos os métodos de estimativa de capacidade de carga das estacas apresentam-se não aceitáveis segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990), pela JCSS (2000) e segundo Meyerhof (1995). Portanto, para as análises considerando nível de rigor de confiabilidade II e III os resultados de índice de confiabilidade, para os três métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga, não são aceitáveis.

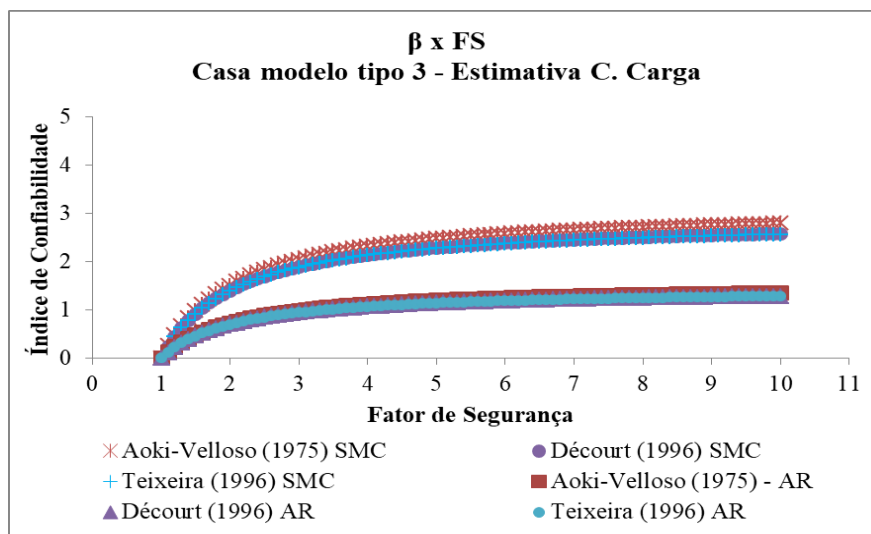
As estimativas de capacidade de carga mostram-se seguras para os métodos sugeridos por Decourt (1996) e Teixeira (1996) para as amostras real e com aplicação da SMC para os níveis de rigor de confiabilidade zero e I, porém, mostram-se não aceitáveis para as análises com níveis de rigor de confiabilidade II e III.

As estimativas de capacidade de carga mostram-se seguras para o método sugerido por Aoki e Velloso (1975), para a amostra real, com o nível e rigor de confiabilidade zero, porém, mostra-se não aceitável para os níveis de rigor de confiabilidade I, II e III. Já para a amostra com aplicação da SMC, para os níveis de rigor de confiabilidade zero e I, se mostra aceitável e mostram-se não aceitável para as análises com níveis de rigor de confiabilidade II e III.

Na Figura 66 é apresentada uma curva que relaciona índice de confiabilidade com

fator de segurança, dando origem a uma análise paramétrica, onde o índice de confiabilidade é calculado, por meio da Equação 30, com referência nos valores de fator de segurança variando de 1 a 10 e nos valores de coeficiente de variação de resistência (v_r), para cada método semiempírico de estimativa de capacidade de carga nas amostras real e com aplicação da SMC, e coeficiente de variação de solicitação (v_s), para casa modelo Tipo 3.

Figura 66 - Curva $\beta \times FS$ para análise dos resultados de capacidade de carga estimados por intermédio de métodos semiempíricos, considerando a casa modelo Tipo 3, na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.



AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

Analisando a Figura 66 pode-se perceber que a relação entre o índice de confiabilidade e o fator de segurança não é proporcional, uma vez que as curvas apresentam uma deflexão no trecho inicial e após tomam uma forma reta, convergindo para um valor máximo de índice de confiabilidade.

As curvas apresentadas na Figura 66 apresentam formas diferentes para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo. Ainda analisando as curvas torna-se evidente que o aumento do fator de segurança global não representa uma aumento significativo no índice de confiabilidade, onde mesmo utilizando um fator de segurança igual a 10 não se atingem um índice de confiabilidade recomendado pelo Eurocode EM (1990) nem pela JCSS (2000) para as estimativas de capacidade de carga pelos diferentes métodos semiempíricos.

Na Tabela 32 são apresentados os resultados de fator de segurança global, fatores de segurança parciais e índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo para a análise realizada com a resistência obtida por meio das cargas de ruptura das estacas referenciada na extrapolação das curvas carga vs recalque, provenientes dos ensaios de prova de carga estática realizados na condição de subsolo natural, inundado e

agrupando os dados natural e inundado, mediante os métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996), Chin (1970), Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976), para a casa modelo Tipo 3.

Tabela 32 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III, para valores de resistência estimadas mediante a carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque, para a obra de Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Métodos de extrapolação	Amostra / Condição do subsolo	Nível de confiabilidade					
		Zero		I		II	III
		FS	Sd (kN)	Condição $Sd \leq Rd$	Rd (kN)	(β_{AR})	(β_{SMC})
Décourt (1996)	AR / Natural	2,6	138,7	Não Atende	117,5	2,9	-
Chin (1970)		2,6	138,7	Não Atende	117,9	3,0	-
Van der Veen (1953)		2,4	138,7	Não Atende	107,5	2,9	-
Van der Veen mod. Aoki (1976)		2,2	138,7	Não Atende	99,6	1,9	-
Décourt (1996)	SMC / Natural	2,6	113,8	Atende	120,8	-	6,6
Chin (1970)		2,6	114,1	Atende	121,5	-	6,9
Van der Veen (1953)		2,3	114,6	Não Atende	104,2	-	5,8
Van der Veen mod. Aoki (1976)		2,2	114,0	Não Atende	100,4	-	4,7
Décourt (1996)	AR / Inundado	1,8	138,7	Não Atende	82,9	1,7	-
Chin (1970)		1,8	138,7	Não Atende	82,1	1,7	-
Van der Veen (1953)		1,8	138,7	Não Atende	82,7	1,7	-
Van der Veen mod. Aoki (1976)		1,8	138,7	Não Atende	82,0	1,6	-
Décourt (1996)	SMC / Inundado	1,8	114,0	Não Atende	84,8	-	3,8
Chin (1970)		1,8	114,1	Não Atende	85,0	-	3,8
Van der Veen (1953)		1,8	114,1	Não Atende	84,9	-	3,7
Van der Veen mod. Aoki (1976)		1,8	114,3	Não Atende	84,2	-	3,6
Décourt (1996)	AR / Natural e Inundado	2,2	138,7	Não Atende	100,2	1,9	-
Chin (1970)		2,2	138,7	Não Atende	100,0	1,9	-
Van der Veen (1953)		2,1	138,7	Não Atende	95,1	2,0	-
Van der Veen mod. Aoki (1976)		2,0	138,7	Não Atende	90,8	1,7	-
Décourt (1996)	SMC / Natural e Inundado	2,2	114,2	Não Atende	104,0	-	3,3
Chin (1970)		2,2	114,0	Não Atende	104,2	-	3,4
Van der Veen (1953)		2,0	113,6	Não Atende	94,1	-	3,7
Van der Veen mod. Aoki (1976)		2,0	114,1	Não Atende	93,5	-	3,5

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo ; FS – Fator de Segurança Global; Sd – Solicitação de projeto; Rd – Resistência de projeto; β_{AR} – Índice de confiabilidade para a amostra real; β_{SMC} – Índice de confiabilidade para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

Analisando os resultados apresentados na Tabela 32, pode-se perceber que as estimativas de carga de ruptura para a análise com nível de rigor de confiabilidade Zero, considerando como valor de referência o fator de segurança 2 recomendado pela NBR 6122/2010 para fundações profundas, apresenta-se aceitável para todos os métodos de extrapolação analisados, para as amostras reais e com aplicação da SMC, para a análise na condição de subsolo natural. Na condição de subsolo inundado todos os métodos de extrapolação apresentam fator de segurança menor que o recomendado pela NBR 6122/2010 e na condição de dados agrupados de subsolo natural e inundado todos os métodos apresentam fator de segurança aceitável segundo a NBR 6122/2010. Portanto, a condição de análise mais crítica para o nível de rigor de confiabilidade zero é com os dados de prova de carga estática proveniente de ensaio com o subsolo na condição inundado.

O método semiempírico de estimativa de capacidade de carga que apresenta fator de segurança, nas amostras reais e com aplicação da SMC, mais próximo aos valores observados na carga de ruptura, com referência nos ensaios de prova de carga estática realizadas na condição de subsolo natural, é o sugerido por Aoki e Velloso (1975). Os demais métodos semiempíricos apresentam fatores de segurança maiores que os observados para as cargas de ruptura mencionada.

Os resultados apresentados na Tabela 32, para a análise com nível de rigor de confiabilidade I, mostra-se aceitável apenas para os métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) na amostra com aplicação da SMC, porém mostra-se não aceitável para os mesmos métodos na amostra real, para condição de subsolo natural. Para condição de subsolo natural os métodos de extrapolação sugeridos por Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976) mostram-se não aceitáveis para as amostras reais e com aplicação da SMC. Na condição de subsolo inundado e na condição onde os dados de natural e inundado são agrupados nenhum dos métodos de extrapolação mostra-se aceitável para a análise com nível de rigor de confiabilidade I, para as amostras reais e com aplicação da SMC. Os menores valores estimados para resistência de projeto (R_d) para amostra real e amostra com aplicação da SMC, é para as cargas de ruptura obtidas por meio dos ensaios de prova de carga estática realizados com o subsolo na condição inundado, portanto, a condição de análise mais crítica para o nível de rigor de confiabilidade I é com os dados de prova de carga estática proveniente de ensaio com o subsolo na condição inundado.

Na análise de carga de ruptura considerando solos colapsíveis a condição mais crítica em termos de análise probabilística, no nível de rigor de confiabilidade III, é aquela que realiza a união dos dados de resistência das estacas ensaiadas com prova de carga estática na

condição de subsolo natural e inundado, com os dados sendo analisados de forma agrupada. Quando os solos colapsíveis são analisados mediante os níveis de rigor de confiabilidade zero, I e II a amostra mais crítica de segurança é aquela que apresenta os dados de resistência para o subsolo na condição inundado.

Na Tabela 33 são apresentadas as avaliações dos índices de confiabilidade estimados para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III, apresentados na Tabela 32, segundo as recomendações da norma MIL-STD-882, do Eurocode EN (1990), da JCSS (2000) e segundo Meyerhof (1995).

Tabela 33 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as resistências obtida por intermédio da extrapolação das curvas carga vs recalque para obtenção da carga de ruptura das estacas da obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, para casa modelo Tipo 3.

Métodos de extrapolação	Amostra	Ocorrência	Tempo de recorrência	Eurocode EN (1990) (RC2) ($\beta = 3,8$)	JCSS (2000) (B e 2) ($\beta = 4,2$)	Segundo Meyerhof (pf < 1/2.500)
Décourt (1996)	AR / Natural	Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Chin (1970)		Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Van der Veen (1953)		Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Van der Veen mod. Aoki (1976)		Provável	1 mês	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Décourt (1996)	SMC / Natural	Impossível na prática	1000 anos	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Chin (1970)		Impossível na prática	1000 anos	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Van der Veen (1953)		Impossível na prática	1000 anos	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Van der Veen mod. Aoki (1976)		Impossível na prática	1000 anos	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Décourt (1996)	AR / Inundado	Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Chin (1970)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Van der Veen (1953)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Van der Veen mod. Aoki (1976)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Décourt (1996)	SMC / Inundado	Remota	10 anos	Aceitável	Não aceitável	Aceitável
Chin (1970)		Remota	10 anos	Aceitável	Não aceitável	Aceitável
Van der Veen (1953)		Remota	10 anos	Não aceitável	Não aceitável	Aceitável
Van der Veen mod. Aoki (1976)		Remota	10 anos	Não aceitável	Não aceitável	Aceitável
Décourt (1996)	AR / Natural e	Provável	1 mês	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável

Métodos de extrapolação	Amostra	Ocorrência	Tempo de recorrência	Eurocode EN (1990) (RC2) ($\beta = 3,8$)	JCSS (2000) ($B = 2$) ($\beta = 4,2$)	Segundo Meyerhof ($pf < 1/2.500$)
Chin (1970)	Inundado	Provável	1 mês	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Van der Veen (1953)		Provável	1 mês	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Van der Veen mod. Aoki (1976)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Décourt (1996)	SMC / Natural e Inundado	Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Aceitável
Chin (1970)		Remota	10 anos	Não aceitável	Não aceitável	Aceitável
Van der Veen (1953)		Remota	10 anos	Não aceitável	Não aceitável	Aceitável
Van der Veen mod. Aoki (1976)		Remota	10 anos	Não aceitável	Não aceitável	Aceitável

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

Analisando a classificação apresentada na Tabela 33, para amostra real na condição de subsolo natural, todos os métodos de extrapolação apresentam-se não aceitáveis segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990), pela JCSS (2000) e segundo Meyerhof (1995). Já para a amostra com aplicação da SMC, todos os métodos de extrapolação apresentam-se aceitáveis segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990), pela JCSS (2000) e segundo Meyerhof (1995). Tal resultado probabilístico representa um risco na análise de carga de ruptura, onde há ocorrência de solos colapsíveis, pois, os valores de índice de confiabilidade para a amostra com aplicação da SMC mostram-se seguros, porém, a amostra analisada não é a mais crítica, induzindo a análise ao erro.

Analisando a classificação apresentada na Tabela 33, para amostra real na condição de subsolo inundado, todos os métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque que deram origem as cargas de ruptura das estacas apresentam-se não aceitáveis segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990), pela JCSS (2000) e segundo Meyerhof (1995). Já analisando a amostra com aplicação da SMC na condição de subsolo inundado, todos os métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque apresentam-se aceitáveis segundo as recomendações de Meyerhof (1995), mas para as recomendações do Eurocode EM (1990) apenas os métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) apresentaram-se aceitáveis e todos os métodos se mostraram não aceitáveis segundo os critérios estabelecidos pela JCSS (2000).

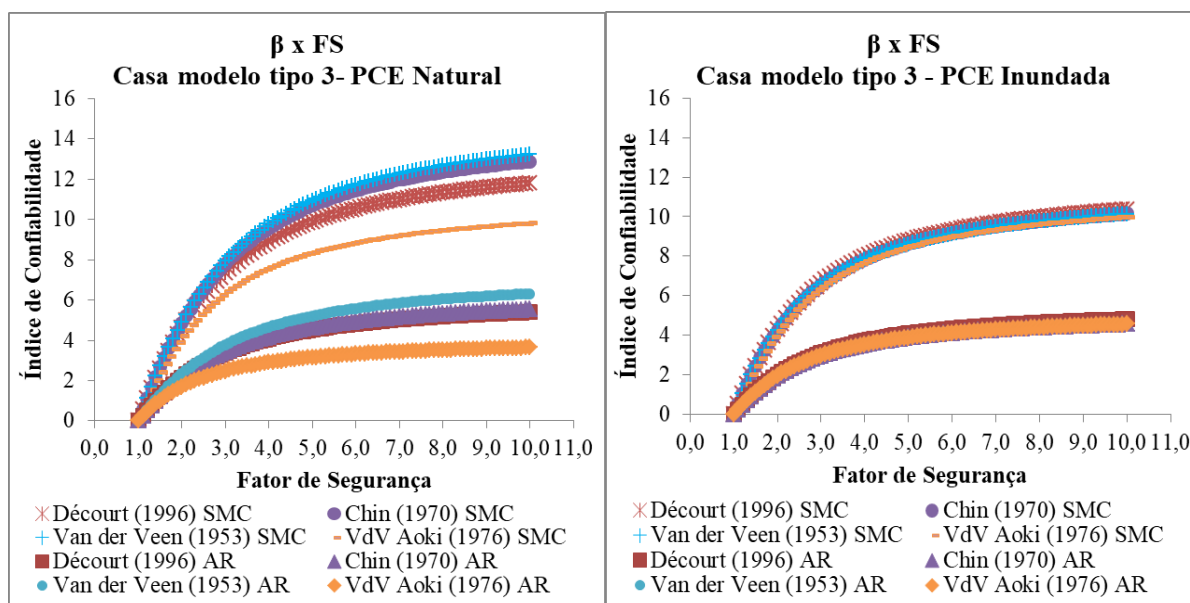
Analisando a classificação apresentada na Tabela 33, para amostra real na condição que agrupa os dados de subsolo natural e inundado, os métodos de extrapolação das curvas

carga vs recalque sugeridos por Décourt (1996), Chin (1970), Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976) apresentam-se não aceitáveis segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990), pela JCSS (2000) e segundo Meyerhof (1995).

Analisando a classificação apresentada na Tabela 33, para amostra com aplicação da SMC na condição que agrupa os dados de subsolo natural e inundado, todos os métodos de extrapolação apresentam-se não aceitáveis segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990), pela JCSS (2000) e apresentam-se aceitáveis segundo Meyerhof (1995). Portanto, para amostras de solo colapsível na análise com nível de rigor de confiabilidade III a condição mais crítica é aquela que agrupa os dados de resistência para condição de subsolo natural e inundado. Na operação das casas modelo tipo 3, executadas com fundação em estacas, não foram identificados danos nas edificações que caracterizem a ruína da casa, logo remete a suposição que os critérios de análise estabelecidos pela Eurocode EM (1990) e pela JCSS (2000) são conservadores, sendo o limite estabelecido por Meyerhof (1995) mais condizente com a realidade de operação da obra.

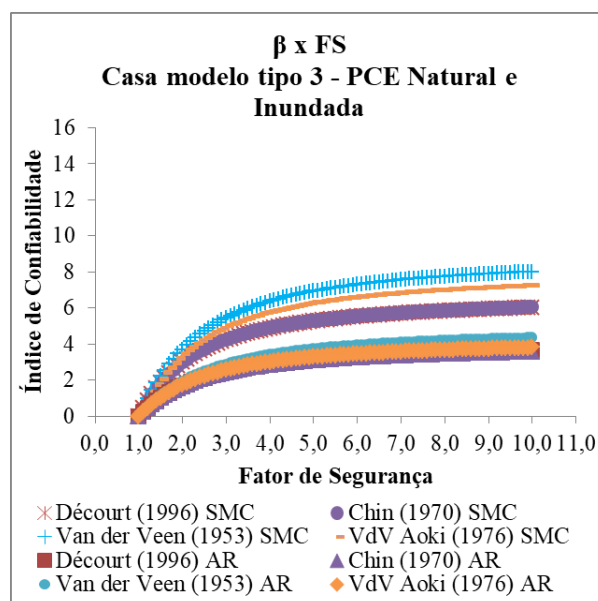
Na Figura 67 são apresentadas curvas que relacionam índice de confiabilidade com fator de segurança, para cada método de extrapolação das curvas carga vs recalque nas amostras real e com aplicação da SMC, para ensaios de prova de carga estática realizados nas condições de subsolo natural, inundado e agrupando os dados natural e inundado.

Figura 67 - Curva $\beta \times FS$ para análise dos resultados de carga de ruptura, na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.



Fonte: O autor (2019).

Figura 67 - Curva β x FS para análise dos resultados de carga de ruptura, na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE. (Continuação)



Fonte: O autor (2019).

Analisando a Figura 67 pode-se perceber que para cada amostra a curva que relaciona β vs FS assume formas distintas, fazendo variar a relação entre fator de segurança e índice de confiabilidade. Pode-se perceber também que cada método de extrapolação assume uma curva distinta, que as vezes coincidem em sua trajetória, portanto, os métodos de extrapolação apresentam índices de confiabilidade distintos para um mesmo fator de segurança, onde uns métodos necessitam de um fator de segurança maior e outros menor para atingir o índice de confiabilidade recomendado pelas referências literárias e pelas normas internacionais.

Para os três gráficos apresentados na Figura 67 pode-se perceber que as amostras com aplicação da simulação Monte Carlo apresentam índices de confiabilidade maiores para fatores de segurança menores, quando comparadas as curvas geradas para as amostras reais.

Analisando as curvas apresentadas na Figura 67 a amostra com aplicação da SMC para condição de subsolo natural e inundado é a que apresenta os menores valores de índice de confiabilidade, quando comparada com as amostras para condição de subsolo natural ou inundado. Demonstrando mais uma vez que a condição mais crítica na análise de solos colapsíveis é quando se agrupa os dados de resistência na condição de subsolo natural e inundado.

A condição recomendada para análise de projeto no estado limite último nos níveis de rigor de confiabilidade zero e I é com o subsolo inundado, pois se trabalha com os menores valores de resistência, obtendo os menores valores de fator de segurança global e de resistência de projeto.

A condição recomendada para análise de projeto no estado limite último nos níveis de rigor de confiabilidade II e III é com os dados agrupados de subsolo na condição natural e inundado, pois desta forma se tem os valores mais críticos de probabilidade de ruína e de índice de confiabilidade da obra, e é a forma que melhor representa a operação da obra.

Apenas a análise probabilística para nível de rigor de confiabilidade III demonstra que os dados agrupados para condição de subsolo natural e inundado, na análise de carga de ruptura das estacas assentes em solos colapsíveis, é a condição mais crítica para valores de probabilidade de ruína e índice de confiabilidade, evidenciando que a análise probabilística para nível de rigor de confiabilidade II, não interpreta bem o comportamento dos resultados de carga de ruptura dos solos colapsíveis, entretanto, o resultado obtido é a favor da segurança, não representando um risco na segurança da análise.

Quando a análise de projeto é realizada para níveis de rigor de confiabilidade II e III as estimativas de capacidade de carga mostram que a segurança não é atingida, apresentando uma condição mais crítica que na análise com carga de ruptura, ficando assim, a análise de projeto a favor da segurança para os três métodos de estimativa de capacidade de carga. Quando a análise é realizada para níveis de rigor de confiabilidade zero e I as estimativas de capacidade de carga mostram a obra como segura, ficando neste caso contra a segurança.

4.2 RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELU PARA O CAMPO EXPERIMENTAL DA UnB EM BRASÍLIA-DF

São apresentadas as análises estatísticas dos valores de estimativa de capacidade de carga por meio de métodos semiempíricos e os valores de carga de ruptura obtidos por intermédio das extrapolações das curvas carga vs recalque provenientes das provas de carga estática realizadas nas estacas escavadas executadas no campo experimental da UnB em Brasília-DF e por fim os resultados para análise probabilística no ELU.

Na análise do desempenho das estacas executadas no campo experimental da UnB são considerados os valores de solicitação da casa modelo Tipo 3, que foram apresentadas no item 4.1.1 deste trabalho, junto com sua análise estatística.

4.2.1 **Análise estatística das resistências estimadas mediante a capacidade de carga das estacas**

As estimativas da capacidade de carga das estacas E1, E2, E4 e E7, são realizadas por meio dos métodos semiempíricos recomendados por Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Teixeira (1996), com referência nas sondagens SPT. Na Tabela A.2 do Apêndice A são

apresentados os valores obtidos em cada método de estimativa de capacidade de cargas das estacas. Na Figura B.5 do Apêndice B são apresentados os histogramas com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC para os valores de resistência dos métodos semiempíricos.

Na Tabela 34 são apresentados os resultados estatísticos das estimativas de capacidade de carga realizadas para cada método semiempírico utilizado na análise.

Tabela 34 - Resultados estatísticos de resistência obtidos mediante as estimativas de capacidade de carga com referência em métodos semiempíricos, para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB.

Método semiempírico de estimativa de capacidade de carga	Amostra	Resistência média - $R_{méd}$ (kN)	Desvio padrão da resistência - σ_r (kN)	Coefficiente de variação da resistência - v_r	Resistência máxima (kN)	Resistência mínima (kN)
Aoki e Velloso (1975)	AR	85,7	19,7	0,23	127,0	54,0
	SMC	88,8	15,1	0,17	126,6	54,5
Décourt (1996)	AR	139,5	9,3	0,07	158,0	124,0
	SMC	140,5	6,9	0,05	157,7	124,1
Teixeira (1996)	AR	161,9	34,3	0,21	231,0	119,0
	SMC	170,6	23,2	0,14	230,0	119,2

AR - amostra real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

O método semiempírico de estimativa de capacidade de carga sugerido por Aoki e Velloso (1975) é o que apresenta a menor resistência média, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo. Já o método semiempírico sugerido por Teixeira (1996) é o que apresenta as maiores estimativas de capacidade de carga para as estacas nas duas amostras.

O método semiempírico que apresenta a menor dispersão dos valores de resistência, com coeficiente de variação igual a 7% na amostra real e 5% na amostra com aplicação da SMC, é o sugerido por Décourt (1996).

A amostra da simulação Monte Carlo apresenta nas resistências para os três métodos de estimativa de capacidade de carga, uma dispersão dos valores com menor desvio padrão e menor coeficiente de variação, que os observados na amostra real, evidenciando uma condição típica da aplicação da simulação Monte Carlo, para distribuição de probabilidade triangular, que melhora a qualidade da amostragem estatística e diminuindo a dispersão dos resultados.

4.2.2 Análise estatística das resistências obtidas mediante a carga de ruptura das estacas

Para obtenção da carga de ruptura das estacas foi realizada a extrapolação das curvas

carga vs recalque, para as quatro estacas estudadas, por intermédio dos métodos de extrapolação sugeridos por: Van der Veen (1953); Van der Veen modificado por Aoki (1976); Décourt (1996); Chin (1970). Na Figura C.2 do Apêndice C são apresentadas as curvas carga vs recalque extrapoladas para as estacas E1, E2, E4 e E5, com referência nos ensaios realizados no Campo Experimental da UnB em diferentes meses do ano, a fim de verificar a influência da variação sazonal na resistência das estacas.

Na extrapolação das curvas carga vs recalque da estaca E4 a curva de extrapolação do método sugerido por Van der Veen (1953) não convergiu, assumindo uma forma retilínea e aberta, levando a carga de ruptura obtida por intermédio deste método há valores muito maiores, quando comparada as estimativas para os outros métodos de extrapolação para a mesma estaca, logo a carga de ruptura desta estaca para o método em questão está sendo desconsiderada na análise probabilística.

Nas quatro estacas ensaiadas no Campo Experimental da UnB, a curva extrapolada pelos métodos sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) assumem formas parecidas, chegando a se sobrepor em alguns casos.

O método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) gerou trajetória da curva carga vs recalque extrapolada indicando recalque progressivo das estacas sem acréscimo de carga para os ensaios realizados, portanto, o método de extrapolação na análise das estacas previu que o solo é propício ao colapso, apresentando os comportamentos das curvas extrapoladas mais pessimistas.

Na Tabela D.2 no Apêndice D são apresentados os valores de carga de ruptura de cada estaca para os diferentes métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque. Na Figura B.6 do Apêndice B são apresentados os histogramas com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC para os valores de resistência dos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque.

Na Tabela 35 são apresentados os resultados estatísticos de resistência obtidos para a carga de ruptura das estacas obtida com a extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.

Dentre os métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque o que leva a maiores valores de resistência média, para ensaios de PCE realizados em diferentes meses do ano, é o sugerido por Décourt (1996), que apresenta valores muito próximos do método de extrapolação sugerido por Chin (1970). O método de extrapolação que apresenta a menor resistência média para ensaios de PCE é o sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976).

Tabela 35 - Resultados estatísticos de resistência obtida por intermédio da carga de ruptura das estacas com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.

Método de extrapolação	Amostra	Resistência média - $R_{méd}$ (kN)	Desvio padrão da resistência - σ (kN)	Coeficiente de variação da resistência - v_r	Resistência máxima (kN)	Resistência mínima (kN)
Décourt (1996)	AR	378,5	64,11	0,17	424,0	285,0
	SMC	362,3	29,24	0,08	423,3	286,6
Chin (1970)	AR	373,3	64,00	0,17	418,0	281,0
	SMC	357,4	28,66	0,08	417,6	281,7
Van der Veen (1953)	AR	335,0	52,72	0,16	380,0	277,0
	SMC	330,6	21,02	0,06	379,3	277,3
VdV Aoki (1976)	AR	296,8	34,18	0,12	340,0	263,0
	SMC	299,9	15,83	0,05	339,6	263,5

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

No ensaio de prova de carga estática com amostra real os métodos de extrapolação que apresentam a maior dispersão nas cargas de ruptura são os sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) com coeficiente de variação de 17%. Já o método de extrapolação sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) apresenta a menor dispersão nos resultados, com coeficiente de variação de resistência igual a 12%.

Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo as resistências médias dos métodos de extrapolações sugeridos por Décourt (1996), Chin (1970) e Van der Veen (1953) apresentaram uma diminuição em relação as obtidas com amostra real. Já no método de extrapolação sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) houve um aumento na resistência média em relação a amostra real, porém a ordem de grandeza é mantida.

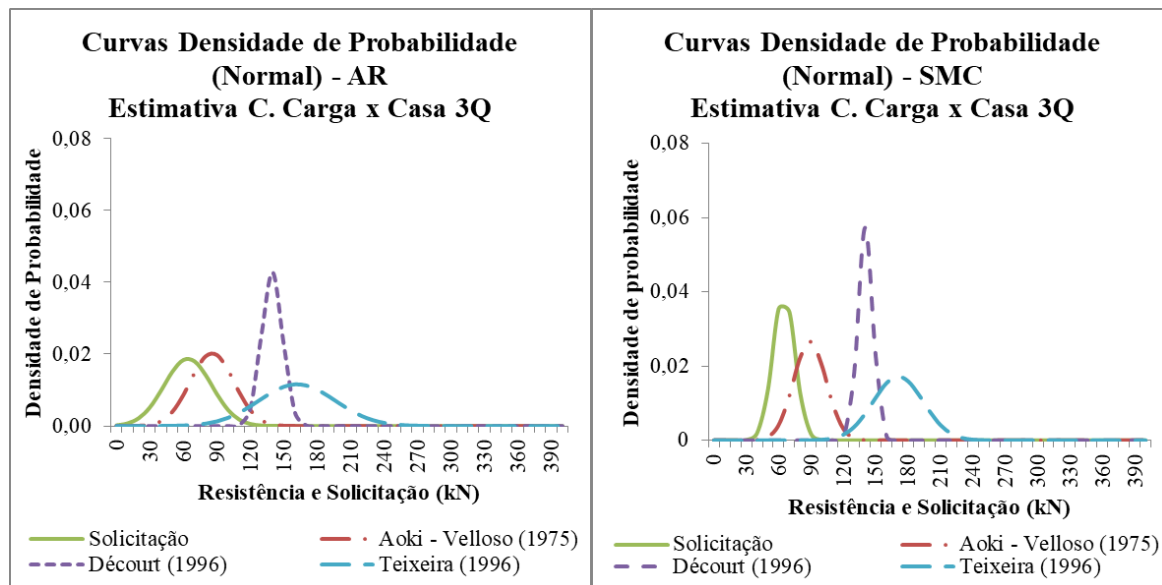
A dispersão da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo diminuiu para todos os métodos de extrapolação em relação a dispersão observada na amostra real. Os métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) apresentam a mesma dispersão dos resultados de carga de ruptura para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, com coeficiente de variação igual a 8%. Já o método sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) apresenta a menor dispersão dos resultados para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo com coeficiente de variação igual a 5%.

As estimativas de capacidade de carga com referência nos três métodos semiempíricos apresentaram valores próximos a metade da carga de ruptura das estacas, mostrando que as estimativas de projeto por intermédio dos três métodos semiempíricos são pessimistas para essa análise e ficam a favor da segurança.

4.2.3 Análise das curvas densidade de probabilidade no ELU

Na Figura 68 são apresentadas as curvas densidade de probabilidade de resistência, para cada método de estimativa de capacidade de carga, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo com distribuição normal.

Figura 68 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as resistências obtidas por intermédio dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga, para amostra real e amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, com referência nas estacas executadas no Campo Experimental da UnB.



Fonte: O autor (2019).

Nas curvas densidade de probabilidade para a amostra real (AR) a curva de solicitação apresenta uma dispersão menor que a observada nas estimativas de capacidade de carga pelo método sugerido por Teixeira (1996). Já a curva de resistência para o método semiempírico sugerido por Décourt (1996) apresenta uma dispersão dos valores de capacidade de carga menor que a dispersão da solicitação.

O método de estimativa de capacidade de carga sugerido por Teixeira (1996) é o que apresenta a maior dispersão dos resultados, para amostra real, e o método que apresenta a menor dispersão dos resultados é o sugerido por Décourt (1996). A curva do método semiempírico sugerido por Aoki e Velloso (1975) é a que apresenta a menor resistência média, ficando assim mais próxima da solicitação média, gerando a maior área da convolução das funções abaixo da interseção das curvas de resistência e solicitação, sendo aquele que apresenta a maior probabilidade de ruína, para amostra real. Portanto, neste caso, a curva de resistência que apresenta a maior dispersão dos resultados não é a que apresenta a maior probabilidade de ruína.

Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, tanto as curvas de resistência como as curvas de solicitação diminuíram a dispersão dos valores, tomando as curvas formas

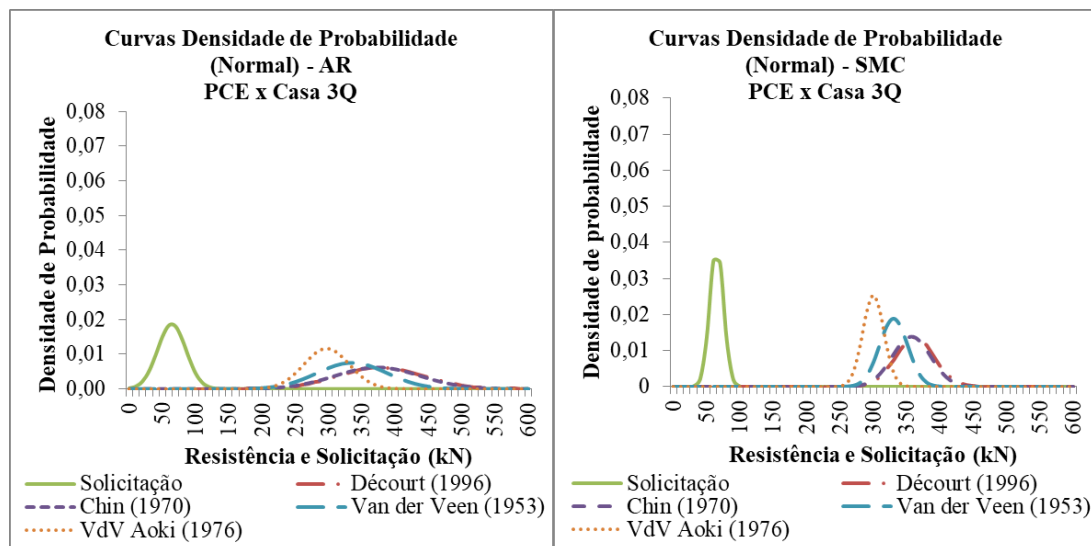
mais alongadas e menos alargadas. Entretanto a curva de solicitação ainda apresenta uma dispersão menor que a observada nas estimativas de capacidade de carga pelo método sugerido por Teixeira (1996) e maior que a curva do método sugerido por Décourt (1996). Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo o método de estimativa de capacidade de carga que apresenta a maior área de possível ruína ainda é o sugerido por Aoki e Velloso (1975).

Cada método semiempírico de estimativa de capacidade de carga apresenta uma curva densidade de probabilidade distinta na análise, demonstrando que o método utilizado na estimativa de capacidade de carga influencia na dispersão dos valores e na estimativa de probabilidade de ruína, tal comportamento concide com o observado por Silva Neto e Oliveira (2018).

Na Figura 69 são apresentadas as curvas normais de resistência, para carga de ruptura, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, considerando a extrapolação das curvas carga vs recalque das estacas ensaiadas por prova de carga estática no Campo Experimental da UnB.

A curva de resistência do método de extrapolação sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) apresenta-se mais próxima da curva de solicitação, porque a $R_{méd}$ é menor em relação às outras curvas de resistência. A dispersão da curva de resistência pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) também é menor que a apresentada nos outros métodos de extrapolação, portanto, a curva de resistência deste método apresenta-se menos alargada e com maior densidade de probabilidade em relação aos outros métodos de resistência, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da SMC.

Figura 69 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as resistências obtidas por intermédio das cargas de ruptura, com referência nas estacas executadas no Campo Experimental da UnB.



Fonte: O autor (2019).

Tanto a média como a dispersão da curva de resistência pelo método de Van der Veen (1953) são maiores que as apresentadas pelo método sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) e menores que as apresentadas pelos métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970), tanto para a amostra real como para amostra com aplicação da SMC.

Os métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) apresentam curvas idênticas, com a mesma posição no gráfico, mesma dispersão e mesma densidade de probabilidade, assumindo assim uma mesma forma. Os dois métodos foram os que apresentaram a maior resistência média, sendo os mais afastados da curva de solicitação e apresentam uma dispersão maior que a apresentada pelos métodos de extrapolação sugeridos por Van der Veen (1953) e por Van der Veen modificado por Aoki (1976), tanto para amostra real como para aquela com aplicação da SMC. Oliveira (2013) demonstrou analiticamente que os métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) são iguais, podendo apresentar valores ligeiramente diferentes devido à imprecisão nos ajustes de cada metodologia.

A interseção das curvas de resistência e solicitação de todos os métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque não é possível de ser vista na escala que o gráfico é apresentado, entretanto, a condição indica que a probabilidade de ruína deve ser pequena para as estimativas de carga de ruptura por todos os métodos de extrapolação utilizados na análise.

Cada método de extrapolação das curvas carga vs recalque para determinação da carga de ruptura das estacas apresenta uma curva densidade de probabilidade distinta na análise, demonstrando que o método utilizado na determinação da carga de ruptura influencia na dispersão dos valores e na estimativa de probabilidade de ruína.

4.2.4 Resultados de probabilidade de ruína

Na Tabela 36 são apresentados os resultados de probabilidade de ruína, para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo, para as curvas densidade de probabilidade de solicitações, com valores referenciados na casa modelo Tipo 3, e de resistência, com valores referenciados na estimativa de capacidade de carga das estacas utilizando os métodos semiempíricos sugeridos por Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Teixeira (1996).

A probabilidade de ruína estimada para amostra real mostra-se elevada, pelo método de estimativa de capacidade de carga sugerido por Aoki e Velloso (1975), na estimativa mais pessimista. A estimativa mais otimista para a mesma amostra é apresentada pelo método de

estimativa de capacidade de carga sugerido por Décourt (1996).

Tabela 36 - Resultados de probabilidade de ruína com resistências estimadas por intermédio dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB.

Curvas densidade de probabilidade	Métodos semiempíricos	Amostra	pf = 1/N
Normal	Aoki e Velloso (1975)	AR	$1/(4,0 \times 10^0)$
	Décourt (1996)		$1/(1,7 \times 10^3)$
	Teixeira (1996)		$1/(1,3 \times 10^2)$
	Aoki e Velloso (1975)	SMC	$1/(1,1 \times 10^1)$
	Décourt (1996)		$1/(2,3 \times 10^9)$
	Teixeira (1996)		$1/(9,8 \times 10^4)$

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pf – Probabilidade de ruína.

Fonte: O autor (2019).

A probabilidade de ruína estimada para a amostra gerada por meio da aplicação de simulação Monte Carlo, apresenta uma diminuição do valor de probabilidade de ruína, quando comparado com os valores obtidos na amostra real para os mesmos métodos semiempíricos, sendo o método de Aoki e Velloso (1975) o mais pessimista e o método sugerido por Décourt (1996) o mais otimista, com a menor estimativa de probabilidade de ruína para essa amostra.

Pode-se perceber que a diminuição da probabilidade de ruína na amostra real em relação a amostra com aplicação da SMC não é proporcional, e sim depende da amostra real que deu origem aos dados gerados, uma vez que para o método semiempírico sugerido por Aoki e Velloso (1975) é obtida uma probabilidade de ruína de 1/4 na amostra real e de 1/11 na amostra com aplicação da SMC, já para o método sugerido por Décourt (1996) a probabilidade de ruína para amostra real é de 1/1.721 e para a amostra com aplicação da SMC é de 1/2.351.708.627.

Na Tabela 37 são apresentados os resultados de probabilidade de ruína, para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo, para as curvas densidade de probabilidade de solicitações, com valores referenciados na casa modelo Tipo 3, e de resistência, obtidas por intermédio da carga de ruptura das estacas utilizando os métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque, sugeridos por Décourt (1996), Chin (1970), Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976), para as estacas ensaiadas por prova de carga estática no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.

Os resultados de probabilidade de ruína da amostra real para o método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976), apresenta um valor de probabilidade de ruína menor que os demais métodos de extrapolação utilizados na análise. Os resultados de probabilidade de ruína para os outros métodos de

extrapolação mostram-se maiores, porém, ainda são otimistas, pois a probabilidade de ruína estimada é baixa.

Tabela 37 - Resultados de probabilidade de ruína com resistências estimadas por intermédio dos valores de carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios realizados nas estacas executadas no Campo Experimental da UnB.

Curvas densidade de probabilidade	Métodos de extrapolação	Amostra	pf = 1/N
Normal	Décourt (1996)	AR	1/(6,1x10 ⁵)
	Chin (1970)		1/(4,3x10 ⁵)
	Van der Veen (1953)		1/(1,0x10 ⁶)
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		1/(2,6x10 ⁸)
	Décourt (1996)	SMC	-
	Chin (1970)		-
	Van der Veen (1953)		-
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		-

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pf – Probabilidade de ruína.

Fonte: O autor (2019).

A probabilidade de ruína estimada para a amostra gerada por meio da aplicação de simulação Monte Carlo, apresenta-se para todos os métodos tendendo a zero, não sendo possível a obtenção dos valores absolutos no software excel.

Os resultados de probabilidade de ruína da amostra real demonstram que o método de extrapolação que apresenta a curva de resistência mais próxima da curva de solicitação é o que obteve a menor probabilidade de ruína, tendo a menor dispersão dos resultados, sendo o sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976). Já os resultados de probabilidade de ruína, para amostra real, com maior estimativa, são para os métodos de extrapolação que se apresentam mais distantes da curva de solicitação, porém, são os que apresentam a maior dispersão dos valores de carga de ruptura estimados, sendo eles os métodos sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970).

Na análise o método de extrapolação das curvas carga vs recalque influencia na grandeza do valor estimado de probabilidade de ruína para a amostra real. Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo a influência do método não pode ser percebida no valor de probabilidade de ruína, porque todos os métodos de extrapolação tendem a zero, porém a influência do método pôde ser percebida na análise das curvas densidade de probabilidade.

Comparando os resultados de probabilidade de ruína das resistências obtidas com os métodos de estimativa de capacidade de carga e as resistências obtidas com as cargas de ruptura referenciadas na extrapolação das curvas carga vs recalque, o método semiempírico que apresentou o resultado de probabilidade de ruína mais próximo do observado nas análises com carga de ruptura foi o sugerido por Décourt (1996), para a amostra com aplicação da SMC.

4.2.5 Resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III

Na Tabela 38 são apresentados os resultados de fator de segurança global, resistência e sollicitação de projeto e índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo para a análise realizada com a resistência obtida por intermédio dos valores de capacidade de carga das estacas estimados com referência nos métodos semiempíricos sugeridos por Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Teixeira (1996), considerando as estacas executadas no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.

Tabela 38 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III, para valores de resistência estimados por intermédio de métodos semiempíricos de capacidade de carga, com referência nas estacas executadas no Campo Experimental da UnB.

Métodos semiempíricos	Amostra	Nível de confiabilidade					
		Zero		I	II	III	
		FS	Sd (kN)	Condição $Sd \leq Rd$	Rd (kN)	β_{AR}	β_{SMC}
Aoki e Velloso (1975)	AR	1,3	138,7	Não Atende	61,2	0,7	-
Décourt (1996)		2,2	138,7	Não Atende	99,6	3,2	-
Teixeira (1996)		2,5	138,7	Não Atende	115,6	2,4	-
Aoki e Velloso (1975)	SMC	1,4	114,2	Não Atende	63,5	-	1,3
Décourt (1996)		2,2	113,8	Não Atende	100,3	-	6,2
Teixeira (1996)		2,6	114,1	Atende	122,0	-	4,2

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo ; FS – Fator de Segurança Global; Sd – Sollicitação de projeto; Rd – Resistência de projeto; β_{AR} – Índice de confiabilidade para a amostra real; β_{SMC} – Índice de confiabilidade para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

Analisando os resultados apresentados na Tabela 38, pode-se perceber que as estimativas de capacidade de carga para a análise com nível de rigor de confiabilidade Zero, considerando como valor de referência o fator de segurança 2 recomendado pela NBR 6122/2010 para fundações profundas, apresenta-se aceitável para os métodos semiempíricos sugeridos por Décourt (1996) e Teixeira (1996), já para o método sugerido por Aoki e Velloso (1975) apresenta-se não aceitável, tanto para as análises com amostra real como para as análises utilizando a aplicação da SMC. O método semiempírico sugerido por Teixeira (1996) é o que apresenta o maior fator de segurança, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da SMC.

Os resultados apresentados na Tabela 38, para a análise com nível de rigor de confiabilidade I, mostram-se não aceitáveis para todos os métodos semiempíricos na amostra real, e mostra-se aceitável apenas para o método semiempírico sugerido por Teixeira (1996) na amostra com aplicação da SMC, mostrando-se não aceitável para os métodos semiempíricos sugeridos por Aoki e Velloso (1975) e Décourt (1996).

O método de estimativa de capacidade de carga que apresenta o resultado mais seguro

para os níveis de rigor de confiabilidade Zero e I é o sugerido por Teixeira (1996), entretanto, quando a análise é realizada para os níveis de rigor de confiabilidade II e III o método semiempírico que apresenta os resultados mais seguros é o sugerido por Décourt (1996).

Na Tabela 39 são apresentadas as avaliações dos índices de confiabilidade estimados para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III, apresentados na Tabela 38, segundo as recomendações da norma MIL-STD-882, do Eurocode EN (1990), segundo as recomendações da JCSS (2000) e segundo as recomendações de Meyerhof (1995).

Tabela 39 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as resistências estimadas por métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB.

Métodos semiempíricos	Amostra	Ocorrência	Tempo de recorrência	Eurocode EN (1990) (RC2) ($\beta = 3,8$)	JCSS (2000) (B e 2) ($\beta = 4,2$)	Segundo Meyerhof (1995) (pf < 1/2.500)
Aoki e Velloso (1975)	AR	50% de probabilidade	2 dias	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Décourt (1996)		Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Teixeira (1996)		Provável	1 mês	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Aoki e Velloso (1975)	SMC	Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Décourt (1996)		Impossível na prática	1000 anos	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Teixeira (1996)		Extremamente remota	100 anos	Aceitável	Aceitável	Aceitável

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

Na Figura H.1 do Apêndice H são apresentadas as curvas que relacionam índice de confiabilidade com fator de segurança, para as estimativa de capacidade de carga por intermédio dos métodos semiempíricos sugeridos por Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Teixeira (1996).

Na Tabela 40 são apresentados os resultados de fator de segurança global, resistência e solicitação de projeto e índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo para a análise realizada com a resistência obtida por intermédio das cargas de ruptura das estacas referenciadas na extrapolação das curvas carga vs recalque, provenientes dos ensaios de prova de carga estática realizados no Campo Experimental da UnB, por intermédio dos métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996), Chin (1970), Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976), para a casa modelo Tipo 3.

Tabela 40 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III para valores de resistência estimados por intermédio da carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque, para a estacas executadas no Campo Experimental da UnB.

Métodos de extrapolação	Amostra	Nível de confiabilidade					
		Zero		I	II	III	
		FS	Sd (kN)	Condição $Sd \leq Rd$	Rd (kN)	β_{AR}	β_{SMC}
Décourt (1996)	AR	5,9	138,7	Atende	270,4	4,7	-
Chin (1970)		5,8	138,7	Atende	266,6	4,6	-
Van der Veen (1953)		5,2	138,7	Atende	239,3	4,8	-
Van der Veen mod. Aoki (1976)		4,6	138,7	Atende	212,0	5,8	-
Décourt (1996)	SMC	5,6	114,0	Atende	259,1	-	9,8
Chin (1970)		5,5	113,8	Atende	255,2	-	9,6
Van der Veen (1953)		5,1	113,9	Atende	236,1	-	11,3
Van der Veen mod. Aoki (1976)		4,6	114,1	Atende	214,4	-	12,5

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; FS – Fator de Segurança Global; Sd – Solicitação de projeto; Rd – Resistência de projeto; β_{AR} – Índice de confiabilidade para a amostra real; β_{SMC} – Índice de confiabilidade para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

Analisando os resultados apresentados na Tabela 40, pode-se perceber que as estimativas de carga de ruptura para a análise com nível de rigor de confiabilidade Zero, considerando como valor de referência o fator de segurança 2 recomendado pela NBR 6122/2010 para fundações profundas, apresenta-se aceitável para todos os métodos de extrapolação tanto para as análises com amostra real como aplicando a SMC.

Os resultados apresentados na Tabela 40, para a análise com nível de rigor de confiabilidade I, mostram-se aceitável para todos os métodos de extrapolação tanto para a amostra real como para a amostra com aplicação da SMC.

O método de extrapolação das curvas carga vs recalque pode influenciar nas análises probabilísticas, apresentando índices de confiabilidade maiores ou menores para uma mesma amostra a depender do método de extrapolação utilizado. Na análise das estacas executadas no Campo Experimental da UnB a influência do método de extrapolação não é relevante, uma vez que todos os métodos remetem a índices de confiabilidade e probabilidade de ruína aceitáveis segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990), pela JCSS (2000) e segundo Meyerhof (1995).

Na Tabela 41 são apresentadas as avaliações dos índices de confiabilidade estimados para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III, apresentados na Tabela 40, segundo as recomendações da norma MIL-STD-882, segundo as recomendações do Eurocode EN (1990), segundo as recomendações da JCSS (2000) e segundo as recomendações de

Meyerhof (1995).

Tabela 41 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da SMC para as resistências obtidas por intermédio da extrapolação das curvas carga vs recalque para obtenção da carga de ruptura das estacas executadas no Campo Experimental da UnB, para casa modelo Tipo 3.

Métodos de extrapolação	Amostra	Ocorrência	Tempo de recorrência	Eurocode EN (1990) (RC2) ($\beta = 3,8$)	JCSS (2000) (B e 2) ($\beta = 4,2$)	Segundo Meyerhof ($pf < 1/2.500$)
Décourt (1996)	AR	Impossível na prática	1000 anos	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Chin (1970)		Impossível na prática	1000 anos	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Van der Veen (1953)		Impossível na prática	1000 anos	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Van der Veen mod. Aoki (1976)		Impossível na prática	1000 anos	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Décourt (1996)	SMC	Nunca	5,48E+12	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Chin (1970)		Nunca	5,48E+12	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Van der Veen (1953)		Nunca	5,48E+12	Aceitável	Aceitável	Aceitável
Van der Veen mod. Aoki (1976)		Nunca	5,48E+12	Aceitável	Aceitável	Aceitável

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

Quando a análise de projeto é realizada para nível de rigor de confiabilidade III as estimativas de capacidade de carga mostram que a segurança é atingida, para os métodos de estimativa de capacidade de carga sugeridos por Décourt (1996) e Teixeira (1996) mostrando resultados de índice de confiabilidade similares aos observados para as cargas de ruptura na amostra real. Quando a análise é realizada para níveis de rigor de confiabilidade zero as estimativas de capacidade de carga mostram a obra como segura, por intermédio dos métodos de estimativa de capacidade de carga sugeridos por Décourt (1996) e Teixeira (1996), entretanto, quando a análise é realizada para o nível de rigor de confiabilidade I apenas o método de Teixeira (1996) demonstra a obra como segura. Portanto, o método de estimativa de capacidade de carga que apresenta a obra como segura para os níveis de rigor de confiabilidade zero, I e III é o recomendado por Teixeira (1996), sendo o que melhor interpreta o comportamento das estacas ensaiada no Campo Experimental das UnB, dentre os métodos utilizados na análise.

Na Figura H.2 do Apêndice H são apresentadas as curvas que relacionam índice de confiabilidade com fator de segurança, para as cargas de ruptura obtidas por intermédio da extrapolação das curva carga vs recalque.

4.3 RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELU PARA O CAMPO EXPERIMENTAL DA USP EM BAURU-SP

A seguir são apresentadas as análises estatísticas dos valores de estimativa de capacidade de carga por intermédio de métodos semiempíricos e os valores de carga de ruptura obtidos mediante as curvas carga vs recalque provenientes das provas de carga estática realizadas nas estacas apiloadas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP e por fim os resultados para análise probabilística no ELU, considerando os dados agrupados de prova de carga estática executada na condição de subsolo natural e inundado.

Na análise do desempenho das estacas executadas no Campo Experimental da USP são considerados os valores de solicitação da casa modelo Tipo 3, que foram apresentadas no item 4.1.1 deste trabalho, junto com sua análise estatística.

4.3.1 Análise estatística das resistências estimadas mediante a capacidade de carga das estacas

A estimativa da capacidade de carga das estacas E2, E13 e E16 com 4 m de comprimento e E06, E07 e E12 com 7 m de comprimento é realizada por intermédio do método semiempírico recomendado por Aoki e Velloso (1975), considerando coeficientes F1 e F2 para estacas do tipo Strauss seguindo a recomendação de Monteiro (1997) apud Velloso e Lopes (2010), com referência nas sondagens SPT. Na Tabela A.3 do Apêndice A são apresentados os valores obtidos em cada método de estimativa para a capacidade de carga das estacas.

Foi desenvolvida a simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular, onde na Figura B.7 do Apêndice B são apresentados os histogramas com a frequência dos 10 mil dados aleatórios para os valores de resistência do método semiempírico sugerido por Aoki e Velloso (1975), para as estacas com 4 m e 7 m de comprimento executadas e ensaiadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Como o estudo está sendo realizado para verificação do desempenho da casa modelo Tipo 3, considerando a execução da mesma no Campo Experimental da USP em Bauru-SP, na análise estatística é considerado o agrupamento das estimativas de resistência das estacas, em dois grupos, um para as estacas de 4 m de comprimento e outro para as estacas de 7 m de comprimento, com referência nos diferentes SPT para o método semiempírico. Na Tabela 42 são apresentados os resultados estatísticos das estimativas de capacidade de carga realizadas pelo método semiempírico recomendado por Aoki e Velloso (1975) para as estacas com 4 e 7 m de comprimento.

Tabela 42 - Resultados estatísticos de resistência obtidos por intermédio das estimativas de capacidade de carga com referência em método semiempírico, para as estacas de 4 e 7 m executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Método semiempírico de estimativa de capacidade de carga	L (m)	Amostra	Resistência média - Rmed (kN)	Desvio padrão da resistência - σ_r (kN)	Coefficiente de variação da resistência - v_r	Resistência máxima (kN)	Resistência mínima (kN)
Aoki e Velloso (1975)	4	AR	70,3	4,0	0,06	75,0	68,0
		SMC	71,1	1,4	0,02	74,9	68,0
Aoki e Velloso (1975)	7	AR	152,0	10,4	0,07	158,0	140,0
		SMC	150,0	3,8	0,03	157,9	140,2

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

As estimativas de capacidade de carga, com referência nas diferentes sondagens não apresentaram uma dispersão elevada, ficando com coeficiente de variação abaixo de 10% nas análises das estacas de 4 e 7 m de comprimento. Entretanto, a dispersão dos valores das resistências aumenta na análise da estaca de 7 m em relação ao observados para as estacas de 4 m, essa condição condiz com a dispersão mostrada nas sondagens de referência, que aumentam a dispersão do N_{SPT} ao longo da profundidade.

A amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, nas resistências para os três métodos de estimativa de capacidade de carga, apresenta uma dispersão dos valores com menor desvio padrão e menor coeficiente de variação, que os observados na amostra real, evidenciando uma condição típica da aplicação da simulação Monte Carlo, com distribuição de probabilidade triangular, que melhora a qualidade da amostra estatística, fornecendo maior certeza dos parâmetros e diminuindo a dispersão dos resultados.

4.3.2 Análise estatística das resistências obtidas mediante a carga de ruptura das estacas

Para obtenção da carga de ruptura das estacas foi considerada a ruptura convencional com análise das curvas carga versus recalque, neste caso não foi necessária à realização da extrapolação das curvas carga vs recalque uma vez que as estacas apresentaram grandes deformações para as cargas aplicadas nos ensaios na condição de subsolo natural e nos ensaios na condição de subsolo inundado ocorreu à ruptura física do sistema estaca e solo de fundação.

Nas Tabelas D.3 e D.4 do Apêndice D são apresentados os valores de carga de ruptura das estacas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP com 4 e 7 m de comprimento, e ensaiadas por intermédio de prova de carga estática na condição de subsolo natural e inundado.

Foi desenvolvida a simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular, com geração de 10 mil dados aleatórios de carga de ruptura. Na Figura B.8 do Apêndice B são apresentados os histogramas com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC para os valores de resistência das estacas com 4 m e 7 m de comprimento executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

A análise estatística é desenvolvida com os valores de carga de ruptura das estacas com 4 m e 7 m de comprimento analisados separadamente. Na Tabela 43 são apresentados os resultados estatísticos de resistência obtidos para a carga de ruptura das estacas, com 4 e 7 m de comprimento, obtidas por intermédio das curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Tabela 43 - Resultados estatísticos de resistência obtidos por intermédio da carga de ruptura das estacas com referência nas curvas carga vs recalque para ensaios de PCE realizados no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Estacas	L (m)	Amostra	Resistência média - Rmed (kN)	Desvio padrão da resistência - σ_r (kN)	Coefficiente de variação da resistência - v_r	Resistência máxima (kN)	Resistência mínima (kN)
E02, E13 e E16	4	AR	126,7	37,98	0,30	169,0	69,0
		SMC	121,5	20,48	0,17	168,9	70,1
E06, E07 e E12	7	AR	333,3	48,81	0,15	402,0	270,0
		SMC	335,1	27,22	0,08	400,4	270,5

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

No ensaio de prova de carga estática com amostra real as cargas de ruptura apresentam maior dispersão para as estacas de 4 m de comprimento, com coeficiente de variação de 30%, em comparação as estacas com 7 m de comprimento que apresentam um coeficiente de variação de resistência de 15%. Também para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo as estacas com 4 m de comprimento apresentam um coeficiente de variação dos valores de resistência maior que o apresentado para as estacas com 7 m de comprimento.

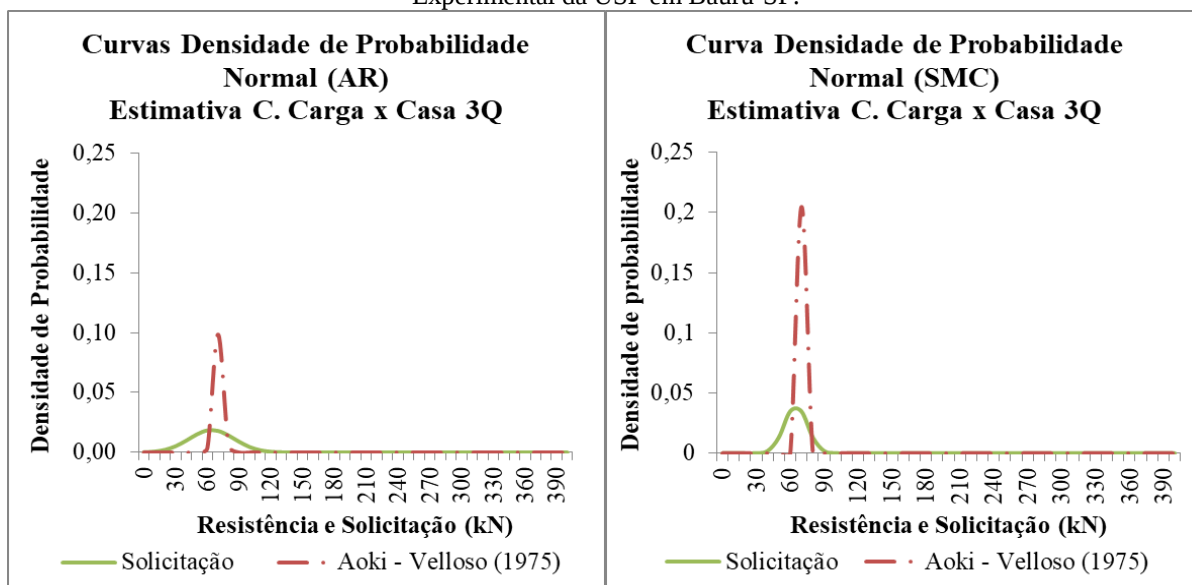
As estimativas de capacidade de carga média por intermédio do método semiempírico sugerido por Aoki e Velloso (1975) apresenta capacidade de carga das estacas menor que a carga de ruptura média obtida nos ensaios de prova de carga estática, tanto para as estacas com 4 m de comprimento como para as de 7 m.

4.3.3 Análise das curvas densidade de probabilidade no ELU

Na Figura 70 são apresentadas as curvas densidade de probabilidade de resistência, para o método de estimativa de capacidade de carga sugerido por Aoki e Velloso (1975), tanto

para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, para as estacas com 4 m de comprimento executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Figura 70 - Curvas densidade de probabilidade para as resistências obtidas por intermédio do método semiempírico de estimativa de capacidade de carga, com referência nas estacas de 4 m executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



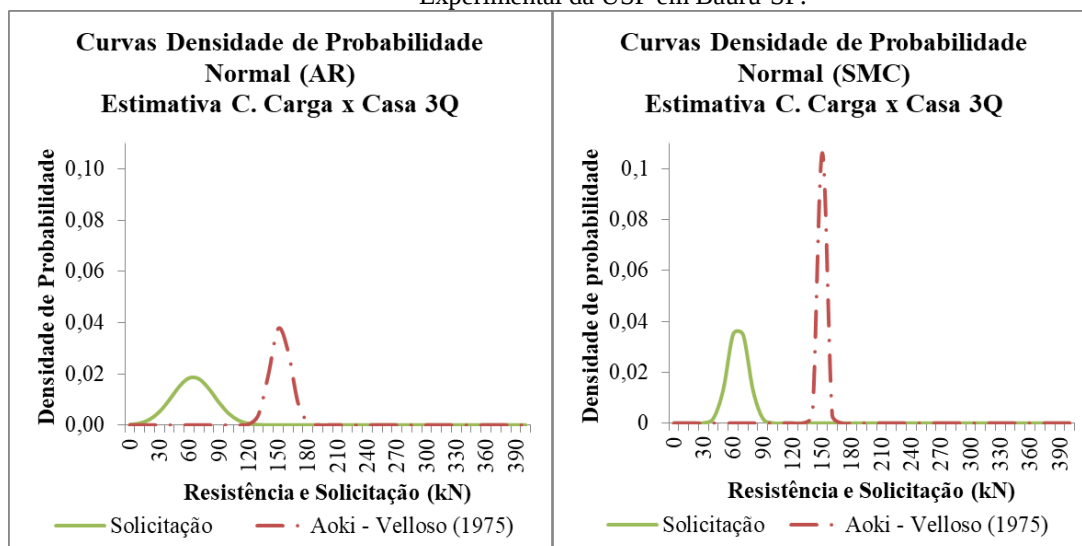
Fonte: O autor (2019).

Nas curvas densidade de probabilidade para a amostra real a curva de solicitação apresenta uma dispersão maior que a observada nas estimativas de capacidade de carga pelo método sugerido por Aoki e Velloso (1975), isso devido ao fato de a curva de solicitação ser mais aberta e menos alongada que a curva de resistência. Entretanto, a média de resistência apresenta um valor próximo à média de solicitação, fazendo com que a curva de resistência se localize muito próxima da curva de solicitação, que engloba toda a distribuição de resistência com os valores máximos e mínimos, gerando uma grande área de convolação das funções que resulta na probabilidade de ruína da análise. Portanto, para esta análise a probabilidade de ruína deve ser alta e o fator de segurança global baixo.

Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, tanto as curvas de resistência como as curvas de solicitação diminuíram a dispersão dos valores, tomando as curvas formas mais alongadas e menos alargadas, quando comparadas com as da amostra real. Entretanto a curva de solicitação ainda apresenta uma dispersão maior que a observada nas estimativas de capacidade de carga pelo método sugerido por Aoki e Velloso (1975), que apresenta um aumento na resistência média insuficiente para fazer a curva de resistência ficar fora da distribuição da curva de solicitação. Portanto, na análise com a amostra aplicando-se a simulação Monte Carlo a probabilidade de ruína deve ser alta e o fator de segurança global baixo.

Na Figura 71 são apresentadas as curvas densidade de probabilidade de resistência, para o método de estimativa de capacidade de carga sugerido por Aoki e Velloso (1975), tanto para amostra real como para amostra com aplicação da SMC, para as estacas com 7 m de comprimento executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Figura 71 - Curvas densidade de probabilidade para as resistências obtidas por intermédio do método semiempírico de estimativa de capacidade de carga, com referência nas estacas de 7 m executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: O autor (2019).

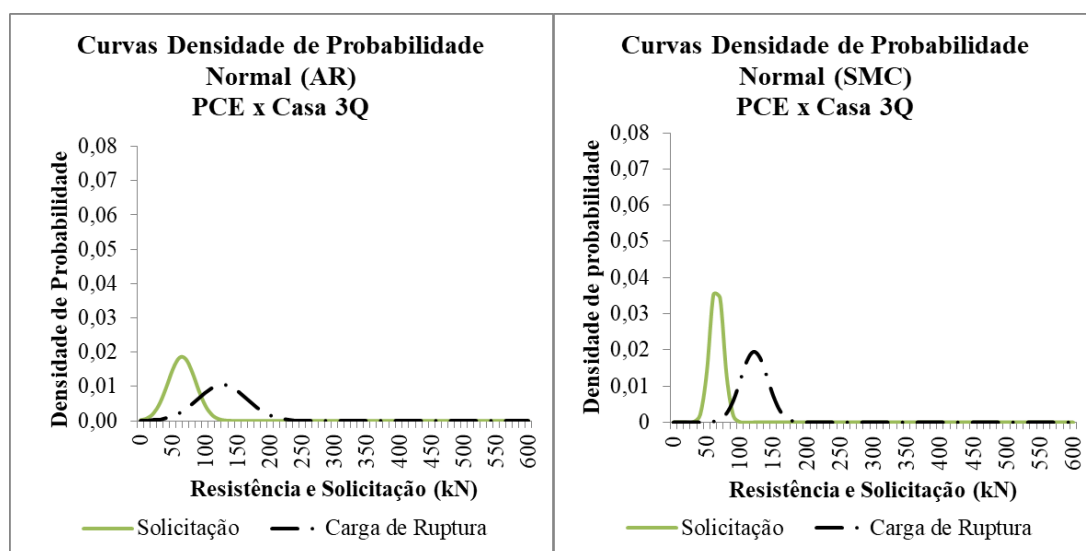
Nas curvas densidade de probabilidade para a amostra real a média de resistência apresenta um valor mais de duas vezes maior que a média de solicitação, fazendo com que a curva de resistência se afaste da curva de solicitação, quando comparada com a curva de resistência da amostra real para a estaca de 4 m de comprimento, gerando assim uma área de probabilidade de ruína pequena. Portanto, para esta análise a probabilidade de ruína deve ser baixa e o fator de segurança maior que dois.

Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, tanto as curvas de resistência como as curvas de solicitação diminuíram a dispersão dos valores, tomando as curvas formas mais alongadas e menos alargadas, quando comparadas com as da amostra real. O melhoramento da qualidade da amostra e o aumento da densidade de probabilidade das duas curvas causam a falsa impressão que as curvas de solicitação e de resistência apresentam um afastamento, entretanto, o que de fato ocorre é a diminuição do desvio padrão da amostra, fazendo as duas curvas ficarem menos alargadas. Portanto, essa condição proporciona uma probabilidade de ruína para a amostra com aplicação da SMC menor que a observada na análise da amostra real para fatores de segurança globais muito próximos para as duas amostras.

Na Figura 72 são apresentadas as curvas normais de resistência, para carga de ruptura,

tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo com distribuição normal, considerando a extrapolação das curvas carga vs recalque das estacas ensaiadas por prova de carga estática no Campo Experimental da USP em Bauru-SP, para condição de subsolo natural e inundado, com 4 m de comprimento.

Figura 72 - Curvas densidade de probabilidade para as resistências obtidas por intermédio das cargas de ruptura, com referência nas estacas executadas com 4 m de comprimento no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: O autor (2019).

Nas curvas densidade de probabilidade para a amostra real a curva de solicitação apresenta uma dispersão menor que a observada na carga de ruptura das estacas com 4 m de comprimento, isso devido ao fato de a curva de solicitação ser mais aberta e menos alongada que a curva de resistência. Portanto, para esta análise, a probabilidade de ruína deve ser alta, porem, ainda menor que as observada na análise com estimativa de capacidade de carga.

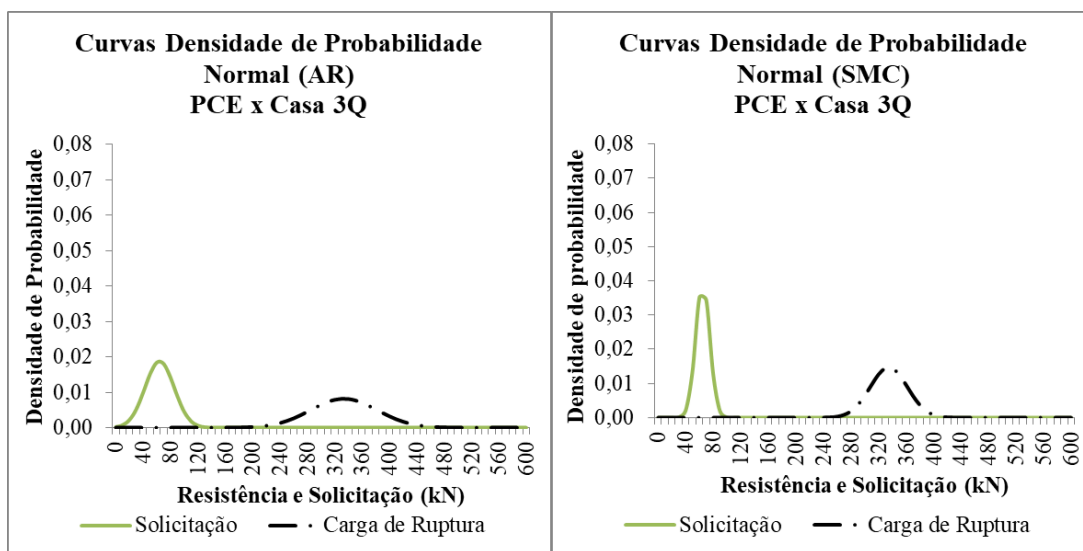
Na Figura 73 são apresentadas as curvas normais de resistência, para carga de ruptura, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, considerando a extrapolação das curvas carga vs recalque das estacas ensaiadas por prova de carga estática no Campo Experimental da USP em Bauru-SP, para condição de subsolo natural e inundado, com 7 metros de comprimento.

Nas curvas densidade de probabilidade para a amostra real a curva de solicitação apresenta uma dispersão menor que a observada na carga de ruptura das estacas com 7 m de comprimento, isso devido ao fato de a curva de solicitação ser mais aberta e menos alongada que a curva de resistência, entretanto, as curvas encontram-se afastadas o suficiente para não gerarem uma alta probabilidade de ruína. Portanto, para esta análise, a probabilidade de ruína deve ser baixa e o fator de segurança global alto.

Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, a curva de solicitação diminuiu

a dispersão dos valores, gerando uma curva menos alargada e com maior densidade de probabilidade que a apresentada na amostra real. A análise da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo deve apresentar uma probabilidade de ruína menor que a obtida com a mostra real, pois a área formada abaixo da interseção das curvas de resistência e solicitação é menor na análise com aplicação da SMC em comparação com análise da amostra real.

Figura 73 - Curvas densidade de probabilidade para as resistências obtidas por intermédio das cargas de ruptura, com referência nas estacas executadas com 7 m de comprimento no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: O autor (2019).

4.3.4 Resultados de probabilidade de ruína

No caso estudado para as estacas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP, considerando a execução da casa modelo Tipo 3, foram utilizadas curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para estimativa da probabilidade de ruína.

Na Tabela 44 são apresentados os resultados de probabilidade de ruína, para as amostras real e com utilização da simulação Monte Carlo com geração de 10 mil dados aleatórios, para as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as solicitações e para a resistência, obtidas por intermédio da estimativa de capacidade de carga das estacas utilizando o método semiempírico sugerido por Aoki e Velloso (1975) com parâmetros F1 e F2 para estaca do tipo Strauss.

A probabilidade de ruína estimada para amostra real mostra-se elevada, para a análise utilizando as estacas com 4 m de comprimento, já para as estacas com 7 m de comprimento a probabilidade de ruína diminui consideravelmente, em comparação com a obtida para as estacas de 4 m, com as estimativas de capacidade de carga apresentando probabilidade de ruína de $1/(9,7 \times 10^3)$.

A probabilidade de ruína estimada para a amostra gerada por meio da aplicação de simulação Monte Carlo, apresenta-se na mesma ordem de grandeza, quando comparada com os valores obtidos na amostra real, para as estacas com 4 m de comprimento, onde a aplicação da SMC não gerou diminuição significativa da probabilidade de ruína, uma vez que com a aplicação da SMC o desvio padrão da amostra diminui, mas a média se mantém, gerando ainda uma probabilidade de ruína elevada. Analisando a amostra com aplicação da SMC para as estacas com 7 m de comprimento a probabilidade de ruína diminui consideravelmente, em comparação com a obtida para as estacas de 4 m, com as estimativas de capacidade de carga apresentando probabilidade de ruína que tende a zero. O valor estimado para probabilidade de ruína da estaca com 7 m de comprimento, para a amostra com aplicação da SMC assume valores muito pequenos, que o software Excel não possibilita a determinação, portanto, vamos considerar que o valor é muito pequeno.

Tabela 44 - Resultados de probabilidade de ruína com resistências estimadas por intermédio dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga para as estacas de 4 e 7 m executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Estacas	Comprimento (m)	Curvas densidade de probabilidade	Métodos semiempíricos	Amostra	pf = 1/N
E02, E13 e E16	4	Normal	Aoki e Velloso (1975)	AR	$1/(3,0 \times 10^0)$
			Aoki e Velloso (1975)	SMC	$1/(4,0 \times 10^0)$
E06, E07 e E12	7	Normal	Aoki e Velloso (1975)	AR	$1/(9,7 \times 10^3)$
			Aoki e Velloso (1975)	SMC	-

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pf – Probabilidade de ruína.

Fonte: O autor (2019).

Pode-se perceber que a diminuição da probabilidade de ruína na amostra real e em realação a amostra com aplicação da SMC não é proporcional, e sim depende da amostra real que deu origem aos dados gerados, uma vez que para as amostras com as estacas de 4 m de comprimento, é obtida uma probabilidade de ruína de 1/3 na amostra real e de 1/4 na amostra com aplicação da SMC, já para as estacas com 7 m de comprimento a probabilidade de ruína para amostra real é de 1/9.763 e para a amostra com aplicação da SMC trata-se de um valor bem menor.

Na Tabela 45 são apresentados os resultados de probabilidade de ruína, para as amostras real e com utilização da SMC para as solicitações da casa modelo Tipo 3, e para as resistências, obtidas por intermédio da carga de ruptura das estacas, para os ensaios de prova de carga estática realizados no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Os resultados de probabilidade de ruína da amostra real considerando as cargas de ruptura provenientes das curvas carga vs recalque, para as estacas com 4 m de comprimento, apresentam um valor de probabilidade de ruína igual a 1/13. Os resultados de probabilidade

de ruína da amostra com utilização da SMC, considerando as cargas de ruptura provenientes das curvas carga vs recalque, para as estacas com 4 m de comprimento, apresentam um valor de probabilidade de ruína igual a 1/162, apresentando diminuição da probabilidade de ruína na ordem de 10 vezes. A estimativa de probabilidade de ruína por meio dos métodos semiempíricos mostra coerência com a observada no desempenho das estacas com 4 m de comprimento.

Tabela 45 - Resultados de probabilidade de ruína com resistências estimadas por meio dos valores de carga de ruptura com extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios realizados nas estacas de 4 e 7 m de comprimento executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Estacas	Comprimento (m)	Curvas densidade de probabilidade	Amostra	pf = 1/N
E02, E13 e E16	4	Normal	AR SMC	$1/(1,3 \times 10^1)$ $1/(1,6 \times 10^2)$
E06, E07 e E12	7	Normal	AR SMC	$1/(4,7 \times 10^6)$ -

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pf – Probabilidade de ruína.

Fonte: O autor (2019).

Os resultados de probabilidade de ruína da amostra real considerando as cargas de ruptura provenientes das curvas carga vs recalque, para as estacas com 7 m de comprimento, apresentam um valor pequeno para a amostra real e tendeu a zero para a amostra com aplicação da SMC. A estimativa de probabilidade de ruína por meio dos métodos semiempíricos mostra coerência com a observada no desempenho das estacas com 7 m de comprimento.

Comparando os resultados de probabilidade de ruína das resistências obtidas com os métodos de estimativa de capacidade de carga e as resistências obtidas com as cargas de ruptura por meio da extrapolação das curvas carga vs recalque, o método semiempírico sugerido por Aoki e Velloso (1975) com coeficientes F1 e F2 para estaca Strauss conforme recomendação de Monteriro (1997) apud Velloso e Lopes (2010) apresenta-se a favor da segurança, fazendo estimativas de probabilidade de ruína maiores que as observadas interpretando o desempenho das estacas de 4 e 7 m ensaiadas.

4.3.5 Resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III

Na Tabela 46 são apresentados os resultados de fator de segurança global, fatores de segurança parciais e índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo para a análise realizada com a resistência obtida por meio dos valores de capacidade de carga das estacas estimadas com referência no método semiempírico sugerido por Aoki e Velloso (1975), considerando as estacas de 4 e 7 m de comprimento

executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Os valores de estimativa de capacidade de carga para as estacas com 4 m de comprimento não atende a NBR 6122/2010 para as análises por meio dos níveis de rigor de confiabilidade Zero e I. Já os valores de estimativa de capacidade de carga para as estacas com 7 m de comprimento atende a norma nacional de fundações para a análise com nível de rigor de confiabilidade Zero e não atende para a análise com nível de rigor de confiabilidade I.

Tabela 46 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III para valores de resistência estimados por meio de método semiempírico de capacidade de carga, com referência nas estacas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Estacas	Comprimento (m)	Amostra	Nível de confiabilidade					
			Zero	I		II		III
			FS	Sd (kN)	Condição $Sd \leq Rd$	Rd (kN)	β_{AR}	β_{SMC}
E02, E13 e E16	4	AR	1,1	138,7	Não Atende	50,2	0,3	-
		SMC	1,1	113,7	Não Atende	50,8	-	0,6
E06, E07 e E12	7	AR	2,4	138,7	Não Atende	108,6	3,7	-
		SMC	2,3	113,9	Não Atende	107,2	-	7,9

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; FS – Fator de Segurança Global; Sd – Solicitação de projeto; Rd – Resistência de projeto; β_{AR} – Índice de confiabilidade para a amostra real; β_{SMC} – Índice de confiabilidade para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

Na Tabela 47 são apresentadas as avaliações dos índices de confiabilidade estimados para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III, apresentados na Tabela 46, segundo as recomendações da norma MIL-STD-882, segundo as recomendações do Eurocode EN (1990), segundo as recomendações da JCSS (2000) e segundo as recomendações de Meyerhof (1995).

Tabela 47 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da SMC para as resistências estimadas por método semiempírico de estimativa de capacidade de carga para as estacas com 4 e 7 m executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Estacas	L (m)	Amostra	Ocorrência	Tempo de recorrência	Eurocode EN (1990) (RC2) ($\beta = 3,8$)	JCSS (2000) (B e 2) ($\beta = 4,2$)	Segundo Meyerhof ($p_f < 1/2.500$)
E02, E13 e E16	4	AR	50% de probabilidade	2 dias	Não Aceitável	Não Aceitável	Não Aceitável
		SMC	Frequente	1 semana	Não Aceitável	Não Aceitável	Não Aceitável
E06, E07 e E12	7	AR	Remota	10 anos	Não Aceitável	Não Aceitável	Aceitável
		SMC	Nunca	5,48E+12	Aceitável	Aceitável	Aceitável

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

Na Figura H.3 do Apêndice H são apresentadas as curvas que relacionam índice de confiabilidade com fator de segurança, considerando as estacas com 4 e 7 m de comprimento, e estimativa de capacidade de carga por meio do método semiempírico sugerido por Aoki e Velloso (1975).

Na Tabela 48 são apresentados os resultados de fator de segurança global, resistência e solicitação de projeto e índice de confiabilidade com a resistência obtida por meio das cargas de ruptura das estacas referenciada nas curvas carga vs recalque, provenientes dos ensaios de prova de carga estática realizados no Campo Experimental da USP em Bauru-SP, para as estacas com 4 e 7 m de comprimento.

Tabela 48 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III para valores de resistência obtidos por meio da carga de ruptura com referência nas curvas carga vs recalque, para a estacas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Estacas	Comprimento (m)	Amostra	Nível de confiabilidade					
			Zero	I		II	III	
			FS	Sd (kN)	Condição $Sd \leq Rd$	Rd (kN)	β_{AR}	β_{SMC}
E02, E13 e E16	4	AR	2,0	138,7	Não Atende	90,5	1,4	-
		SMC	1,9	114,0	Não Atende	86,7	-	2,5
E06, E07 e E12	7	AR	5,2	138,7	Atende	238,1	5,1	-
		SMC	5,2	114,2	Atende	239,3	-	9,4

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo ; FS – Fator de Segurança Global; Sd – Solicitação de projeto; Rd – Resistência de projeto; β_{AR} – Índice de confiabilidade para a amostra real; β_{SMC} – Índice de confiabilidade para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

Analisando os resultados apresentados na Tabela 48, pode-se perceber que as estimativas de carga de ruptura para a análise com nível de rigor de confiabilidade Zero, considerando como valor de referência o fator de segurança 2 recomendado pela NBR 6122/2010 para fundações profundas, apresenta-se aceitável para as análises com amostra real das estacas com 4 m de comprimento e não aceitável com a amostra aplicando a SMC para as mesmas estacas. Os resultados de fator de segurança global para as estacas com 7 m de comprimento, apresenta-se aceitável para as análises com amostra real e com aplicação da simulação Monte Carlo, respeitando a recomendação da NBR 6122/2010.

Para a análise com nível de rigor de confiabilidade I, mostra-se não aceitável tanto para a amostra real como para a amostra com aplicação da SMC, quando analisada as estacas com 4 m de comprimento. Já quando analisadas as estacas com 7 m de comprimento a análise com nível de rigor de confiabilidade I mostra-se aceitável para as duas amostras, respeitando

as recomendações da NBR 6122/2010.

A análise com nível de rigor de confiabilidade zero demonstra as estacas com 4 m de comprimento como seguras, entretanto, quando o nível de rigor de confiabilidade da análise é aumentado para I o estaqueamento mostra-se não seguro, representando de fato uma evolução na análise de segurança para a fundação. Quando a análise é realizada para os níveis de rigor II e III os limites estabelecidos pelo Eurocode EN (1990), pela JCSS (2000), e segundo Meyerhof (1995) não são atendidos.

Na Tabela 49 são apresentadas as avaliações dos índices de confiabilidade estimados para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III, apresentados na Tabela 48, segundo as recomendações da norma MIL-STD-882, segundo as recomendações do Eurocode EN (1990), segundo as recomendações da JCSS (2000), e segundo as recomendações de Meyerhof (1995).

Os resultado probabilísticos das estimativas de capacidade de carga considerando o nível de rigor de confiabilidade III mostraram-se assertivos para as análises das estacas com 4 e 7 m de comprimento, mesmo apresentando valores de índice de confiabilidade mais pessimistas que os observados com as cargas de ruptura. Entretanto, quando a análise é realizada com nível de rigor de confiabilidade I a estimativa de capacidade de carga é muito pessimista, para as estacas com 7 m, e mostra a obra como não estando segura, entretanto, nas análises com os valores de carga de ruptura a obra mostra-se segura.

Tabela 49 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da SMC para as resistências obtida por meio das curvas carga vs recalque para obtenção da carga de ruptura das estacas com 4 e 7 m de comprimento executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP, considerando a solicitação para casa modelo Tipo 3.

Estacas	Comprimento (m)	Amostra	Ocorrência	Tempo de recorrência	Eurocode EN (1990) (RC2) ($\beta = 3,8$)	JCSS (2000) (B e 2) ($\beta = 4,2$)	Segundo Meyerhof ($p_f < 1/2.500$)
E02, E13 e E16	4	AR	Frequente	1 semana	Não Aceitável	Não Aceitável	Não Aceitável
		SMC	Provável	1 mês	Não Aceitável	Não Aceitável	Não Aceitável
E06, E07 e E12	7	AR	Impossível na prática	1000 anos	Aceitável	Aceitável	Aceitável
		SMC	Nunca	5,48E+12	Aceitável	Aceitável	Aceitável

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

Na Figura H.4 do Apêndice H são apresentadas as curvas que relacionam índice de confiabilidade com fator de segurança, considerando as estacas com 4 e 7 m de comprimento, e carga de ruptura obtida por meio da interpretação das curvas carga vs recalque.

4.4 RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELU DA OBRA DO REASSENTAMENTO DE ITAPARICA EM PETROLÂNDIA-PE

Na análise do desempenho das sapatas corridas executadas no Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE são considerados os valores de solicitação da casa modelo Tipo 3, levantados conforme distribuição dos esforços em cada sapata corrida. Inicialmente são apresentadas as análises estatísticas dos valores de solicitação e resistência e posteriormente os resultados para análise probabilística no ELU.

4.4.1 Análise estatística das solicitações da casa modelo Tipo 3

A solicitação nas sapatas corridas foi levantada para a casa modelo Tipo 3 considerando a transmissão dos esforços dos pilares para as sapatas corridas e destas para o solo. Os pilares e elementos de vedação se apoiam nas sapatas corridas, que por sua vez se apoia no solo, sendo assim os elementos responsáveis por transmitir todo o carregamento da edificação para o solo. Na Tabela I.1 do Apêndice I são apresentadas as tensões de solicitação levantadas para a casa modelo Tipo 3 na amostra real.

Após a definição da amostra real com os dados levantados para a solicitação foi possível aplicar a simulação Monte Carlo, para melhoramento da qualidade da amostra. O histograma com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC para a casa modelo Tipo 3 é apresentado na Figura B.9 no Apêndice B.

Na Tabela 50 são apresentados os resultados estatísticos com solicitação média (S_{med}), desvio padrão da solicitação (σ_s) e coeficiente de variação de solicitação (vs) para os valores de solicitação da casa modelo Tipo 3, considerando fundação em sapata corrida.

Tabela 50 - Resultados estatísticos de solicitação da casa modelo Tipo 3, considerando a fundações em sapata corrida.

Casa modelo	Amostra	Solicitação média - S_{med} (kN/m ²)	Desvio padrão da solicitação - σ_s (kN/m ²)	Coeficiente de variação da solicitação - vs	Solicitação máxima (kN/m ²)	Solicitação mínima (kN/m ²)
Tipo 3	AR	29,62	0,77	0,03	30,88	28,51
	SMC	29,66	0,49	0,02	30,87	28,51

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

Comparando as duas amostras da casa modelo Tipo 3, pode-se perceber que a média de solicitação sofreu um pequeno aumento na amostra com SMC, mas manteve a mesma ordem de grandeza, já a dispersão da amostra com aplicação da SMC diminuiu em relação à observada na amostra real.

4.4.2 Análise estatística das resistências obtidas mediante a carga de ruptura das sapatas corridas

Para obtenção da carga de ruptura das sapatas corridas foi realizada a extrapolação das curvas tensão vs recalque, por meio dos métodos de extrapolação sugeridos por: Van der Veen (1953); Van der Veen modificado por Aoki (1976); Décourt (1996); Chin (1970). Na Figura C.3 no Apêndice C são apresentadas as curvas tensão vs recalque extrapoladas para os ensaios de placa realizados no Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE. Na Tabela I.1 no Apêndice I são apresentados os valores de tensão de ruptura de cada ensaio de placa para os diferentes métodos de extrapolação da curva tensão vs recalque.

A tensão de ruptura com menor valor é observada quando a inundação do solo ocorre para tensões mais elevadas de carregamento, fazendo o colapso ser maior que o observado quando o solo é inundado previamente. Portanto, a condição mais crítica para análise de colapso do solo, com ensaios de placa, ocorre na análise da condição de subsolo inundado e sob carregamento.

Na Figura B.10 do Apêndice B são apresentados os histogramas com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC para os valores de carga de ruptura provenientes dos métodos de extrapolação das curvas tensão vs recalque.

Na Tabela 51 são apresentados os resultados estatísticos de resistência obtidos para a tensão de ruptura das placas, que representa a tensão de ruptura das sapatas corridas, obtida com a extrapolação das curvas tensão vs recalque para ensaios de placa realizados na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.

Tabela 51 - Resultados estatísticos de resistência obtida por meio da tensão de ruptura das sapatas corridas com extrapolação das curvas tensão vs recalque para ensaios de placa realizados na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.

Método de extrapolação	Amostra	Resistência média - Rmed (kN/m ²)	Desvio padrão da resistência - σ_r (kN/m ²)	Coeficiente de variação da resistência - v_r	Resistência máxima (kN/m ²)	Resistência mínima (kN/m ²)
Décourt (1996)	AR	235,0	161,68	0,69	417,0	108,0
	SMC	253,0	62,60	0,25	415,0	109,5
Chin (1970)	AR	235,0	178,50	0,76	432,0	84,0
	SMC	250,9	71,34	0,28	429,9	85,8
Van der Veen (1953)	AR	224,7	166,43	0,74	410,0	88,0
	SMC	241,5	65,56	0,28	409,0	91,1
Van der Veen mod. Aoki (1976)	AR	224,7	166,43	0,74	410,0	88,0
	SMC	241,2	66,21	0,27	405,9	89,6

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

Dentre os métodos de extrapolação das curvas tensão vs recalque na amostra real os

que levam a maiores valores de resistência média, para ensaios de placa realizados em diferentes condições de subsolo, são os sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970), que apresentam resistências médias iguais. Os métodos de extrapolação que apresentam a menor resistência média para ensaios de placa são os sugeridos por Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976), que apresentam resistências médias também iguais.

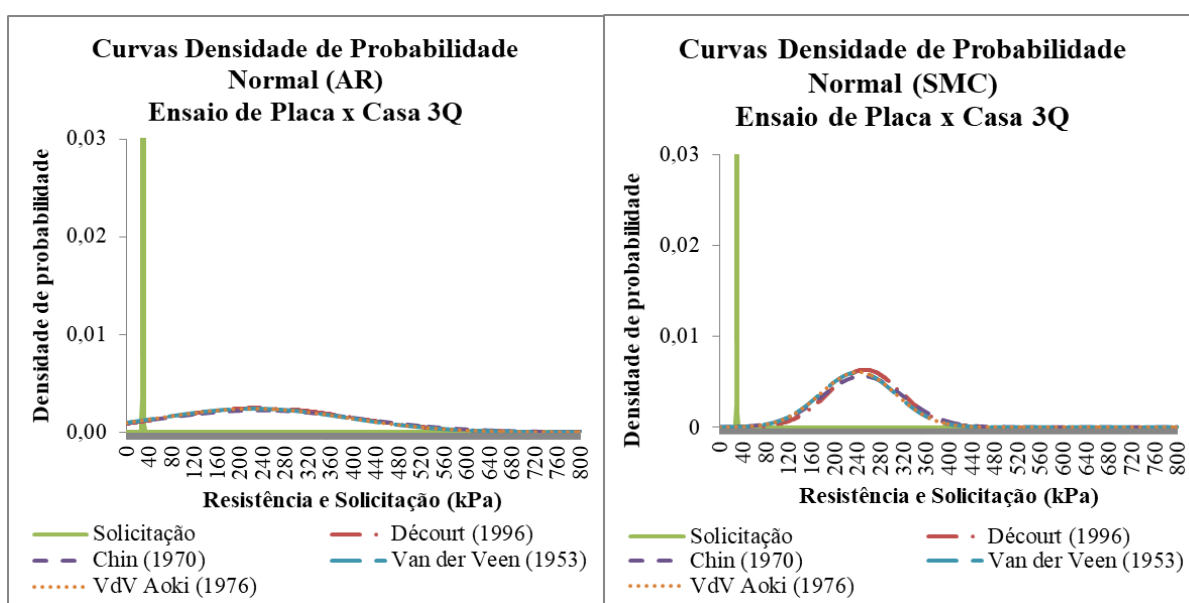
Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo as resistências médias dos métodos de extrapolação apresentaram um aumento em relação as obtidas com amostra real, mas mantêm a mesma ordem de grandeza.

A dispersão da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo diminuiu para todos os métodos de extrapolação em relação a dispersão observada na amostra real. Os métodos de extrapolação apresentando coeficientes de variação de resistência parecidos, assumindo valores de 25 a 28%.

4.4.3 Análise das curvas densidade de probabilidade no ELU

Na Figura 74 são apresentadas as curvas normais de resistência, para tensão de ruptura, e para solicitação da casa modelo Tipo 3, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, considerando a extrapolação das curvas tensão vs recalque dos ensaios de placa que representam as sapatas corridas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.

Figura 74 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as resistências obtidas por meio das tensões de ruptura, com referência nas sapatas corridas executadas no Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.



Fonte: O autor (2019).

Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, a curva de solicitação da casa

modelo Tipo 3 diminui a dispersão dos valores, gerando uma curva menos alargada e com maior densidade de probabilidade que a apresentada na amostra real. Todos os métodos de extrapolação para obtenção da resistência na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo devem apresentar uma probabilidade de ruína menor que a obtida com a amostra real.

Tanto na amostra real como na amostra com aplicação a simulação Monte Carlo as curvas de resistência para os métodos de extrapolação assumem a mesma forma, fazendo com que as curvas de resistência fiquem sobrepostas, e para os diferentes métodos de extrapolação as probabilidades de ruína estimadas devem apresentar-se na mesma ordem de grandeza.

4.4.4 Resultados de probabilidade de ruína

Na Tabela 52 são apresentados os resultados de probabilidade de ruína, para as amostras real e com utilização da simulação Monte Carlo, para as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para as solicitações e para a resistência, obtidas por meio da extrapolação das curvas tensão vs recalque provenientes dos ensaios de placa realizados na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.

Os resultados de probabilidade de ruína da amostra real para todos os métodos de extrapolação das curvas tensão vs recalque apresentam um valor de probabilidade de ruína na mesma ordem de grandeza.

A probabilidade de ruína estimada para a amostra gerada por meio da aplicação de simulação Monte Carlo, apresenta-se para os métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996), Chin (1970), Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976) com valores na mesma ordem de grandeza.

Tabela 52 - Resultados de probabilidade de ruína para resistências estimadas por meio dos valores de tensão de ruptura com extrapolação das curvas tensão vs recalque para ensaios de placa realizados na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.

Curvas densidade de probabilidade	Métodos de extrapolação	Amostra	pf = 1/N
Normal	Décourt (1996)	AR	$1/(1,0 \times 10^{-1})$
	Chin (1970)		$1/(8,0 \times 10^0)$
	Van der Veen (1953)		$1/(8,0 \times 10^0)$
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		$1/(8,0 \times 10^0)$
	Décourt (1996)	SMC	$1/(5,5 \times 10^3)$
	Chin (1970)		$1/(9,4 \times 10^2)$
	Van der Veen (1953)		$1/(1,6 \times 10^3)$
	Van der Veen mod. Aoki (1976)		$1/(1,4 \times 10^3)$

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pf – Probabilidade de ruína.

Fonte: O autor (2019).

4.4.5 Resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III

Na Tabela 53 são apresentados os resultados de fator de segurança global, fatores de

segurança parciais e índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo para a análise realizada com a resistência obtida por meio das tensões de ruptura das sapatas corridas referenciadas na extrapolação das curvas tensão vs recalque, provenientes dos ensaios de placa realizados na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE, por meio dos métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996), Chin (1970), Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976).

Tabela 53 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III para valores de resistência estimadas por meio da tensão de ruptura com extrapolação das curvas tensão vs recalque, para as sapatas corridas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE, com solicitação da casa modelo Tipo 3.

Métodos de extrapolação	Amostra	Nível de confiabilidade					
		Zero	I		II	III	
		FS	Sd (kN/m²)	Condição Sd ≤ Rd	Rd (kN/m²)	βAR	βSMC
Décourt (1996)	AR	7,9	43,2	Atende	109,3	1,3	-
Chin (1970)		7,9	43,2	Atende	109,3	1,2	-
Van der Veen (1953)		7,6	43,2	Atende	104,5	1,2	-
Van der Veen mod. Aoki (1976)		7,6	43,2	Atende	104,5	1,2	-
Décourt (1996)		8,6	42,7	Atende	117,9	-	3,5
Chin (1970)	SMC	8,4	42,7	Atende	116,1	-	3,1
Van der Veen (1953)		8,1	42,7	Atende	112,3	-	3,2
Van der Veen mod. Aoki (1976)		8,1	42,7	Atende	112,2	-	3,2

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo ; FS – Fator de Segurança Global; Sd – Solicitação de projeto; Rd – Resistência de projeto; β_{AR} – Índice de confiabilidade para a amostra real; β_{SMC} – Índice de confiabilidade para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo ; FS – Fator de Segurança Global; Sd – Solicitação de projeto; Rd – Resistência de projeto; β_{AR} – Índice de confiabilidade para a amostra real; β_{SMC} – Índice de confiabilidade para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

Analisando os resultados apresentados na Tabela 53, pode-se perceber que as estimativas de tensão de ruptura para a análise com nível de rigor de confiabilidade Zero, considerando como valor de referência o fator de segurança 3 recomendado pela NBR 6122/2010 para fundações superficiais, apresenta-se aceitável para todos os métodos de extrapolação tanto para a análise com amostra real como na amostra aplicando a SMC.

Os resultados apresentados na Tabela 53, para a análise com nível de rigor de confiabilidade I, mostram-se também aceitáveis para todos os métodos de extrapolação tanto para a amostra real como para a amostra com aplicação da SMC.

Na Tabela 54 são apresentadas as avaliações dos índices de confiabilidade estimados para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III, apresentadas na Tabela 53, segundo as recomendações da norma MIL-STD-882, do Eurocode EN (1990), da JCSS (2000) e de Meyerhof (1995).

A análise determinística com nível de rigor de confiabilidade igual a Zero apresenta a obra como segura, na análise das tensões de ruptura obtidas para todos os métodos de extrapolação tanto para amostra real como para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo. Entretanto, quando o nível de segurança da análise é aumentado para os níveis de rigor de confiabilidade II e III os limites estabelecidos para segurança não são respeitados e as sapatas corridas mostram-se não seguras.

Tabela 54 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para as resistências obtida por meio da extrapolação das curvas tensão vs recalque para obtenção da tensão de ruptura das sapatas corridas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.

Métodos de extrapolação	Amostra	Ocorrência	Tempo de recorrência	Eurocode EN (1990) (RC2) ($\beta = 3,8$)	JCSS (2000) (B e 2) ($\beta = 4,2$)	Segundo Meyerhof ($p_f < 1/2.500$)
Décourt (1996)	AR	Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Chin (1970)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Van der Veen (1953)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Van der Veen mod. Aoki (1976)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Décourt (1996)	SMC	Remota	10 ano	Não aceitável	Não aceitável	Aceitável
Chin (1970)		Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Van der Veen (1953)		Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Van der Veen mod. Aoki (1976)		Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo

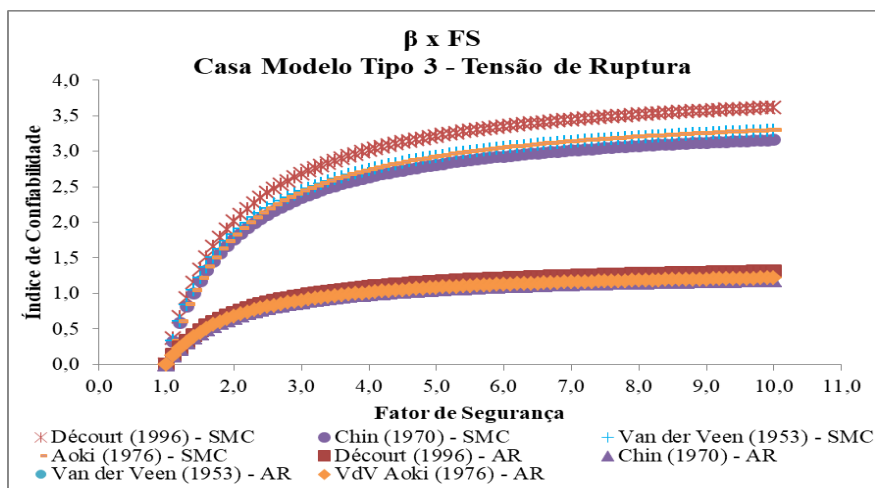
Fonte: O autor (2019).

Na Figura 75 são apresentadas curvas que relacionam índice de confiabilidade com fator de segurança, para cada método de extrapolação das curvas tensão vs recalque, para as amostras real e com aplicação da SMC, considerando as sapatas corridas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.

Analisando as curvas apresentadas na Figura 75 torna-se evidente que o aumento do fator de segurança global não representa uma aumento significativo no índice de confiabilidade, para a resistência obtida por meio da extrapolação das curvas tensão vs recalque das placas ensaiadas na obra, as curvas obtidas com a amostra real não apresentam índice de confiabilidade aceitável segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990) e pela JCSS (2000), para o fator de segurança 3 recomendado pela NBR 6122/2010. Também a amostra com aplicação da SMC o fator de segurança 3 remete a índices de confiabilidade não aceitos segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990) e pela

JCSS (2000).

Figura 75 - Curva $\beta \times FS$ para análise dos resultados de tensão de ruptura obtidos por meio da extrapolação das curvas tensão vs recalque, para as sapatas corridas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.



Fonte: O autor (2019).

A dispersão dos resultados de tensão de ruptura é elevada na amostra real de tal forma que nem aumentando o fator de segurança global para 10 os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990) e pela JCSS (2000) são aceitáveis. Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo a dispersão é menor que a observada na amostra real, entretanto, ainda remete a índices de confiabilidade não aceitos segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990) e pela JCSS (2000) para um fator de segurança global igual a 10. Portanto, a obra não obtém nível de segurança aceitável para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III, sendo neste caso necessária a revisão da solução de fundação para se garantir o desempenho da obra em sua operação.

4.5 RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELU PARA A OBRA DO PROGRAMA MINHA CASA MINHA VIDA EM PETROLINA-PE

Primeiramente são apresentadas as análises estatísticas dos valores de resistência com referência nas tensões de ruptura obtidas por meio das estimativas realizadas pelos métodos teóricos sugeridos por Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Brinch-Hansen (1961) e Vésic (1975) para os ensaios de cisalhamento direto realizados no solo da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE, para amostras na umidade constante, inundada previamente e inundada durante o cisalhamento e sob o carregamento, posteriormente são apresentados os resultados para análise probabilística no ELU.

Na análise do desempenho das sapatas corridas estudadas na obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE são considerados os valores de solicitação da casa modelo

Tipo 3, apresentados na Tabela I.1 do Apêndice I.

4.5.1 Análise estatística das resistências obtidas por meio da tensão de ruptura das sapatas corridas

As estimativas das tensões de ruptura das sapatas corridas foram realizadas por meio dos métodos teóricos sugeridos por Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Brinch-Hansen (1961) e Vésic (1975) com referência nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, para as séries 1, 2, 3 e 4 na condição do solo na umidade constante, inundado previamente e inundado durante o cisalhamento e sob carregamento. As análises probabilísticas são realizadas considerando os dados das quatro séries analisadas para as três condições de subsolo. Na Tabela J.2 do Apêndice J são apresentados os valores de tensão de ruptura de cada série de ensaio, nas três condições de umidade do solo, para os diferentes métodos teóricos de estimativa da tensão de ruptura.

Nas Figuras B.11, B.12 e B.13 do Apêndice B são apresentados os histogramas com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC para os valores de resistência dos métodos teóricos para as sapatas corridas, considerando ensaio de cisalhamento direto realizado para as três condições, com solo na umidade natural, inundado previamente e inundado durante o cisalhamento e sob carregamento.

Na Tabela 55 são apresentados os resultados estatísticos de resistência obtidos para a tensão de ruptura das sapatas corridas, para o solo da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.

Tabela 55 - Resultados estatísticos de resistência obtida por meio da tensão de ruptura das sapatas corridas com estimativa por meio de métodos teóricos para o solo da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.

Condição do Solo	Método Teórico	Amostra	Resistência a média - Rmed (kN/m ²)	Desvio padrão de resistência a - σ_r (kN/m ²)	Coefficient e de variação de resistência - vr	Resistência a máxima (kN/m ²)	Resistência a mínima (kN/m ²)
Umidade Constante	Terzaghi (1943)	AR	663,2	398,73	0,60	1104,3	226,4
		SMC	665,6	179,86	0,27	1100,3	228,4
	Meyerhof (1963)	AR	815,8	512,98	0,63	1384,1	250,2
		SMC	821,7	231,87	0,28	1378,6	255,3
	Brinch-Hansen (1961)	AR	833,9	512,48	0,61	1395,0	263,0
		SMC	831,5	231,73	0,27	1393,1	270,7
Inundado Previamente	Vésic (1975)	AR	851,4	514,19	0,60	1418,0	283,6
		SMC	850,5	233,82	0,28	1410,6	293,4
	Terzaghi (1943)	AR	453,0	341,96	0,75	788,8	94,3
		SMC	444,2	142,57	0,32	779,1	98,4
	Meyerhof (1963)	AR	553,9	433,47	0,78	990,6	97,8
		SMC	548,8	183,38	0,33	983,7	97,9

Condição do Solo	Método Teórico	Amostra	Resistência média - R_{med} (kN/m ²)	Desvio padrão de resistência - σ_r (kN/m ²)	Coefficient e de variação de resistência - v_r	Resistência máxima (kN/m ²)	Resistência mínima (kN/m ²)
Inundado Durante o Cis. Sob Carreg.	Brinch-Hansen (1961)	AR	558,9	427,94	0,77	985,7	105,2
		SMC	547,7	179,70	0,32	973,5	113,5
	Vésic (1975)	AR	575,0	434,48	0,76	1006,3	116,5
		SMC	565,2	181,79	0,32	1003,2	124,6
	Terzaghi (1943)	AR	77,1	93,05	1,21	215,9	19,7
		SMC	104,1	41,31	0,39	215,3	20,2
	Meyerhof (1963)	AR	83,5	104,46	1,25	239,5	19,8
		SMC	113,8	45,55	0,40	237,8	20,2
	Brinch-Hansen (1961)	AR	91,2	108,81	1,19	253,1	22,1
		SMC	122,0	48,65	0,40	251,3	24,0
	Vésic (1975)	AR	98,6	116,38	1,18	271,5	24,2
		SMC	132,0	51,80	0,39	269,6	25,3

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo

Fonte: O autor (2019).

As estimativas de resistência média considerando os parâmetros provenientes dos ensaios de cisalhamento direto realizados com o solo na umidade constante foram os que apresentaram os maiores valores de tensão de ruptura média. Quando aplicada a simulação Monte Carlo a grandeza dos valores de resistência média se manteve.

As estimativas de resistência média considerando os parâmetros provenientes dos ensaios de cisalhamento direto realizados com o solo inundado previamente apresentam-se menores em mais de 1,45 vezes, que aquelas derivadas dos parâmetros provenientes do ensaio na condição de umidade constante. Quando aplicada a simulação Monte Carlo a grandeza dos valores de resistência média se manteve para a amostra com solo inundado previamente.

As estimativas de resistência média considerando os parâmetros provenientes dos ensaios de cisalhamento direto realizados com o solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento apresentam-se menores em mais de 8,5 vezes, que aquelas derivadas dos parâmetros provenientes do ensaio na condição de umidade constante. Quando aplicada a simulação Monte Carlo os valores de resistência média aumentam em relação à amostra real para a condição de solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento.

Portanto, a condição de ensaio de cisalhamento direto que melhor representa a tensão de ruptura no colapso do solo é quando o mesmo é ensaiado na condição de inundação durante o cisalhamento e sob carregamento, sendo esta a menor tensão de ruptura média estimada para todos os métodos teóricos utilizados na análise.

4.5.2 Análise das curvas densidade de probabilidade no ELU

Na Figura 76 são apresentadas as curvas normais de resistência, para tensão de ruptura, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da SMC, considerando os parâmetros de resistência do solo provenientes dos ensaios realizados nas três condições de solo, para a obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.

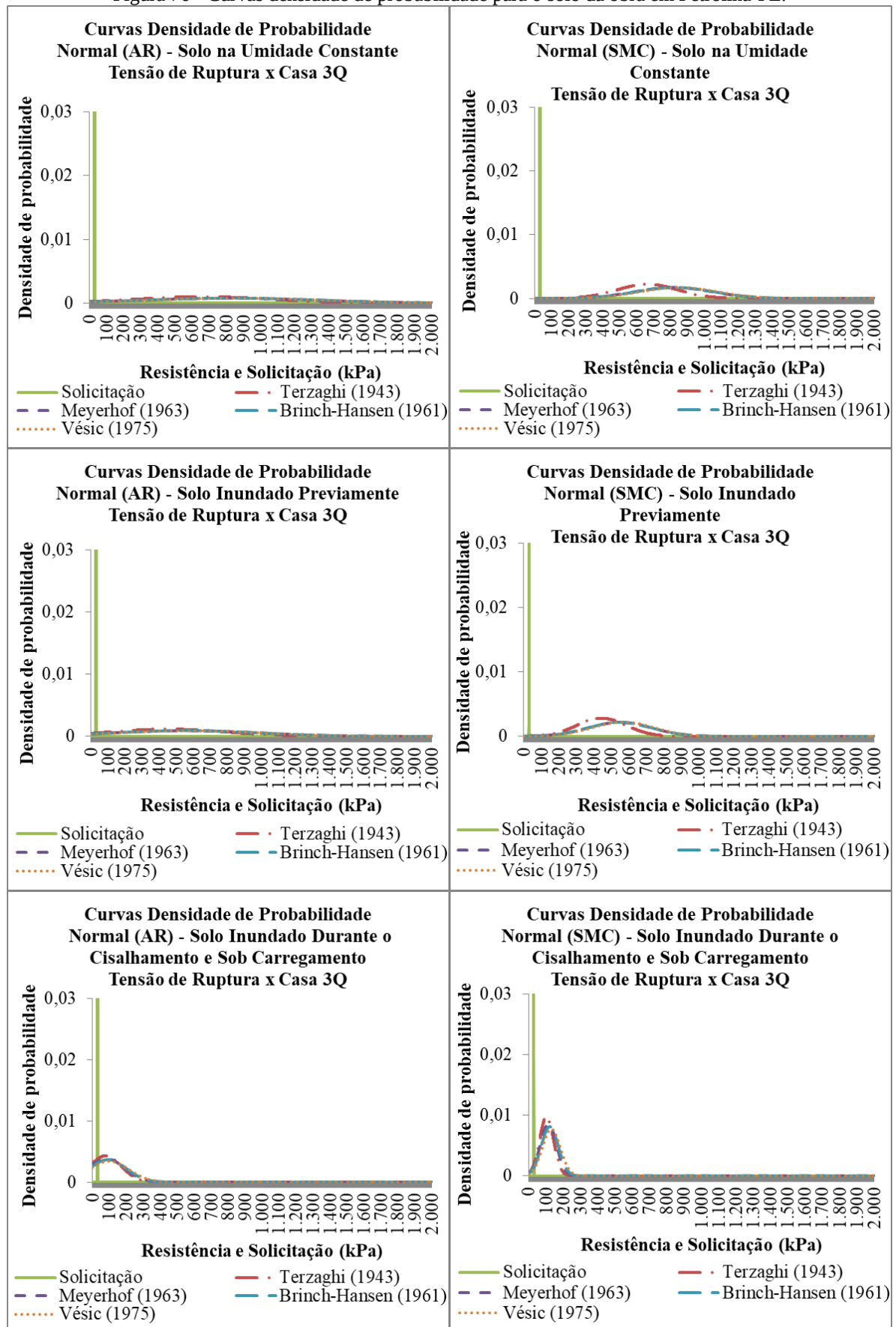
Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, a curva de solicitação da casa modelo Tipo 3 diminuiu a dispersão dos valores, gerando uma curva menos alargada e com maior densidade de probabilidade que a apresentada na amostra real. Todos os métodos de estimativa de tensão de ruptura para obtenção da resistência na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo devem apresentar uma probabilidade de ruína menor que a obtida com a mostra real.

Na amostra real as curvas de resistência para os métodos teóricos assumem a mesma forma, fazendo com que as curvas de resistência fiquem sobrepostas, e para os diferentes métodos as probabilidades de ruína estimadas devem apresentar-se na mesma ordem de grandeza. Já na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo a curva do método de Terzaghi (1943) assume uma dispersão menor que as demais e apresenta-se mais próxima da curva de solicitação, pois apresenta uma resistência média menor que a dos outros métodos.

Comparando a curvas densidade de probabilidade para os parâmetros de ensaios obtidos com os solos na umidade constante e inundados previamente, a probabilidade de ruína para as tensões de ruptura com o solo inundado previamente devem ser maiores, pois a dispersão das curvas é elevada e as resistências médias menores, fazendo as curvas de resistência neste caso encontrarem-se mais próximas da curva de solicitação, gerando uma maior área convolução das funções que representa uma maior de probabilidade de ruína.

Comparando as curvas densidade de probabilidade para os parâmetros de ensaios obtidos com os solos na umidade constante, inundados previamente e inundado durante o cisalhamento sob carregamento, a probabilidade de ruína para as tensões de ruptura com o solo inundado durante o cisalhamento sob carregamento devem ser maiores, pois as curvas de resistência apresentam-se muito próximas da curva de solicitação gerando uma maior área convolução das funções de resistência e solicitação que representa uma maior probabilidade de ruína, quando comparado com as tensões de ruptura obtidas com os parâmetros do solo ensaiado na umidade constante ou inundado previamente.

Figura 76 - Curvas densidade de probabilidade para o solo da obra em Petrolina-PE.



Fonte: O autor (2019).

4.5.3 Resultados de probabilidade de ruína

Na Tabela 56 são apresentados os resultados de probabilidade de ruína, para a resistência, obtidas por meio dos métodos teóricos de estimativa de tensão de ruptura do solo, referenciados em parâmetros provenientes dos ensaios de cisalhamento direto, realizados no solo da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.

Tabela 56 - Resultados de probabilidade de ruína para a obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.

Curvas densidade de probabilidade	Condição de Ensaio do Solo	Métodos de extrapolação	Amostra	pf = 1/N
Normal	Umidade constante	Terzaghi (1943)	AR	1/(1,8x10 ¹)
		Meyerhof (1963)		1/(1,6x10 ¹)
		Brinch-Hansen (1961)		1/(1,7x10 ¹)
		Vésic (1975)		1/(1,8x10 ¹)
		Terzaghi (1943)	SMC	1/(5,5x10 ³)
		Meyerhof (1963)		1/(2,5x10 ³)
		Brinch-Hansen (1961)		1/(4,6x10 ³)
		Vésic (1975)		1/(4,6x10 ³)
Normal	Inundado previamente	Terzaghi (1943)	AR	1/(9,0x10 ⁰)
		Meyerhof (1963)		1/(9,0x10 ⁰)
		Brinch-Hansen (1961)		1/(9,0x10 ⁰)
		Vésic (1975)		1/(1,0x10 ¹)
		Terzaghi (1943)	SMC	1/(5,8x10 ²)
		Meyerhof (1963)		1/(4,1x10 ²)
		Brinch-Hansen (1961)		1/(5,6x10 ²)
		Vésic (1975)		1/(6,9x10 ²)
Normal	Inundado durante o cisalhamento sob carregamento	Terzaghi (1943)	AR	1/(3,0x10 ⁰)
		Meyerhof (1963)		1/(3,0x10 ⁰)
		Brinch-Hansen (1961)		1/(3,0x10 ⁰)
		Vésic (1975)		1/(4,0x10 ⁰)
		Terzaghi (1943)	SMC	1/(2,9x10 ¹)
		Meyerhof (1963)		1/(3,0x10 ¹)
		Brinch-Hansen (1961)		1/(3,6x10 ¹)
		Vésic (1975)		1/(4,3x10 ¹)

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pf – Probabilidade de ruína.

Fonte: O autor (2019).

Os resultados de probabilidade de ruína da amostra real para todos os métodos teóricos de estimativa de tensão de ruptura apresentam um valor de probabilidade de ruína na mesma ordem de grandeza para os parâmetros do solo obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto realizado na umidade constante. Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo a probabilidade de ruína diminuiu para todos os métodos em relação a amostra real, mas todos assumiram valores na mesma ordem de grandeza.

Os resultados de probabilidade de ruína da amostra real para todos os métodos teóricos de estimativa de tensão de ruptura apresentam um valor de probabilidade de ruína na mesma ordem de grandeza para os parâmetros do solo obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto realizado com inundação prévia. Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo a probabilidade de ruína diminuiu para todos os métodos em relação a amostra real, mas todos assumem valores na mesma ordem de grandeza.

Os resultados de probabilidade de ruína da amostra real para todos os métodos teóricos de estimativa de tensão de ruptura apresentam um valor de probabilidade de ruína na mesma ordem de grandeza para os parâmetros do solo obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto realizado com inundação durante o cisalhamento e sob carregamento. Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo a probabilidade de ruína diminuiu para todos os métodos em relação a amostra real, mas todos assumem valores na mesma ordem de grandeza.

Comparando os valores de probabilidade de ruína para as tensões de ruptura obtidas para os ensaios realizados na condição de solo com umidade constante, inundado previamente e inundado durante o cisalhamento e sob carregamento, para a amostra real, todas as probabilidades de ruína estimadas, para os diferentes métodos, ficaram na mesma ordem de grandeza, variando de $1/3$ a $1/18$ nas análises.

Comparando os valores de probabilidade de ruína para as tensões de ruptura obtidas para os ensaios realizados na condição de solo com umidade constante, inundado previamente e inundado durante o cisalhamento e sob carregamento, as probabilidades de ruína para os ensaios com solo na umidade constante são as menores para a amostra com aplicação da SMC e para o solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento são as maiores, ficando a amostra para o solo inundado previamente com estimativas de probabilidade de ruína intermediária as outras duas. Portanto, a condição mais crítica para a fundação estudada é quando a mesma está sob carregamento e o solo é inundado, pois assim é provocado o colapso do solo, e a condição de ensaio que melhor representa a condição mais crítica de operação da obra é a que o solo é ensaiado com inundação durante o cisalhamento e sob carregamento.

A análise para o nível de rigor de confiabilidade III mostra maior coerência nos resultados de probabilidade de ruína, com a probabilidade de ruína variando para as diferentes amostras, já a análise com nível de rigor de confiabilidade II não demonstra a variação da probabilidade de ruína para as diferentes amostras, deixando os valores estimados de probabilidade de ruína para as diferentes condições do solo com ordem de grandeza próxima.

4.5.4 Resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III

Na Tabela 57 são apresentados os resultados de fator de segurança global, resistência e sollicitação de projeto e índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo para a análise realizada com a resistência obtida por meio das tensões de ruptura das sapatas corridas referenciadas nos métodos teóricos de estimativa de tensão de ruptura, provenientes dos ensaios realizados no solo da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.

Analizando os resultados apresentados na Tabela 57, pode-se perceber que as estimativas de tensão de ruptura para a análise com nível de rigor de confiabilidade Zero, considerando como valor de referência o fator de segurança 3 recomendado pela NBR 6122/2010 para fundações superficiais, apresenta-se aceitável para todos os métodos teóricos de estimativa de tensão de ruptura das sapatas corridas para os parâmetros do solo provenientes dos ensaios de cisalhamento direto realizados para o solo com umidade constate e inundado previamente, tanto para as análises com amostra real como na amostra aplicando a SMC. Analisados os resultados de fator de segurança global na amostra real, para ensaios realizados com o solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento, os métodos sugeridos por Terzaghi (1943) e Meyerhof (1963) remetem a valores não recomendados pela NBR 6122/2010, já os métodos sugeridos por Brinch-Hansen (1961) e Vésic (1975) remetem a valores de FS aceitáveis, com a aplicação da SMC para ensaios realizados com o solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento os limites estabelecidos pela NBR 6122/2010 são atendidos, para todos os métodos.

Os resultados apresentados na Tabela 57, para a análise com nível de rigor de confiabilidade I, mostram-se aceitáveis para todos os métodos teóricos de estimativa de tensão de ruptura das sapatas corridas para os parâmetros do solo provenientes dos ensaios de cisalhamento direto realizados para o solo com umidade constate e inundado previamente, tanto para as análises com amostra real como na amostra aplicando a SMC. Analisados os resultados com fatores de segurança parciais na amostra real, para ensaios realizados com o solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento, os métodos sugeridos por Terzaghi (1943), Meyerhof (1963) e Brinch-Hansen (1961) remetem a valores não recomendado pela NBR 6122/2010, já o método sugerido por Vésic (1975) remete a valores aceitáveis, com a aplicação da SMC para ensaios realizados com o solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento os limites estabelecidos pela NBR 6122/2010 são atendidos, para todos os métodos.

Tabela 57 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III, para as sapatas corridas estudadas na obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.

Métodos de extrapolação	Amostra	Nível de confiabilidade					
		Zero	I		II	III	
		FS	Sd (kPa)	Condição $Sd \leq Rd$	Rd (kPa)	β_{AR}	β_{SMC}
Terzaghi (1943)	AR - Umidade constante	22,4	43,2	Atende	308,5	1,6	-
Meyerhof (1963)		27,5	43,2	Atende	379,5	1,5	-
Brinch-Hansen (1961)		28,2	43,2	Atende	387,9	1,6	-
Vésic (1975)		28,7	43,2	Atende	396,0	1,6	-
Terzaghi (1943)	SMC - Umidade constante	22,4	42,6	Atende	309,8	-	3,5
Meyerhof (1963)		27,4	42,6	Atende	380,8	-	3,4
Brinch-Hansen (1961)		28,0	42,6	Atende	385,9	-	3,5
Vésic (1975)		28,8	42,6	Atende	395,1	-	3,6
Terzaghi (1943)	AR - Inundado previamente	15,3	43,2	Atende	210,7	1,2	-
Meyerhof (1963)		18,7	43,2	Atende	257,6	1,2	-
Brinch-Hansen (1961)		18,9	43,2	Atende	260,0	1,2	-
Vésic (1975)		19,4	43,2	Atende	267,5	1,3	-
Terzaghi (1943)	SMC - Inundado previamente	15,0	42,6	Atende	209,0	-	2,9
Meyerhof (1963)		18,4	42,6	Atende	254,2	-	2,8
Brinch-Hansen (1961)		18,5	42,6	Atende	254,4	-	2,9
Vésic (1975)		19,0	42,6	Atende	262,5	-	2,9
Terzaghi (1943)	AR - Inundado durante o cis. e sob carregamento	2,6	43,2	Não Atende	35,9	0,5	-
Meyerhof (1963)		2,8	43,2	Não Atende	38,9	0,5	-
Brinch-Hansen (1961)		3,1	43,2	Não Atende	42,4	0,6	-
Vésic (1975)		3,3	43,2	Atende	45,8	0,6	-
Terzaghi (1943)	SMC - Inundado durante o cis. e sob carregamento	3,5	42,6	Atende	48,5	-	1,8
Meyerhof (1963)		3,9	42,6	Atende	53,0	-	1,8
Brinch-Hansen (1961)		4,1	42,6	Atende	56,6	-	1,9
Vésic (1975)		4,4	42,6	Atende	61,5	-	2,0

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo ; FS – Fator de Segurança Global; Sd – Solicitação de projeto; Rd – Resistência de projeto; β_{AR} – Índice de confiabilidade para a amostra real; β_{SMC} – Índice de confiabilidade para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

Portanto, a condição mais crítica na análise de solo colapsível para níveis de rigor de confiabilidade Zero e I, é quando se utiliza parâmetros de resistência do solo provenientes de ensaios de cisalhamento direto realizados com o solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento. Quando os parâmetros dos solos colapsíveis são obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto com solo na umidade constate ou inundado previamente remete as estimativas de carga de ruptura maiores que a crítica, obtendo análises de confiabilidade com nível de rigor Zero e I que ficam contra a segurança.

Para análise probabilística com nível de rigor de confiabilidade II e III os método teóricos de estimativa da tensão de ruptura não apresentam grande influência na análise, todos eles apresentando valores de índice de confiabilidade na mesma ordem de grandeza. Já

quando a análise é realizada para níveis de rigor de confiabilidade zero e I os métodos apresentam influência na estimativa de fator de segurança global e de resistência de projeto.

Na Tabela 58 são apresentadas as avaliações dos índices de confiabilidade estimados para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III, apresentadas na Tabela 57, segundo as recomendações da norma MIL-STD-882, do Eurocode EN (1990), da JCSS (2000) e de Meyerhof (1995).

Tabela 58 - Classificação dos resultados de índice de confiabilidade para a obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.

Métodos de extrapolação	Amostra	Ocorrência	Tempo de recorrência	Eurocode EN (1990) (RC2) ($\beta = 3,8$)	JCSS (2000) (B e 2) ($\beta = 4,2$)	Segundo Meyerhof (pf < 1/2.500)
Terzaghi (1943)	AR - Umidade constante	Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Meyerhof (1963)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Brinch-Hansen (1961)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Vésic (1975)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Terzaghi (1943)	SMC - Umidade constante	Remota	10 anos	Não aceitável	Não aceitável	Aceitável
Meyerhof (1963)		Remota	10 anos	Não aceitável	Não aceitável	Aceitável
Brinch-Hansen (1961)		Remota	10 anos	Não aceitável	Não aceitável	Aceitável
Vésic (1975)		Remota	10 anos	Não aceitável	Não aceitável	Aceitável
Terzaghi (1943)	AR - Inundado previamente	Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Meyerhof (1963)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Brinch-Hansen (1961)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Vésic (1975)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Terzaghi (1943)	SMC - Inundado previamente	Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Meyerhof (1963)		Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Brinch-Hansen (1961)		Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Vésic (1975)		Ocasional	1 ano	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Terzaghi (1943)	AR - Inundado durante o cis. e sob carregamento	Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Meyerhof (1963)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável

Métodos de extrapolação	Amostra	Ocorrência	Tempo de recorrência	Eurocode EN (1990) (RC2) ($\beta = 3,8$)	JCSS (2000) (B e 2) ($\beta = 4,2$)	Segundo Meyerhof (pf < 1/2.500)
Brinch-Hansen (1961)	SMC - Inundado durante o cis. e sob carregamento	Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Vésic (1975)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Terzaghi (1943)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Meyerhof (1963)		Frequente	1 semana	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Brinch-Hansen (1961)		Provável	1 mês	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável
Vésic (1975)		Provável	1 mês	Não aceitável	Não aceitável	Não aceitável

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

As análises com nível de rigor de confiabilidade igual a Zero e I apresentam a obra como segura, para parâmetros de ensaio de cisalhamento direto provenientes de solo com umidade constante ou inundado previamente. Entretanto, quando o nível de segurança da análise é aumentado para os níveis de rigor de confiabilidade II e III os limites estabelecidos para segurança não são respeitados e as sapatas corridas mostram-se não seguras para os mesmos parâmetros de resistência do solo.

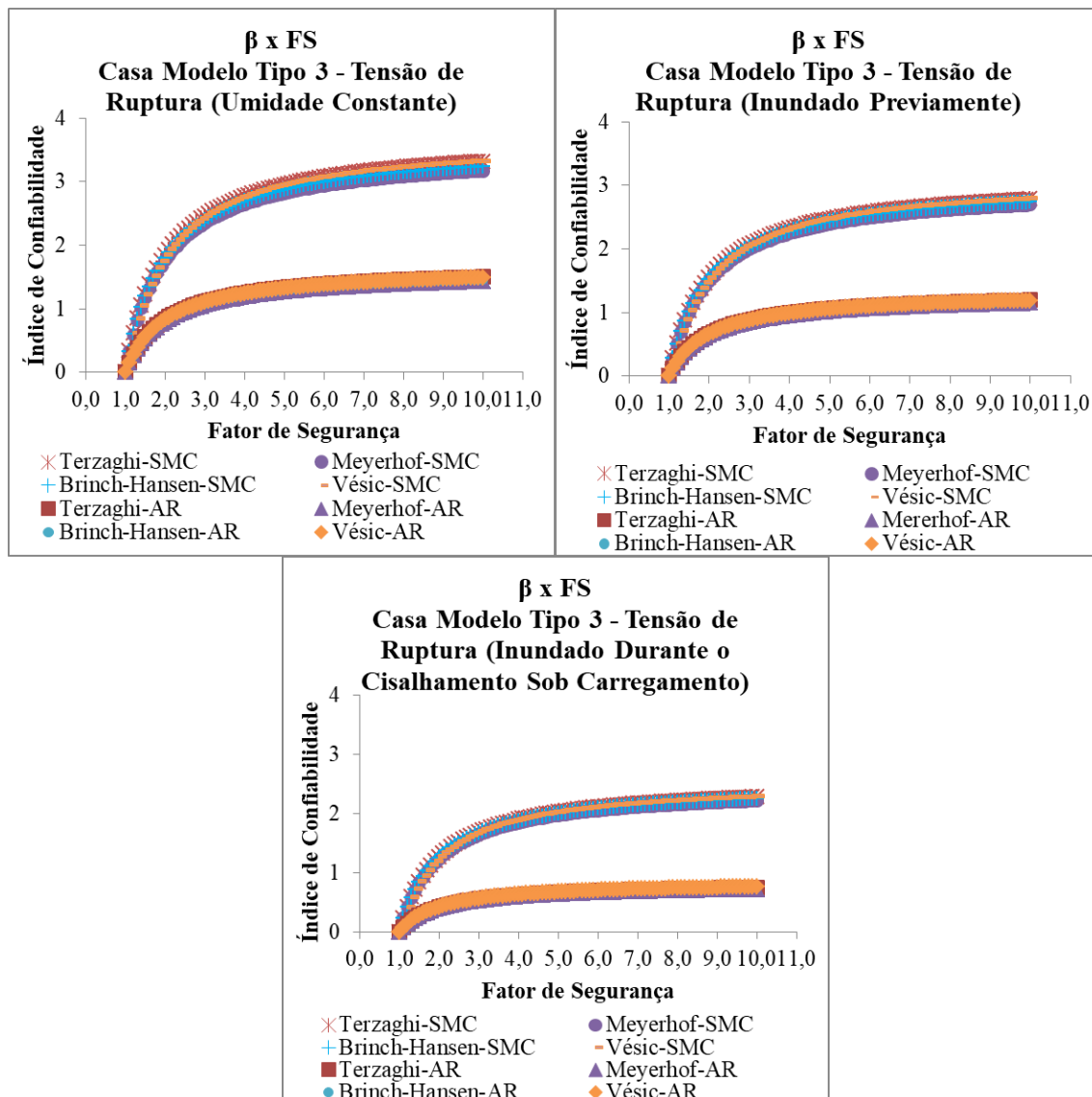
Apenas os parâmetros de resistência do solo provenientes dos ensaios de cisalhamento direto com o solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento, deram origem a tensões de ruptura não seguras para os níveis de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III.

Na Figura 77 são apresentadas curvas que relacionam índice de confiabilidade com fator de segurança, considerando as sapatas corridas estudadas para obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE, com parâmetros de resistência do solo provenientes de ensaios de cisalhamento direto realizados com o solo na umidade constante, inundado previamente e inundado durante o cisalhamento e sob carregamento.

Analisando a Figura 77 pode-se perceber também que os métodos teóricos de estimativa de tensão de ruptura assumem uma mesma trajetória de curva para uma mesma amostras, sendo ela a real ou com aplicação da simulação Monte Carlo, portanto, os métodos teóricos apresentam índices de confiabilidade parecidos para um mesmo fator de segurança. Estas considerações são verdadeiras para as tensões de ruptura estimadas com referência nos parâmetros de resistência dos solos ensaiados na condição de umidade constante, inundado previamente e inundado durante o cisalhamento e sob carregamento. Portanto, na análise

probabilística o método de estimativa da tensão de ruptura utilizado não gera grande influência nos resultados de probabilidade de ruína e de confiabilidade.

Figura 77 - Curva β x FS para as sapatas corridas estudadas na obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.



Fonte: O autor (2019).

A dispersão dos resultados de tensão de ruptura é grande na amostra real, que nem aumentando o fator de segurança global para 10 os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990) e pela JCSS (2000) são aceitáveis. Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo a dispersão é menor que a observada na amostra real, entretanto, ainda remete a índices de confiabilidade não aceitos segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode EM (1990) e pela JCSS (2000) para um fator de segurança global igual a 10. Portanto, a obra não obtém nível de segurança aceitável para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III, sendo neste caso necessária a revisão da solução de fundação para se garantir o desempenho da obra em sua operação.

4.6 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELU PARA AS CINCO REGIÕES ESTUDADAS

Os resultados da análise probabilística no estado limite último foram apresentados para cada região de forma isolada, e aqui são agrupados, relacionando as regiões com soluções de fundação parecida, para que se possa ter uma interpretação mais abrangente do comportamento das fundações assentes em solos colapsíveis. As comparações que serão realizadas não têm as mesmas magnitudes das variáveis, mas apresentam valores próximos de comprimento das estacas, diâmetro e características do subsolo, que viabilizam a comparação.

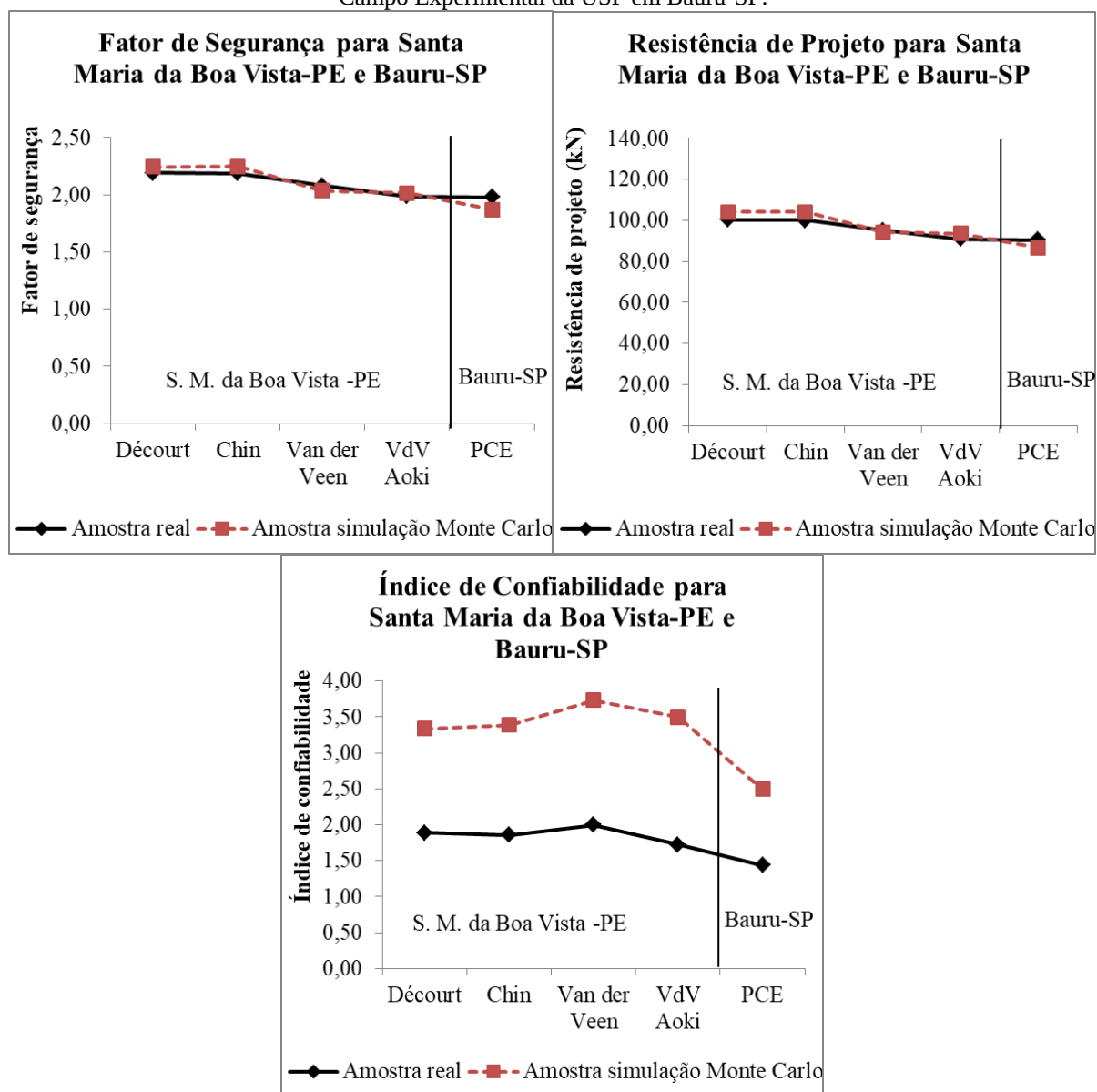
4.6.1 Obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE vs Campo Experimental da USP em Bauru-SP

Na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE foram executadas estacas com comprimento variando de 1,70 a 3,20 m e no Campo Experimental da USP em Bauru-SP foram executadas estacas com 4 m de comprimento, o que permite se realizar a comparação entre os resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III das duas regiões.

Na comparação dos resultados, deve-se atentar para o fato de o subsolo de cada região apresenta características distintas, com o solo da obra em Santa Maria da Boa Vista atingindo o impenetrável a 3,2 m e o solo do Campo Experimental em Bauru apresentando uma camada de baixa compacidade que se estende por 16,8 m. Outro fator importante na comparação é o tipo de fundação e seu diâmetro, onde, para a obra em Santa Maria da Boa Vista foram executadas estacas do tipo broca com 300 mm de diâmetro e no Campo Experimental em Bauru foram executadas estacas apiloadas com 250 mm de diâmetro.

Na Figura 78 são apresentados os resultados de fator de segurança global, resistência de projeto e índice de confiabilidade com e sem aplicação da simulação Monte Carlo, para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE e para o Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Figura 78 - Comparação entre os resultados de índice de confiabilidade, fator de segurança e resistência de projeto para as estacas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista e no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: O autor (2019).

Considerando que no Campo Experimental da USP em Bauru-SP o solo a 4 m de profundidade apresenta baixa compacidade, com N_{spt} menor que 10 e que as estacas apresentam diâmetro de 250 mm, o sistema de fundação nesta região deve apresentar uma probabilidade de ruína maior e um índice de confiabilidade menor, que os observados na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, uma vez que para esta obra as estacas estão assentes em camadas mais resistentes e apresentam uma área maior de ponta. Portanto, se a mesma edificação for executada nas duas regiões o sistema de fundação deve apresentar um desempenho melhor na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE que no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

As análises com nível de rigor de confiabilidade zero e I apresentam as obras das duas regiões com o mesmo nível de segurança, com valores de fator de segurança e de resistência de projeto na mesma ordem de grandeza, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da SMC. Já para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III os índices de confiabilidade são maiores para obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, demonstrando que caso a obra viesse a ser executada no Campo Experimental da USP em Bauru-SP o nível de segurança seria menor, esta diferenciação nos valores de índice de confiabilidade torna-se mais evidente na amostra com aplicação da SMC, demonstrando ser este o resultado mais coerente da análise.

Nas análises com nível de rigor de confiabilidade zero e I a aplicação da SMC não gera diferença relevante nos resultados obtidos, ficando equivalentes aos obtidos por meio da amostra real, entretanto, na análise considerando probabilidade de ruína e índice de confiabilidade para os níveis de rigor II e III a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo melhora a qualidade da amostra e gera resultados mais assertivos, contudo, a análise com nível de rigor de confiabilidade II fica a favor da segurança sendo mais pessimista com relação a segurança da obra. Gusmão *et al.* (2013) obteve resultados similares com o aumento da amostra não representando um aumento significativo na segurança da obra para análises com nível de rigor de confiabilidade zero e I, e demonstrando que o aumento da amostra gera maior influência nos resultados de probabilidade de ruína para análises com nível de rigor de confiabilidade II e III.

Vale ressaltar que para as duas regiões aqui comparadas os valores de índice de confiabilidade para as fundações não atingiram as recomendações do Eurocode e da JCSS para índice de confiabilidade, entretanto, todas mostraram-se seguras para análise com nível de rigor de confiabilidade zero. A análise com nível de rigor de confiabilidade I mostrou a obra como sendo não segura para as duas regiões, portanto, a análise por meio de valores de resistência e solicitação de projeto representa um avanço na confiabilidade da análise de segurança para a obra.

4.6.2 Campo Experimental da UnB em Brasília-DF vs Campo Experimental da USP em Bauru-SP

No Campo Experimental da UnB em Brasília-DF foram executadas estacas com comprimento variando de 7,25 a 7,85 metros e no Campo Experimental da USP em Bauru-SP foram executadas estacas com 7 metros de comprimento, o que permite se realizar a comparação entres os resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III das

duas regiões, considerando as cargas de ruptura das estacas para condição de subsolo natural e inundado em Bauru-SP e a variação sazonal da carga de ruptura nas estacas executadas em Brasília-DF.

Na comparação dos resultados, deve-se atentar para o fato de o subsolo de cada região apresenta características parecidas, com camada deformável que se estendendo além dos 7 m de profundidade com N_{SPT} menor que 10, tendo o solo de Brasília-DF uma camada de argila arenosa seguida por uma de argila pedregulhosa e o solo de Bauru-SP uma única camada de areia fina argilosa. Outro fator importante na comparação é o tipo de fundação e seu diâmetro, onde, no Campo Experimental da UnB foram executadas estacas escavadas mecanicamente com 300 mm de diâmetro e no Campo Experimental em Bauru foram executadas estacas apiloadas com 250 mm de diâmetro.

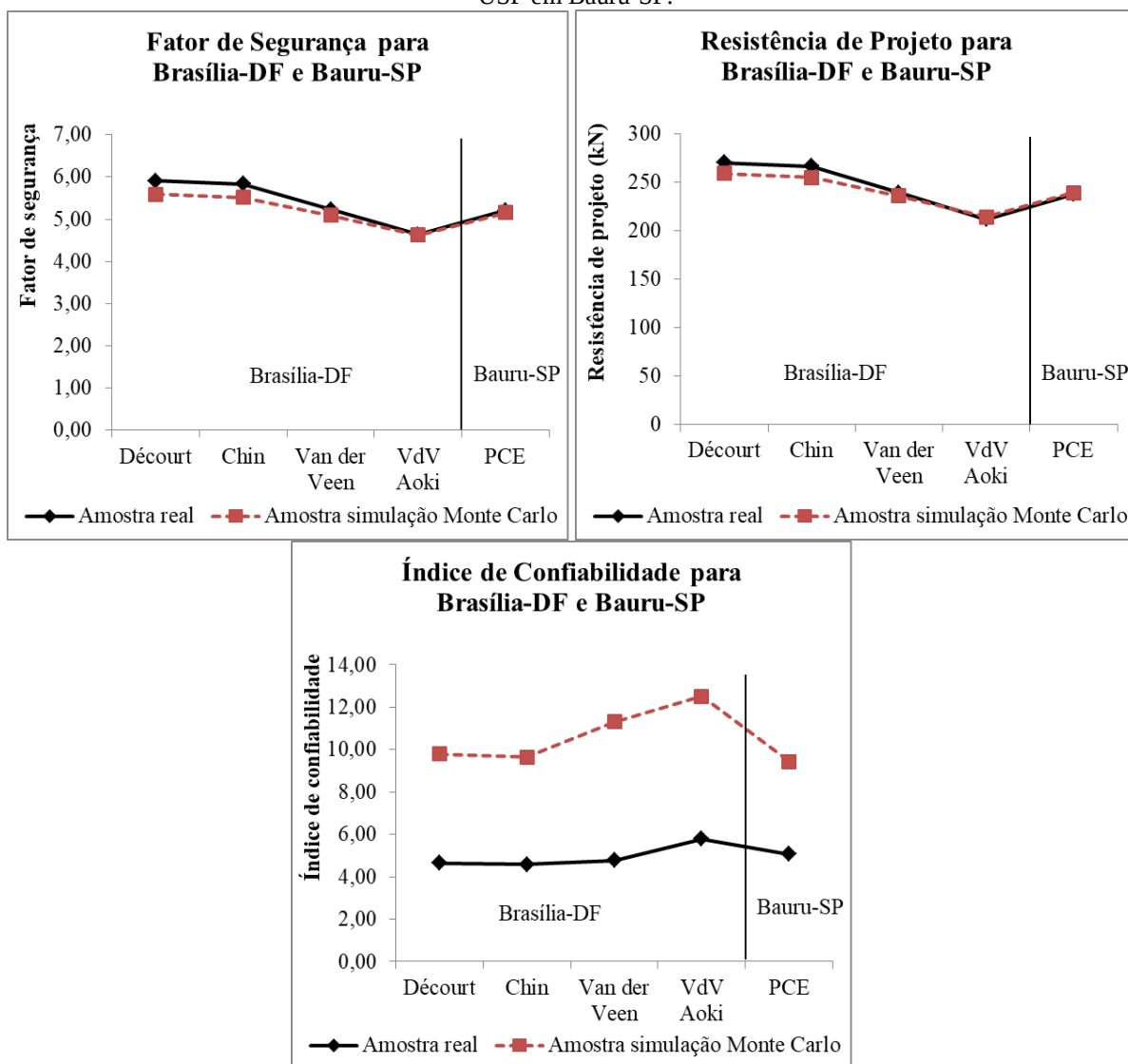
Na Figura 79 são apresentados os resultados de fator de segurança global, resistência de projeto e índice de confiabilidade com e sem aplicação da simulação Monte Carlo, para o Campo Experimental da UnB em Brasília-DF e para o Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

As duas regiões apresentam subsolo que aceita deformações para a camada de assentamento da ponta das estacas, portanto, o desempenho das fundações nas duas regiões deve ser similar, ficando a variação no resultado por conta do diâmetro e do tipo da estaca, que poderia apresentar um desempenho maior ou menor, entretanto, o fator de segurança observado para as fundações de Bauru-SP ficou num valor intermediário entre o máximo e mínimo observado em Brasília-DF, comportamento esse coerente com o esperado.

A aplicação da simulação Monte Carlo na análise dos resultados para os níveis de rigor de confiabilidade zero e I não representa uma mudança significativa no comportamento da amostra, podendo o resultado ser obtido com o mesmo nível de segurança, com a amostra real, sem que haja a necessidade da aplicação da SMC. Quando a análise probabilística é realizada, com estimativas de probabilidade de ruína e índice de confiabilidade com aplicação da simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular gera uma melhora significativa nos valores obtidos, diminuindo a probabilidade de ruína e aumentando o índice de confiabilidade, em relação à amostra real. Portanto, para a análise probabilística a amostra real fica a favor da segurança, porém faz estimativa de índice de confiabilidade e probabilidade de ruína pessimista, sendo neste caso, mais indicada à utilização do método de simulação Monte Carlo para análise probabilística. Gusmão *et al.* (2013), obteve resultados similares demonstrando que o aumento da amostra gera maior influência nos resultados de probabilidade de ruína para análises com nível de rigor de confiabilidade II e III e pouca

influência nas análises com fator de segurança global e resistência de projeto. Vale ressaltar que para a afirmação ser verdadeira precisa-se de uma amostragem mínima representativa, pois antes da amostra ser representativa os valores podem variar até se obter uma convergência.

Figura 79 - Comparação entre os resultados de índice de confiabilidade, fator de segurança e resistência de projeto para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF e no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: O autor (2019).

Vale ressaltar que para as duas regiões aqui comparadas os valores de índice de confiabilidade para as fundações atingiram as recomendações do Eurocode e da JCSS para índice de confiabilidade, e mostraram-se seguras para análise com nível de rigor de confiabilidade zero e I.

A utilização de prova de carga estática agrupando os dados para condição de subsolo natural e inundado, na obtenção da carga de ruptura das estacas, com o objetivo de simular a variação a qual está sujeita a fundação assente em solo colapsível em sua operação, mostrou-

se coerente para as estacas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP, apresentando valores de probabilidade de ruína e índice de confiabilidade na mesma ordem de grandeza dos observados no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF, onde as estacas foram ensaiadas em diferentes meses do ano e em diferentes posições, verificando a influência da variação no tempo e no espaço da carga de ruptura das estacas, esta sendo a forma que melhor representa a variação de umidade que as estacas podem sofrer, uma vez que se trata de uma variação natural.

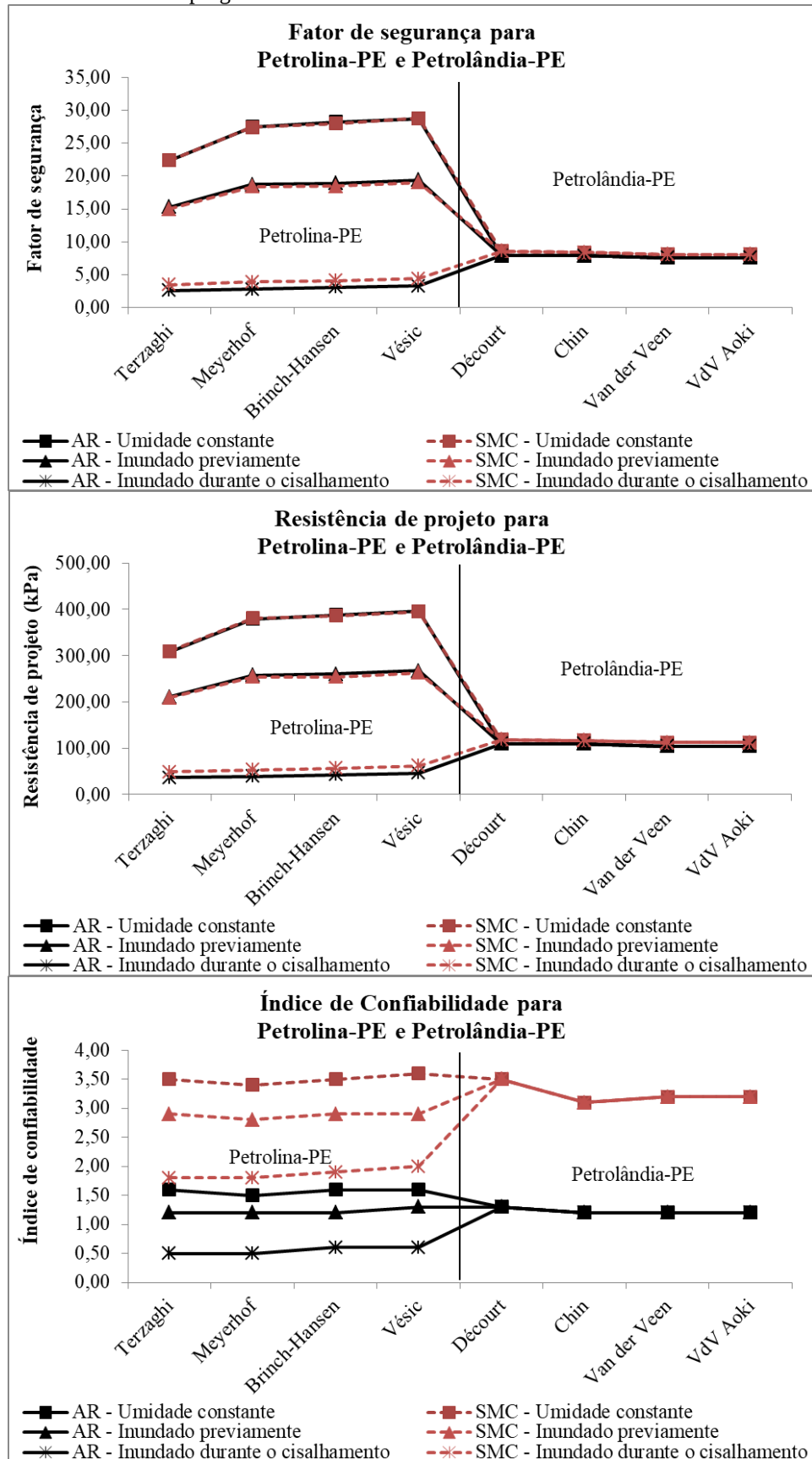
4.6.3 Obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE vs obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE

Nas obras do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE e do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE foi estudado o desempenho de fundações superficiais, o que permite se realizar a comparação entre os resultados de confiabilidade para os níveis de rigor zero, I, II e III das duas regiões, considerando as tensões de ruptura das sapatas corridas para condição de subsolo natural e inundado, com referência nos ensaios de placa, em Petrolândia-PE e as tensões de ruptura obtidas por meio dos métodos teóricos, com referência nos ensaios de cisalhamento direto realizados com solo na umidade natural, inundado previamente e inundado durante o cisalhamento e sob carregamento, para a obra em Petrolina-PE.

Na comparação dos resultados, deve-se atentar para o fato de o subsolo de cada região apresenta características parecidas, os dois sendo classificados como colapsíveis e apresentando camadas deformáveis próximo a superfície do terreno, sendo a primeira camada do solo da obra em Petrolina-PE formada por uma areia fina siltosa e na obra de Petrolândia-PE a primeira camada sendo formada por uma areia fina com pouca areia média.

Na Figura 80 são apresentados os resultados de fator de segurança global, resistência de projeto e índice de confiabilidade com e sem aplicação da simulação Monte Carlo, para a obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE e para a obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.

Figura 80 - Comparação entre os resultados de índice de confiabilidade, fator de segurança e resistência de projeto para as sapatas corridas estudadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE e na obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.



Fonte: O autor (2019).

Como na região de Petrolina-PE foram realizados ensaios de cisalhamento direto que forneceram parâmetros para estimativa por meio de métodos teóricos de tensão de ruptura para as sapatas corridas e em Petrolândia-PE foi realizado ensaio de placa para verificação do desempenho da sapata corrida, é comparada a influência dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno do solo provenientes dos ensaios de cisalhamento direto realizados para as condições de solo com umidade natural, inundado previamente e inundado durante o cisalhamento e sob carregamento, com o desempenho dos ensaios de placa realizados para condição de subsolo natural e inundado.

Quando a análise é realizada para os níveis de rigor de confiabilidade zero e I as tensões de ruptura obtidas por meio dos ensaios de cisalhamento direto nas condições de solo com umidade constante e inundado previamente mostram a obra como segura, respeitando valores recomendados pela NBR 6122/2010. Entretanto, quando a estimativa de tensão de ruptura é realizada para condição de solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento os valores recomendados pela NBR 6122/2010, em alguns métodos, não são respeitados.

A análise realizada por meio de ensaio de placa em Petrolândia-PE representa a variação de resistência que o sistema de fundação está sujeito durante sua operação, passando por períodos secos e chuvosos, portanto, seus resultados são tidos como referência na comparação com os resultados de estimativa da tensão de ruptura por meio de métodos teóricos. Assim sendo, para os níveis de rigor de confiabilidade zero e I, os dados de coesão e ângulo de atrito interno do solo, que apresentam resultados mais próximos dos obtidos nos ensaios de placa, são os provenientes de ensaios de cisalhamento direto com solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento. Portanto, se a análise for realizada com referência em ensaios de cisalhamento direto para os níveis de rigor de confiabilidade zero e I é recomendada a utilização dos parâmetros provenientes do ensaio realizado com o solo inundado durante o cisalhamento sob carregamento, ficando os parâmetros obtidos com o ensaio de cisalhamento direto para condição de solo na umidade constante e inundado previamente contra a segurança, quando o solo estudado é colapsível.

Quando a análise é realizada para os níveis de rigor de confiabilidade II e III os resultados de índice de confiabilidade e probabilidade de ruína para as duas amostras não atendem as recomendações do Eurocode e da JCSS. Comparando as análises das duas regiões para os níveis de rigor de confiabilidade II e III os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno do solo provenientes dos ensaios de cisalhamento direto realizados na condição de solo inundado previamente apresentam índices de confiabilidade na mesma ordem de

grandeza que os obtidos por meio da extrapolação das curvas carga vs recalque dos ensaios de placa. Porém, as tensão de ruptura, com utilização de métodos probabilísticos, apresentam os resultados mais críticos de probabilidade de ruína e índice de confiabilidade para os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno do solo proveniente dos ensaios de cisalhamento direto realizado na condição de solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento.

A aplicação da simulação Monte Carlo na análise dos resultados para os níveis de rigor de confiabilidade zero e I não representa uma mudança significativa no comportamento da amostra, podendo o resultado ser obtido com o mesmo nível de segurança, com a amostra real, sem que haja a necessidade da aplicação da SMC. Quando a análise probabilística é realizada, com estimativas de probabilidade de ruína e índice de confiabilidade com aplicação da simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular gera uma melhora significativa nos valores obtidos, diminuindo a probabilidade de ruína e aumentando o índice de confiabilidade, em relação à amostra real. Portanto, para a análise probabilística a amostra real fica a favor da segurança, porém faz estimativa de índice de confiabilidade e probabilidade de ruína pessimista, sendo neste caso, mais indicada à utilização do método de simulação Monte Carlo para análise probabilística.

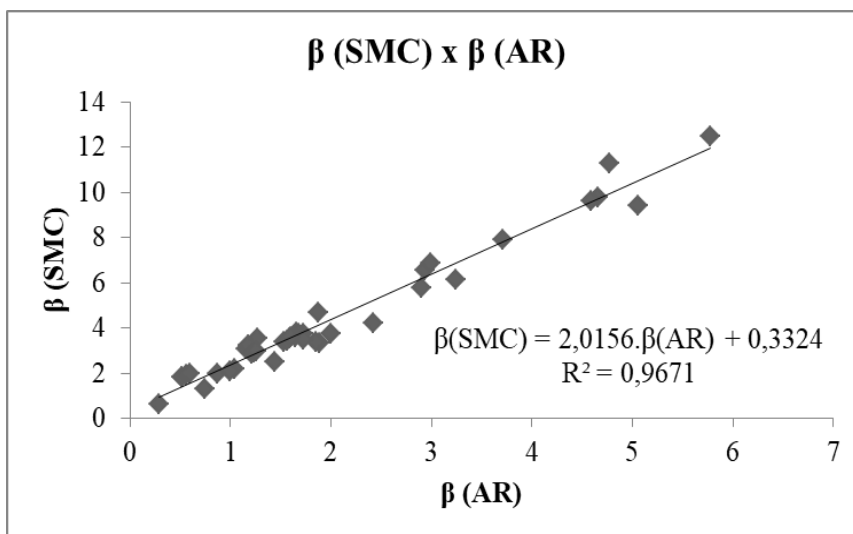
4.6.4 Correlação entre os valores de índice de confiabilidade para os níveis de rigor de confiabilidade II e III

Na Figura 81 é proposta uma equação que relaciona o índice de confiabilidade obtido com a análise probabilística para o nível de rigor de confiabilidade II e para o nível de rigor de confiabilidade III. Nos gráfico foram agrupados os valores de índice de confiabilidade para todas as análises probabilísticas no ELU, tanto para fundações profundas como para fundações superficiais.

A Equação 39 permite a utilização da metodologia sugerida por Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011) para a análise com nível de rigor de confiabilidade II e após a obtenção do valor de índice de confiabilidade com esta metodologia pode-se realizar a correção do valor obtido, por meio da Equação 39, para um valor próximo ao obtido caso a análise fosse realizada para o nível de rigor de confiabilidade III com a aplicação da simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular para 10 mil dados aleatórios de resistência e solicitação.

$$\beta(SMC) = [2,0156 * \beta(AR)] + 0,3324 \quad (39)$$

Figura 81 - Relação entre o índice de confiabilidade da amostra real e o índice de confiabilidade da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular, considerando os valores de índice de confiabilidade obtidos nas cinco regiões estudadas para fundações profundas e superficiais.



Fonte: O autor (2019).

A correção do valor de índice de confiabilidade para a metodologia sugerida por Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011), mantém a metodologia no nível de rigor de confiabilidade II, porém aproxima o valor de índice de confiabilidade do valor obtido por meio da análise com nível de rigor de confiabilidade III, deixando a análise para o nível de rigor de confiabilidade II mais assertiva.

4.7 RESULTADOS PROBABILÍSTICOS NO ELS PARA A OBRA DO REASSENTAMENTO DE ITAPARICA EM SANTA MARIA DA BOA VISTA-PE

Os resultados obtidos para subsidiar a análise probabilística no ELS, com os valores absolutos dos recalques nas estacas, os recalques diferenciais de projeto e os recalques diferenciais toleráveis limite podem ser consultados no Apêndice K. As análises probabilísticas são realizadas para os níveis de rigor de confiabilidade II e III, considerando as solicitações das casas modelos Tipo 1, 2 e 3 para limites de distorção angular igual a 1/500 para danos estéticos na edificação e para distorção angular igual a 1/150 para danos estruturais. Após a obtenção dos resultados de probabilidade de danos é realizada a comparação com os resultados de probabilidade de ruína para casa modelo Tipo 3, que foi considerada nas análises probabilísticas no estado limite último.

4.7.1 Análise estatística dos recalques diferenciais toleráveis limites para $\theta_{TL} = 1/500$

A análise estatística é desenvolvida com os valores de recalques diferenciais toleráveis limites para distorções angulares de 1/500, nas casas modelo Tipo 1, 2 e 3. Na Tabela 59 são

apresentados os resultados de média, desvio padrão e coeficiente de variação para os recalques diferenciais toleráveis limites, para as casas modelo 1, 2 e 3 na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Analisando os resultados estatísticos é possível perceber que o recalque diferencial tolerável limite médio para as três casas modelo apresenta-se na mesma ordem de grandeza, e com a aplicação da SMC não há mudança na ordem de grandeza do recalque diferencial tolerável limite.

Tabela 59 - Resultados estatísticos de recalques diferenciais toleráveis limites na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, para $\theta_{TL} = 1/500$.

Casa modelo	Amostra	$\delta_{TLméd}$ (mm)	$\sigma\delta_{TL}$ (mm)	$v\delta_{TL}$	δ_{TL} máximo (mm)	δ_{TL} mínimo (mm)
Tipo 1	AR	13,7	2,6	0,19	17,0	11,8
	SMC	14,1	1,1	0,08	17,0	11,9
Tipo 2	AR	12,8	3,9	0,31	19,4	7,7
	SMC	13,3	2,4	0,18	19,4	7,7
Tipo 3	AR	13,2	4,9	0,37	22,1	3,9
	SMC	13,0	3,7	0,29	21,9	4,0

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; δ_{TL} – Recalque diferencial tolerável limite; $\delta_{TLméd}$ – Recalque diferencia tolerável limite médio; $\sigma\delta_{TL}$ – Desvio padrão do recalque diferencial tolerável limite; $v\delta_{TL}$ – Coeficiente de variação do recalque diferencial tolerável limite.

Fonte: O autor (2019).

Analisados os resultados de desvio padrão para os recalques diferenciais toleráveis limites é possível observar que o desvio padrão para casa modelo Tipo 3 é maior que o das outras duas casas e a casa modelo Tipo 1 é a que apresenta o menor desvio padrão dos recalques diferenciais toleráveis limites.

Mantendo-se a mesma ordem de grandeza das médias e com desvio padrão aumentando da casa Tipo 1 para a Tipo 2 e desta para a Tipo 3 o coeficiente de variação para cada casa modelo apresenta-se distinto, com a casa modelo Tipo 1 assumindo o menor valor para amostra real, a casa modelo Tipo 2 um valor intermediário e a casa modelo Tipo 3 com o maior valor. Para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo os coeficientes de variação diminuíram em relação à amostra real.

A casa modelo Tipo 3, com a maior área, é a que apresenta a maior dispersão dos valores de recalque diferencial tolerável limite, já a casa com a menor área é a que apresenta a menor dispersão dos valores de recalque diferencial tolerável limite.

4.7.2 Análise estatística dos recalques diferenciais toleráveis limites para $\theta_{TL} = 1/150$

A análise estatística é desenvolvida com os valores de recalques diferenciais toleráveis limites para distorções angulares de 1/150, nas casas modelo Tipo 1, 2 e 3. Na Tabela 60 são

apresentados os resultados de média, desvio padrão e coeficiente de variação para os recalques diferenciais toleráveis limites, para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3 na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Tabela 60 - Resultados estatísticos de recalques diferenciais toleráveis limites na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, para $\theta_{TL} = 1/150$.

Casa modelo	Amostra	$\delta_{TL} \text{ méd (mm)}$	$\sigma \delta_{TL} \text{ (mm)}$	$v \delta_{TL}$	$\delta_{TL} \text{ máximo (mm)}$	$\delta_{TL} \text{ mínimo (mm)}$
Tipo 1	AR	45,5	8,6	0,19	56,6	39,3
	SMC	47,1	3,6	0,08	56,5	39,4
Tipo 2	AR	42,8	13,1	0,31	64,8	25,5
	SMC	44,3	8,1	0,18	64,7	25,8
Tipo 3	AR	43,9	16,2	0,37	73,8	13,1
	SMC	43,2	12,4	0,28	73,1	13,4

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; δ_{TL} – Recalque diferencial tolerável limite; $\delta_{TL \text{ méd}}$ – Recalque diferencia tolerável limite médio; $\sigma \delta_{TL}$ – Desvio padrão do recalque diferencial tolerável limite; $v \delta_{TL}$ – Coeficiente de variação do recalque diferencial tolerável limite.

Fonte: O autor (2019).

Analisando os resultados estatísticos é possível perceber que o recalque diferencial tolerável limite médio para as três casas modelo apresenta-se na mesma ordem de grandeza, sendo a menor valor para casa modelo Tipo 2 na amostra real e o maior para a casa modelo 1 da amostra real, já para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo o menor valor é para casa modelo 3 e o maior é para casa modelo 1.

Analisados os resultados de desvio padrão para os recalques diferenciais toleráveis limites é possível observar que o desvio padrão para casa modelo Tipo 3 é maior que o das outras duas casas e a casa modelo Tipo 1 é a que apresenta o menor desvio padrão dos recalques diferenciais toleráveis limites.

Mantendo a mesma ordem de grandeza das médias e com desvio padrão aumentando da casa modelo Tipo 1 para a Tipo 2 e desta para a Tipo 3 o coeficiente de variação para cada casa modelo apresenta-se distinto, com a casa modelo Tipo 1 assumindo o menor valor para amostra real a casa modelo Tipo 2 um valor intermediário e a casa modelo Tipo 3 com o maior valor. Para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo os coeficientes de variação diminuíram em relação à amostra real, entretanto o comportamento na relação das casas se manteve.

A média dos recalques diferencial tolerável limite para distorção angular igual a 1/500 é menor que para a distorção angular de 1/150, em todas as casas modelo, também o desvio padrão para o recalque diferencial tolerável limite para distorção angular igual a 1/500 é menor que para a distorção angular de 1/150, mantendo assim para as duas distorções angulares o mesmo coeficiente de variação dos recalques diferenciais toleráveis limites, para

cada casa modelo. O comportamento apresentado demonstra a coerência na utilização dos recalques diferenciais toleráveis limites com referência em uma distorção angular.

4.7.3 Análise estatística dos recalques diferenciais de projeto

A análise estatística é desenvolvida com os valores de recalques diferenciais de projeto para a amostra real e para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, nas casas modelo Tipo 1, 2 e 3. Na Tabela 61 são apresentados os resultados de média, desvio padrão e coeficiente de variação para os recalques diferenciais de projeto, para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3 na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Tabela 61 - Resultados estatísticos de recalques diferenciais de projeto na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Casa modelo	Amostra	$\delta_{dméd}$ (mm)	$\sigma_{\delta d}$ (mm)	$v_{\delta d}$	δd máximo (mm)	δd mínimo (mm)
Tipo 1	AR	5,4	4,2	0,77	15,0	0,0
	SMC	6,8	3,1	0,46	14,9	0,1
Tipo 2	AR	4,4	4,2	0,96	16,2	0,0
	SMC	6,9	3,4	0,50	16,2	0,1
Tipo 3	AR	6,4	5,7	0,90	21,2	0,0
	SMC	9,2	4,4	0,48	21,0	0,0

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo ; δ_d – Recalque diferencial tolerável limite; $\delta_{dméd}$ – Recalque diferencial tolerável limite médio; $\sigma_{\delta d}$ – Desvio padrão do recalque diferencial tolerável limite; $v_{\delta d}$ – Coeficiente de variação do recalque diferencial tolerável limite.

Fonte: O autor (2019).

Analisando os resultados estatísticos é possível perceber que o recalque diferencial de projeto médio para as três casas modelo apresenta-se maior para casa modelo Tipo 3 e menor para a casa modelo Tipo 2 para a amostra real, já para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo o maior recalque diferencial de projeto médio é o da casa modelo Tipo 3 e menor o da casa modelo Tipo 1.

Analisados os resultados de desvio padrão para os recalques diferenciais de projeto é possível observar que o desvio padrão para casa modelo Tipo 3 é maior que o das outras duas casas e a casa modelo Tipo 1 e 2 apresentam o mesmo desvio padrão dos recalques diferenciais de projeto para amostra real. Para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo o desvio padrão para casa modelo Tipo 3 é maior que o das outras duas casas e o da casa modelo Tipo 1 é menor que o da casa modelo 2.

O coeficiente de variação para cada casa modelo apresenta-se distinto, com a casa modelo Tipo 1 assumindo o menor valor para amostra real, a casa modelo Tipo 3 um valor intermediário e a casa modelo Tipo 2 o maior valor. Para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo os coeficientes de variação diminuíram em relação à amostra real,

entretanto o comportamento na relação das casas se manteve.

4.7.4 Análise das curvas densidade de probabilidade no ELS

Dada à variabilidade existente nos valores de recalque diferencial tolerável limite (δ_{TL}) e nos valores de recalque diferencial de projeto (δ_d), considerando os resultados estatísticos, é possível gerar curvas densidade de probabilidade de δ_{TL} e δ_d e analisar o comportamento das curvas, assim como a interação entre elas. Na análise realizada com as estacas da obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE são consideradas as curvas densidade de probabilidade de δ_{TL} e δ_d com distribuição normal, para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3.

4.7.4.1 Curvas densidade de probabilidade para $\theta_{TL} = 1/500$

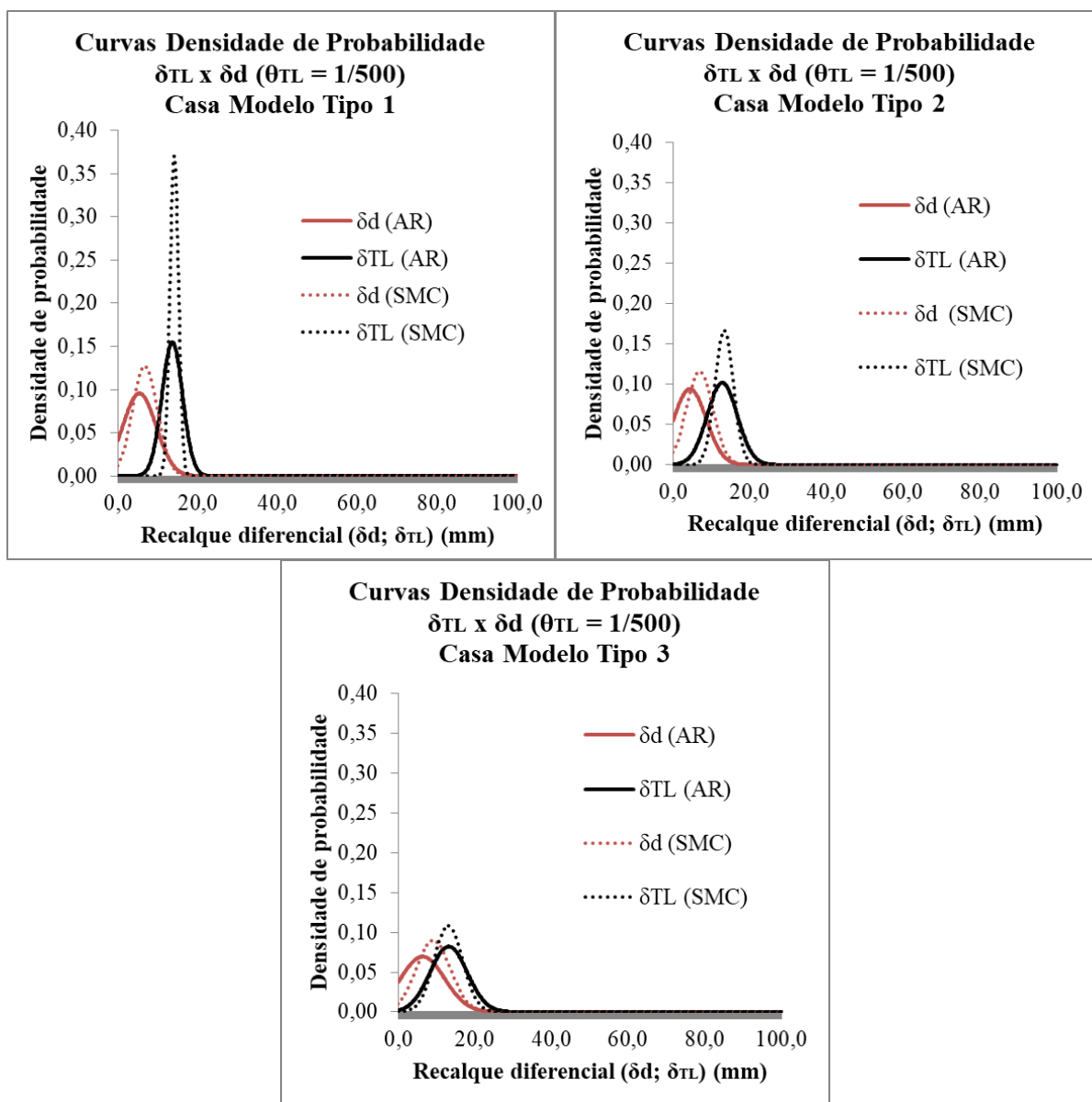
As curvas densidade de probabilidade de recalque diferencial tolerável limite e recalque diferencial de projeto seguem uma distribuição normal simétrica. Após é aplicada a simulação Monte Carlo com geração de 10 mil dados aleatórios de δ_{TL} e de δ_d , gerando dados estes que são utilizados na formação das curvas densidade de probabilidade.

Na Figura 82 são apresentadas as curvas normais de recalque diferencial tolerável limite, para distorção angular tolerável limite de 1/500, e o recalque diferencial de projeto para as casas modelos Tipo 1, 2 e 3, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Analisando a Figura 82 é possível observar que as curvas normais, da amostra real, apresentam maior densidade de probabilidade, assumindo forma mais alongada, na casa modelo Tipo 1, e apresentam menor densidade de probabilidade para casa modelo Tipo 2 e ainda menor para casa modelo Tipo 3, tanto para as curvas do recalque diferencial tolerável limite como para as curva de recalque diferencial de projeto.

Quando aplicada a simulação Monte Carlo todas as curva das casas modelo Tipo 1, 2 e 3 apresentam densidade de probabilidade maior e dispersão menor, assumindo formas mais alongadas e menos alargadas que as curvas para os mesmos recalques diferenciais na amostra real, entretanto, o comportamento entre as curvas apresenta-se parecido com o observado para a amostra real, com a maior densidade de probabilidade para casa modelo Tipo 1, que se apresenta menor para casa modelo Tipo 2 e ainda menor para casa modelo Tipo 3, tanto para as curvas do recalque diferencial tolerável limite como para as curva de recalque diferencial de projeto.

Figura 82 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para recalques diferenciais toleráveis limites, com $\theta_{TL} = 1/500$, e recalque diferencial de projeto, para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3.



Fonte: O autor (2019).

A relação no aumento da densidade de probabilidade das curvas normais na amostra real para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo não é proporcional, em todas as casas modelo, onde a amostra real da casa modelo Tipo 1 faz a curva densidade de probabilidade da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo aumentar mais que nas casa modelo Tipo 2 e 3. Portanto, a amostra real influencia no desempenho dos dados estatísticos provenientes da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

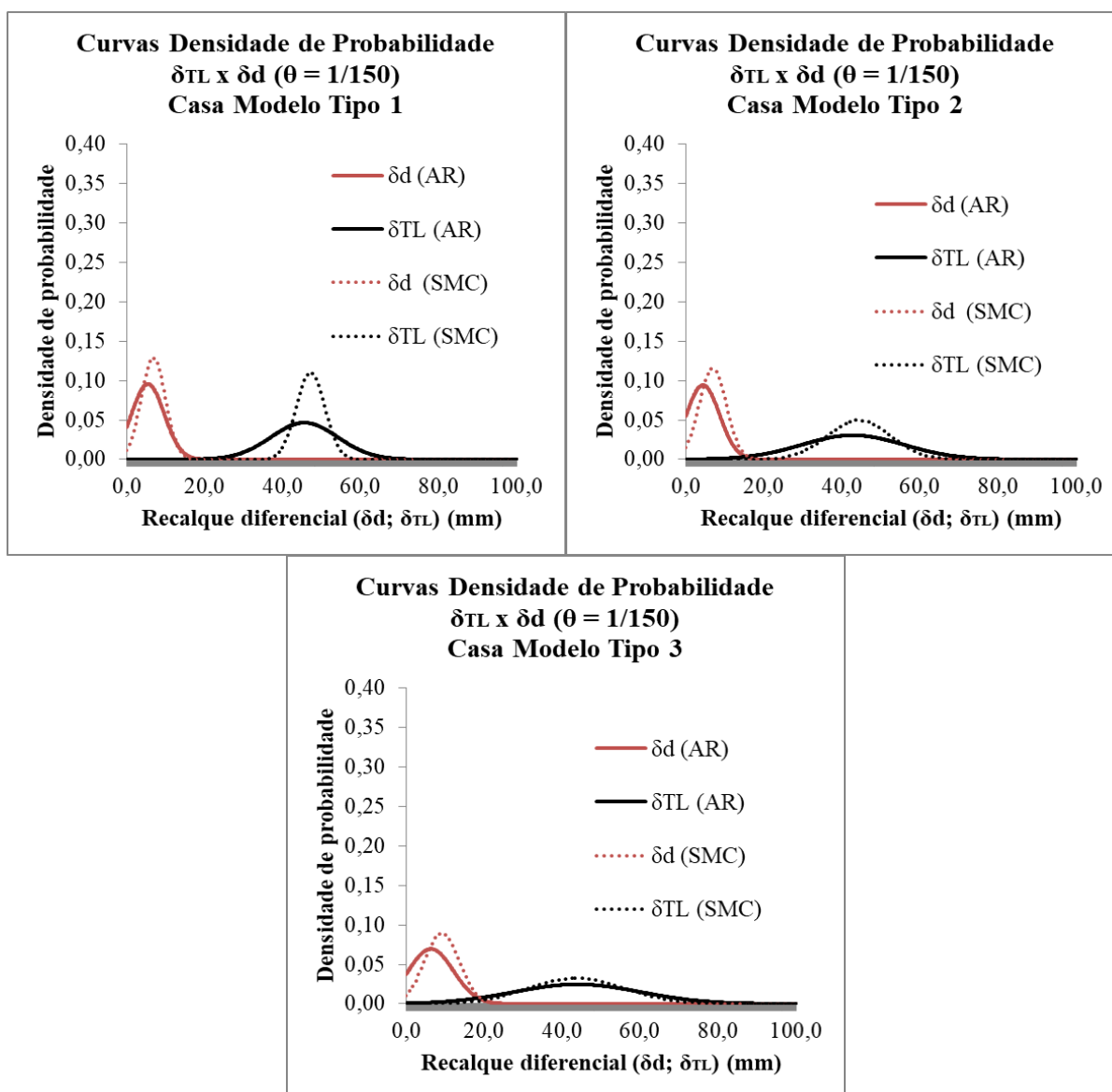
4.7.4.2 Curvas densidade de probabilidade para $\theta_{TL} = 1/150$

As curvas densidade de probabilidade de recalque diferencial tolerável limite e recalque diferencial de projeto seguem uma distribuição normal simétrica. Após é aplicada a

simulação Monte Carlo com geração de 10 mil dados aleatórios de δ_{TL} e de δ_d , gerando dados estes que são utilizados na formação das curvas densidade de probabilidade.

Na Figura 83 são apresentadas as curvas normais de recalque diferencial tolerável limite, para distorção angular tolerável limite de $1/150$, e o recalque diferencial de projeto para as casas modelos Tipo 1, 2 e 3, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Figura 83 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para recalques diferenciais toleráveis limites, com $\theta_{TL} = 1/150$, e recalque diferencial de projeto, para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3.



Fonte: O autor (2019).

Analisando a Figura 83 é possível observar que as curvas normais, da amostra real, apresentam maior densidade de probabilidade, assumindo forma mais alongada, na casa modelo Tipo 1, e apresentam menor densidade de probabilidade para casa modelo Tipo 2 e ainda menor para casa modelo Tipo 3, tanto para as curvas do recalque diferencial tolerável

limite como para as curva de recalque diferencial de projeto.

Quando aplicada a simulação Monte Carlo todas as curva das casas modelo Tipo 1, 2 e 3 apresentam densidade de probabilidade maior e dispersão menor, assumindo formas mais alongadas e menos alargadas que as curvas para os mesmos recalques diferenciais na amostra real, entretanto, o comportamento entre as curvas apresenta-se parecido com o observado para a amostra real, com a maior densidade de probabilidade para casa modelo Tipo 1, que se apresenta menor para casa modelo Tipo 2 e ainda menor para casa modelo Tipo 3, tanto para as curvas do recalque diferencial tolerável limite como para as curvas de recalque diferencial de projeto. Portanto, a probabilidade de danos deve ser maior para casa modelo Tipo 3 e menor para casa modelo Tipo 1.

A relação no aumento da densidade de probabilidade das curvas normais na amostra real para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo não é proporcional em todas as casas modelo, onde a amostra real da casa modelo Tipo 1 faz a curva densidade de probabilidade da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo aumentar mais que nas casas modelo Tipo 2 e 3. Na casa modelo Tipo 3 a curva de recalque diferencial tolerável limite da amostra com aplicação da SMC apresenta-se com a forma parecida com a da amostra real, a condição ocorre devido ao elevado desvio padrão da amostra real, que não permite que ocorra um melhoramento estatístico considerável quando aplicada a SMC.

As curvas de recalque diferencial tolerável limite com referência na distorção angular de 1/150 apresentaram coeficientes de variação de recalque diferencial tolerável limite iguais aos apresentados para as curva referenciadas da distorção angular de 1/500, para as três casas modelo, entretanto, as curvas assumem formas diferentes para as análises com recalque diferencial tolerável limite referenciado nas distorções angulares de 1/150 e 1/500, isso porque, o desvio padrão das amostras é diferente em cada análise e acaba por influenciar na forma da curva densidade de probabilidade para recalque diferencial tolerável limite.

4.7.5 Resultados de probabilidade de danos

Na Tabela 62 são apresentados os resultados de probabilidade de danos (pd), para as amostras real e com utilização da simulação Monte Carlo com geração de 10 mil dados aleatórios, para as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para os recalques diferenciais de projeto e recalque diferenciais toleráveis limites das casas modelo Tipo 1, 2 e 3, com referência na distorção angular de 1/500.

Tabela 62 - Resultados de probabilidade de danos nas casas modelo executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com referência na $\theta_{TL} = 1/500$.

Curvas densidade de probabilidade	Casa Modelo	Amostra	pd = 1/N
Normal	Tipo 1	AR	$1/(2,1 \times 10^1)$
		SMC	$1/(8,2 \times 10^1)$
Normal	Tipo 2	AR	$1/(1,4 \times 10^1)$
		SMC	$1/(1,7 \times 10^1)$
Normal	Tipo 3	AR	$1/(5,0 \times 10^0)$
		SMC	$1/(4,0 \times 10^0)$

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo ; pd – Probabilidade de danos.

Fonte: O autor (2019).

Como na Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE foram executadas 70 casas, nenhuma das casas modelo Tipo 1 deve sofrer danos para distorções angulares iguais a $1/500$, entretanto, para casa modelo Tipo 2 uma a cada 17 casa deve sofrer danos e para casa modelo Tipo 3 uma a cada 4 casas deve sofrer danos para distorções angulares iguais a $1/500$, representando um total de 10 % das casas com danos estáticos em toda a Agrovila 15.

Na Tabela 63 são apresentados os resultados de probabilidade de danos, para as amostras real e com utilização da simulação Monte Carlo com geração de 10 mil dados aleatórios, para as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para os recalques diferenciais de projeto e recalque diferenciais toleráveis limites das casas modelo Tipo 1, 2 e 3, com referência na distorção angular de $1/150$.

Analisando os resultados de probabilidade de danos irreversíveis na estrutura, fica evidente que a casa com maior probabilidade de danos é a Tipo 3 e a menor é a casa modelo Tipo 1, onde essa condição ocorre tanto para a amostra real como para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo. Em todas as casas modelo a amostra com a aplicação da SMC apresenta probabilidade de danos menor que a amostra real, sendo que para a casa modelo Tipo 1 a probabilidade de danos para a amostra com aplicação das SMC tende a zero.

Tabela 63 - Resultado de probabilidade de danos para os recalques diferenciais toleráveis limites na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com referência na $\theta_{TL} = 1/150$.

Curvas densidade de probabilidade	Casa Modelo	Amostra	pd = 1/N
Normal	Tipo 1	AR	$1/(7,4 \times 10^4)$
		SMC	-
Normal	Tipo 2	AR	$1/(3,8 \times 10^2)$
		SMC	$1/(9,9 \times 10^4)$
Normal	Tipo 3	AR	$1/(6,9 \times 10^1)$
		SMC	$1/(2,2 \times 10^2)$

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pd – Probabilidade de danos

Fonte: O autor (2019).

Como na Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE foram executadas 70 casas, nenhuma das casas modelo Tipo 1, 2 e 3, deve sofrer danos para distorções angulares iguais ou maiores que 1/150.

As probabilidades de danos para distorção angular de 1/500 são maiores que as probabilidades de danos para distorção angular de 1/150, resultado que já era esperado na análise, uma vez que todas as casas que sofrerem danos estruturais devem antes sofrer danos estéticos, sendo a ocorrência de danos estéticos maiores que a ocorrência de danos estruturais.

4.7.6 Resultados de confiabilidade para análise probabilística no ELS

Foram realizadas análises para os níveis de rigor de confiabilidade II (com índice de confiabilidade proveniente da amostra real) e III (com índice de confiabilidade proveniente da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo), onde consideram os resultados de probabilidade de danos obtida para as análises realizadas com as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para a amostra real e para a amostra com a aplicação da simulação Monte Carlo.

Na Tabela 64 são apresentados os resultados de índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo para a análise probabilística no estado limite de serviço, com valores de recalque diferencial tolerável limite com referência na distorção angular de 1/500 e recalque diferencial de projeto, para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3.

Tabela 64 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade II e III, para análise probabilística no ELS das casas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com recalque diferencial tolerável limite referenciado na distorção angular de 1/500.

Casa Modelo	Amostra	Nível de confiabilidade		Custo relativo da medida de segurança (JCSS, 2000)	Limite de Ocorrência de Deformação irreversível ($\beta > 2,3$) (JCSS, 2000)
		Índice de confiabilidade (β_{AR})	Índice de confiabilidade (β_{SMC})		
Tipo 1	AR	1,7	-	Normal	Não Aceitável
	SMC	-	2,2	Normal	Não Aceitável
Tipo 2	AR	1,5	-	Grande	Não Aceitável
	SMC	-	1,5	Grande	Não Aceitável
Tipo 3	AR	0,9	-	Grande	Não Aceitável
	SMC	-	0,7	Grande	Não Aceitável

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; β_{AR} – Índice de confiabilidade para a amostra real; β_{SMC} – Índice de confiabilidade para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

Analisando os resultados apresentados na Tabela 64, pode-se perceber que para a análise com nível de rigor de confiabilidade II, considerando como valor de referência o

índice de confiabilidade de 2,3 recomendado pela JCSS (2000), apresenta-se não aceitável para todas as casas modelo. Na análise com nível de rigor de confiabilidade III todas as casas modelo apresentaram índice de confiabilidade não aceitável segundo a recomendação da JCSS (2000).

Na Tabela 65 são apresentados os resultados de índice de confiabilidade para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo para a análise probabilística no estado limite de serviço, com valores de recalque diferencial tolerável limite com referência na distorção angular de 1/150 e recalque diferencial de projeto, para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3.

Tabela 65 - Resultados para os níveis de rigor de confiabilidade II e III, para análise probabilística no ELS das casas executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com recalque diferencial tolerável limite referenciado na distorção angular de 1/150.

Casa Modelo	Amostra	Nível de confiabilidade		Custo relativo da medida de segurança (JCSS, 2000)	Limite de Ocorrência de Deformação irreversível ($\beta > 2,3$) (JCSS, 2000)
		II	III		
		Índice de confiabilidade (β_{AR})	Índice de confiabilidade (β_{SMC})		
Tipo 1	AR	4,2	-	Pequeno	Aceitável
	SMC	-	8,5	Pequeno	Aceitável
Tipo 2	AR	2,8	-	Pequeno	Aceitável
	SMC	-	4,3	Pequeno	Aceitável
Tipo 3	AR	2,2	-	Normal	Não Aceitável
	SMC	-	2,6	Pequeno	Aceitável

AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; β_{AR} – Índice de confiabilidade para a amostra real; β_{SMC} – Índice de confiabilidade para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Fonte: O autor (2019).

Analisando os resultados apresentados na Tabela 65, pode-se perceber que para a análise com nível de rigor de confiabilidade II, considerando como valor de referência o índice de confiabilidade de 2,3 recomendado pela JCSS (2000), apresenta-se aceitável para as casas modelo Tipo 1 e 2, e apresenta-se não aceitável para a casa modelo Tipo 3. Na análise com nível de rigor de confiabilidade III todas as casas modelo apresentaram índice de confiabilidade aceitável segundo a recomendação da JCSS (2000).

4.7.7 Comparação entre os resultados da análise probabilística no ELU e no ELS para a casa modelo Tipo 3

Na tabela 66 são apresentados os resultados de probabilidade de ruína e de probabilidade de danos para a casa modelo Tipo 3, com referência nas provas de carga estática, com dados agrupados de subsolo ensaiado na condição natural e inundado.

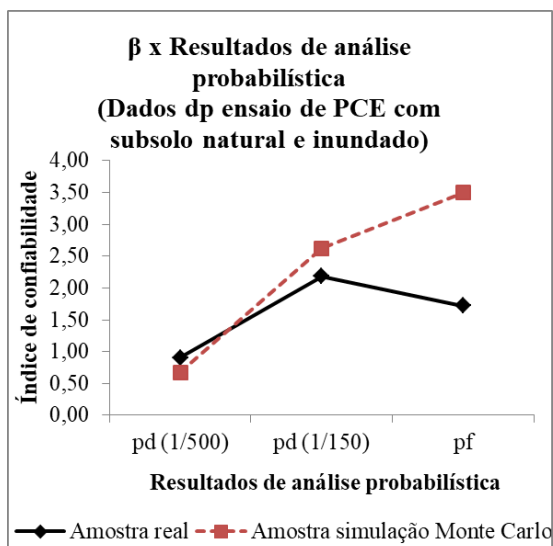
Tabela 66 - Resultados de probabilidade de danos e probabilidade de ruína para a casa modelo Tipo 3, executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Curvas densidade de probabilidade	Casa Modelo	Amostra	pd (θ TL = 1/500)	pd (θ TL = 1/150)	pf (Van der Veen mod. Aoki)
Normal	Tipo 3	AR	1/5	1/69	1/24
		SMC	1/4	1/220	1/4.218
AR - Amostra Real; SMC - Simulação Monte Carlo; pd – Probabilidade de danos; pf – Probabilidade de ruína.					

Fonte: O autor (2019).

Na Figura 84 é apresentada a estimativa de índice de confiabilidade para os resultados de probabilidade de ruína e probabilidade de danos da casa modelo Tipo 3, executada na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, com referência nas provas de carga estática, com dados agrupados de subsolo ensaiado na condição natural e inundado.

Figura 84 - Resultados de índice de confiabilidade para análises probabilísticas no ELU e ELS para a casa modelo Tipo 3, executadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.



Fonte: O autor (2019).

Comparando os resultados de probabilidade de ruína e de probabilidade de danos na amostra real é possível observar que a probabilidade de danos para distorção angular de 1/500 é maior que para a distorção angular de 1/150, entretanto, o valor de probabilidade de ruína é maior que o de probabilidade de danos para distorção angular de 1/150, condição não esperada como comportamento das estimativas de probabilidade de ruína, uma vez que a probabilidade de danos deve ser maior que a probabilidade de ruína.

Quando é analisada a amostra com aplicação da SMC o comportamento dos resultados de probabilidade de ruína atende ao esperado com a probabilidade de ruína sendo menor que a probabilidade de danos. Portanto, a qualidade da amostra real induz a resultados de probabilidade de ruína maiores que os de probabilidade de danos para distorção angular de 1/150.

Analisando a Figura 84 fica evidente o comportamento do índice de confiabilidade na amostra real, que se apresenta maior para a probabilidade de danos referenciada na distorção angular de 1/150 que para a probabilidade de ruína.

Quando é aplicada a SMC os valores da amostra geram índices de confiabilidade maiores para a probabilidade de ruína e menores para a probabilidade de danos, onde, quanto menor for a distorção angular tolerável limite maior será a probabilidade de danos. Esta é a resposta mais coerente para as análises probabilísticas no ELU e no ELS.

A diminuição da probabilidade de ruína para a amostra com aplicação da SMC é mais de 100 vezes menor que a apresentada para a amostra real, já a diminuição da probabilidade de danos para a distorção angular de 1/150 é mais de 3 vezes menor que a apresentada para a amostra real. Esta condição evidencia que o problema na qualidade da amostra encontra-se na análise realizada na estimativa de probabilidade de ruína, e que os resultados de probabilidade de ruína para amostra real não são os mais coerentes, levando as estimativas de probabilidade de ruína mais críticas. Portanto, as estimativas de probabilidade de ruína mais próximas da realidade da obra, são aquelas com a aplicação da simulação Monte Carlo.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

As principais conclusões para as análises com nível de rigor de confiabilidade zero, I, II e III de fundações profundas e superficiais assentes em solo colapsível, com análise probabilística no estado limite último e no estado limite de serviço são apresentadas neste capítulo.

5.1 CURVAS DENSIDADE DE PROBABILIDADE DE RESISTÊNCIA COM DISTRIBUIÇÃO NORMAL, DE GUMBEL E DE WEIBULL

- a) As curvas que apresentaram o melhor ajuste aos histogramas triangulares, provenientes da simulação Monte Carlo, são as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo;
- b) Todas as curvas densidade de probabilidade da amostra real demonstraram uma forma de curva mais alargada em relação aos histogramas triangulares, não se ajustando bem a sua forma;
- c) As curvas densidade de probabilidade de Gumbel e Weibull não se ajustam bem aos histogramas triangulares provenientes da simulação Monte Carlo, ficando em alguns casos com a densidade de probabilidade menor, para os menores valores de resistência em relação à frequência do histograma;
- d) As curvas densidade de probabilidade de resistência com distribuição de Gumbel e de Weibull apresentaram valores menores de probabilidade de ruína que as curvas com distribuição normal.

5.2 NÍVEIS DE RIGOR DE CONFIABILIDADE ZERO, I, II E III PARA ANÁLISE NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

- a) Para pequenas amostras as análises determinísticas e semiprobabilísticas, com nível de rigor de confiabilidade Zero e I, apresentam resultados na mesma ordem de grandeza dos observados com amostras maiores, onde o aumento da amostra, por meio da simulação Monte Carlo, não representa um aumento do nível de segurança da obra;
- b) A aplicação da simulação Monte Carlo na análise dos resultados para os níveis de rigor de confiabilidade zero e I não representa uma mudança significativa no comportamento da amostra, podendo o resultado ser obtido com o mesmo nível de

segurança, com a amostra real, sem que haja a necessidade da aplicação da simulação Monte Carlo;

- c) A análise com nível de rigor de confiabilidade I, por meio de valores de resistência e solicitação de projeto, representa um avanço na confiabilidade da análise de segurança para as obras estudadas, em relação às análises realizadas com nível de rigor de confiabilidade zero;
- d) A probabilidade de ruína estimada para a amostra real é maior que a estimada para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo com distribuição de probabilidade triangular, para um mesmo sistema de fundação;
- e) A diminuição da probabilidade de ruína na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo não é proporcional a probabilidade de ruína da amostra real, e sim depende da variação da amostra real que deu origem aos dados aleatórios;
- f) O tamanho da amostra gera influência nos resultados de probabilidade de ruína e índice de confiabilidade para análise com nível de rigor de confiabilidade II e III;
- g) A análise probabilística com amostra real fica a favor da segurança, porém faz estimativa de índice de confiabilidade e probabilidade de ruína pessimista, sendo neste caso, mais indicada à utilização do método de simulação Monte Carlo para análise probabilística, com nível de rigor de confiabilidade III;
- h) Os resultados de índice de confiabilidade, para metodologia sugerida por Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011), podem ser corrigidos por meio da Equação 39 para se chegar a resultados de índice de confiabilidade com nível de rigor II mais próximos dos valores observados para o nível de rigor de confiabilidade III com aplicação da simulação Monte Carlo e distribuição de probabilidade triangular.

5.3 MÉTODOS DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS E DE TENSÃO DE RUPTURA DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

- a) Cada método semiempírico de estimativa de capacidade de carga das estacas apresenta uma curva densidade de probabilidade distinta nas análises probabilísticas, demonstrando que o método influencia no valor de probabilidade de ruína a priori, evidenciando a variação com relação ao modelo adotado nas fundações profundas;
- b) Na análise probabilística com nível de rigor de confiabilidade Zero, I, II e III os

métodos teóricos de estimativa da tensão de ruptura, para as sapatas corridas, não apresentam grande influência na análise, todos eles apresentando valores de Fator de segurança global, resistência de projeto e índice de confiabilidade na mesma ordem de grandeza, evidenciando que o método adotado não gera grande influência nos resultados para as fundações superficiais;

- c) Quando a análise de projeto é realizada para níveis de rigor de confiabilidade II e III fica evidente que a segurança não é atingida, apresentando uma condição mais crítica que a observada com resultados provenientes de prova de carga estática e ensaio de placa, ficando assim, a análise de projeto a favor da segurança;
- d) Quando a análise é realizada para níveis de rigor de confiabilidade zero e I as estimativas de capacidade de carga e tensão de ruptura ficam contra a segurança;
- e) O desempenho dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga das estacas e dos métodos teóricos de estimativa da tensão de ruptura das sapatas corridas, varia com o nível de rigor de confiabilidade utilizado na análise.

5.4 MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS CARGA VS RECALQUE E TENSÃO VS RECALQUE

- a) Cada método de extrapolação das curvas carga vs recalque, para determinação da carga de ruptura das estacas, apresenta uma curva densidade de probabilidade distinta na análise probabilística, demonstrando que o método de extrapolação influencia na dispersão dos valores e na estimativa de probabilidade de ruína;
- b) Os métodos de extrapolação sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) apresentam, em alguns casos, curvas densidade de probabilidade idêntica, com a mesma posição no gráfico e mesma dispersão, assumindo assim as mesmas formas;
- c) Na análise probabilística os métodos de extrapolação das curvas tensão vs recalque provenientes de ensaio de placa, para obtenção da tensão de ruptura das sapatas corridas, não geram grande influência nos resultados de probabilidade de ruína;

5.5 SOLOS COLAPSÍVEIS

- a) Na análise das extrapolações das curvas carga vs recalque os maiores valores de resistência média encontram-se nas extrapolações realizadas para os ensaios com solo

na condição natural, porém esta condição não representa a variação temporal a qual o solo está sujeito, levando a estimativas de resistência contra a segurança;

- b) Os menores valores de resistência média são obtidos para as extrapolações das curvas carga vs recalque para os ensaios realizados na condição de solo inundado, porém esta condição não representa a variação temporal a qual o solo está sujeito;
- c) A maior dispersão nos resultados é obtida quando são agrupados os valores de carga de ruptura para ensaios realizados na condição de solo natural e inundado, esta sendo a condição mais representativa da operação do sistema de fundações assente em solo colapsível, onde a variação do solo é considerada no espaço, com as diferentes amostras, e no tempo, com a variação de umidade do solo;
- d) A condição recomendada para análise de projeto no estado limite último nos níveis de rigor de confiabilidade zero e I é com o subsolo inundado, pois se trabalha com os menores valores de resistência, obtendo os menores valores de fator de segurança global e de resistência de projeto;
- e) A condição recomendada para análise de projeto no estado limite último nos níveis de rigor de confiabilidade II e III é com os dados agrupados de subsolo na condição natural e inundado, pois desta forma se tem a simulação da variação de resistência do sistema de fundação no tempo e no espaço remetendo a valores mais críticos de probabilidade de ruína e de índice de confiabilidade para obra;
- f) Para os níveis de rigor de confiabilidade zero e I os dados de coesão e ângulo de atrito interno do solo que apresentam resultados mais próximos dos obtidos nos ensaios de placa, são os provenientes de ensaios de cisalhamento direto com solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento;
- g) Para os níveis de rigor de confiabilidade II e III os dados de coesão e ângulo de atrito interno do solo que apresentam resultados mais críticos, são os provenientes de ensaios de cisalhamento direto com solo inundado durante o cisalhamento e sob carregamento;
- h) As obras com fundação superficial assente em solos colapsíveis analisadas nas regiões de Petrolândia-PE e Petrolina-PE não obtiveram nível de segurança aceitável para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III. Na obra de Santa Maria da Boa Vista-PE as fundações superficiais foram executadas com solo melhorado, por meio de compactação prévia da camada de assentamento das fundações, apresentando assim

bom desempenho das fundações superficiais sem ocorrência de ruína ou danos estrutural nas casas;

- i) Na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE as casas com solução de fundação em estacas apresentaram, para a análise probabilística com nível de rigor de confiabilidade III, as fundações como seguras para o critério estabelecido por Meyerhof e mostraram-se não seguras segundo os critérios estabelecidos pelo Eurocode e pela JCSS. Na verificação do desempenho da obra em campo nenhuma das casas executadas com fundação em estaca apresentou ruína. O resultado demonstra que os critérios estabelecidos pelo Eurocode e pela JCSS podem ser rigorosos para a realidade da obra e o estabelecido por Meyerhof mais condizente com a realidade da obra.

5.6 ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

- a) A probabilidade de danos estimada para a amostra real é maior que a estimada para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, para um mesmo sistema de fundação;
- b) Apenas a análise com aplicação da simulação Monte Carlo, para nível de rigor de confiabilidade III, apresenta o resultado de probabilidade de ruína menor que a probabilidades de danos para obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista;
- c) Na Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE foram executadas 70 casas, onde 10% das casas devem sofrer danos estéticos para distorções angulares iguais a $1/500$;
- d) Na Agrovila 15 do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE, nenhuma das casas modelo deve sofrer danos para distorções angulares iguais a $1/150$;
- e) A probabilidade de danos para distorção angular de $1/500$ é maior que a probabilidade de danos para a distorção angular de $1/150$, resultado que demonstra a coerência da análise e o bom desempenho do método proposto na análise probabilística para o estado limite de serviço, uma vez que todas as casas que sofrerem danos estruturais devem antes sofrer danos estéticos, sendo a ocorrência de danos estéticos maior que a ocorrência de danos estruturais;

- f) Para análise com nível de rigor de confiabilidade III a probabilidade de ruína é menor que a probabilidade de danos. Esta é a resposta mais coerente para as análises probabilísticas no ELU e no ELS, demonstrando o bom desempenho da metodologia proposta para análise probabilística no estado limite de serviço.

5.7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

São apresentadas algumas sugestões para futuras pesquisas, a fim de dar prosseguimento os temas abordados na presente dissertação:

- a) Comparar o desempenho dos métodos probabilísticos sugeridos por Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011), para nível de rigor de confiabilidade II, e a metodologia com aplicação da simulação Monte Carlo para 10 mil dados aleatórios e distribuição de probabilidade triangular em solos que não são colapsíveis e para diferentes tipos de fundações;
- b) Aplicar a metodologia sugerida para análise probabilística no estado limite de serviço em sistemas de fundação que não estejam assentes em solos colapsíveis e considerando os efeitos de interação solo-estrutura;
- c) Realizar a comparação dos resultados de probabilidade de ruína obtidos com a aplicação da simulação Monte Carlo para 10 mil dados aleatórios e distribuição de probabilidade triangular com outros métodos probabilísticos: Método de aproximação de primeira ordem de variância (FOSM), método de pontos de estimativa de rosenblueth (PEM) e com o método de simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade uniforme, normal, lognormal e exponencial;
- d) Realizar a análise, nas regiões estudadas, probabilística com aplicação do Teorema de Bayes;
- e) Realizar a análise, nas regiões estudadas, para nível de rigor de confiabilidade IV, onde as consequências de custo material e não material do dano ou ruína da obra são tidos em conta sendo utilizada como medida de confiabilidade;
- f) Implementar no processos de contratação de obras a utilização dos resultados de probabilidade de ruína e probabilidade de danos com gestão de risco voltada para obras de fundações.

REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6122: projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- ALONSO, U. R. *Exercícios de fundações*. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.
- ALONSO, U. R. *Previsão e controle das fundações*. São Paulo: Edgard Blucher, 1991.
- ANG, A. H-S, TANG, W. *Probability concepts in engineering planning and design*. v.2: Decision, risk and reliability. New York: John Wiley and sons, 1984.
- AOKI, N. *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 44p, 1976.
- AOKI, N. Probabilidade de falha e carga admissível de fundações por estacas. *Revista Militar de Ciência e Tecnologia*, v.19, p. 48-64, 2002.
- AOKI, Nelson. Segurança e confiabilidade de fundações profundas. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 1., 2005, Rio de Janeiro. *Proceedings* [...]. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pontes e Estruturas, 2005 p. 1-12.
- AOKI, N. Dogma do fator de Segurança. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 6., 2008, São Paulo, *Anais* [...]. São Paulo: SEFE. 2008, p. 9-42.
- AOKI, N. *A probabilidade de ruína e os fatores de segurança em fundações*. 7.ed. Palestra ABMS, CD-ROM, Recife, Brasil, 2011.
- AOKI, N., VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Pan. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering. 5., 1975, Buenos Aires. *Proceedings* [...]. Buenos Aires: PCSMFE, 1975.
- APAZA, M. A. F.; BARROS, J. M. C. Análise probabilística de estabilidade de taludes pelo método de Monte Carlo. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Goiânia-GO, Cobramseg, 2014.
- ARAGÃO, C. J. G.; MELO, A. C. Fundações rasas em solos colapsíveis no semi-árido em Pernambuco. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. 2., , Olinda, 1982, v.2, p.9-40.
- ARAÚJO, A. G. D., CALDAS, G. P., FERREIRA, S. R. M., ROLIM NETO, C., SILVA NETO, A. N. *Identificação de solos colapsíveis da região de São Bento do Norte/RN por meio de ensaios de caracterização e provas de carga em placa*. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2018, ABMS, Salvador-BA.

BARROS, N. B. F. *Previsão de recalque e análise de confiabilidade de fundações em estaca hélice contínua*. 2012. 252f. Dissertação de mestrado – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

BATISTA, W. F. B., BANDEIRA, A. P. N. *Análise do potencial de colapso do solo de Juazeiro do Norte-CE por meio de ensaio de laboratório e de campo*. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Fortaleza-CE, 2015, pp. 181-186.

BJERRUM, L. *Interaction between structure and soil*. Proceedings European CSMFE, Wiesbaden, 1963, Vol. 2, pp. 135-137.

BRINCH HANSEN, J. A general formula for bearing capacity. *Ingeniøren International Edition*, v.5, p. 38 - 46. Also in Bulletin No. 11, Danish Geotechnical Institute Copenhagen, 1961, 9 p.

BUDHU, M. *Fundações e estruturas de contenção*. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2013, 427p.

CARDOSO, A. S.; FERNANDES, M. M. Characteristic values of ground parameters and probability of failure in desing according of Eurocode 7. *Géotechnique*, v. 51, n. 6, p. 519-531. 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *Eurocode: Basis of structural design*. Brussels: CEN, 2002.

CHIN, F. K. *Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests nor Carried to Failure*. 2nd Southeast Conference on Soil Engineering, Singapore, 1970, pp. 91-92.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. *Fundações por Estacas*. 1. ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2010, 96p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. *Fundações diretas: projeto geotécnico*. 1. ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2011, 140p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. H. C.; GIACHETI, H. L. *Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos*. São Paulo: Oficina de Texto, 2013, 144p.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. Design Consideradions for Collapsible Soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, v. 107, n. GT3, March, 1981, p. 305-317.

CLEMENS, P. L. Combinatorial failure probability analysis using MIL-STD 882. *Journal of the System Safety Society*, v. 18, n. 4. 1983.

CPRM. *Projeto cadastro de fontes de abastecimento por água subterrânea*. Diagnóstico do município de São Bento do Norte, estado do Rio Grande do Norte. Recife: CPRM/PRODEEM, 2005, 10p. + anexos.

DÉCOURT, L. *A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, III SEFE, São Paulo-SP. Anais. ABEF e ABMS, 1996, 1: 215-224.

DÉCOURT, L. *Análise e projeto de fundações profundas: estacas*. In: HACHICH et al. (eds). *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, 1996, p. 265-301.

DÉCOURT, L. *Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, VI SEFE, São Paulo. Anais. São Paulo: ABMS, 2008, 1: 221-245p.

DÉCOURT, L. & NIYAMA, S. *Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils*. XIII ICSMFE, New Delhi, 1994, 3: 477 - 486.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. *Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT*. In: Congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia de fundações, 6. Rio de Janeiro, 1978.

DEVORE, J. L. *Probabilidade e estatística: para engenharia e ciências*. São Paulo: Cengage Learning, 2006, 692p.

DUBOIS, D. Representation, propagation, and decision issues in risk analysis under incomplete probabilistic information. *Risk Analysis*, v.30, n.3, p.361-368, 2010.

FELLENIOUS, B. H. *Basics of foundation design*. Electronic Edition. www.Fellenius.net, 2017, 464 p.

FERREIRA, C. V. *Efeito da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru-SP*. 1998. 160f. Tese de doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

FERREIRA, S. R. M. *Colapso e expansão em solos naturais não saturados devido a inundação*. 1995. 379f. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro-RJ, 1995.

FERREIRA, S. R. M. *Solos Colapsíveis e Expansivos: Uma Visão Panorâmica no Brasil*. In: VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Salvador: EDUFBA, v.2. p. 593-619, 2008.

FERREIRA, S. R. M.; TEIXEIRA, D. C. L. Collapsible soil - a practical case in construction, Pernambuco, Brazil. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation

Engineering. 1., 1989, Rio de Janeiro. *Proceedings [...]*, Rio de Janeiro-RJ, 1989 p. 603-606.

FREITAS, M. L. R. A. *Comportamento geomecânico de um solo colapsível de Petrolina-PE avaliado por meio de ensaios de campo e laboratório*. 2017. 148f. Tese de doutorado - Universidade Federal de Pernambuco-UFPE, Recife-PE, 2017.

FREUDENTHAL, A. M. *Safety and the Probability of Structural Failure*. Transactions of ASCE, 1956, Vol. 121, p.1337–1397.

FREUND, J. E. *Estatística aplicada: economia, administração e contabilidade*. 11. ed. Porto Alegre: Bookman, 2006, 536 p.

FUCALE, S. P. *Comportamento de variação de volume devido à inundação em alguns solos colapsíveis do estado de Pernambuco*. 2000. 138f. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, 2000.

FUNDAÇÃO INSTITUTO TECNOLÓGICO DO ESTADO DE PERNAMBUCO – ITEP. *Relatório nº5278. Obra de Reassentamento de Itaparica Caríbas*. Santa Maria da Boa Vista-PE, 1987.

GONÇALVES, R. L. *Estudo do comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível da região de Londrina-PR*. 2006. 169f. Dissertação de mestrado - Universidade Estadual de Londrina, Londrina-PR, 2006.

GUIMARÃES, R. C. *Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas*. 2002. 183f. Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília, Brasília-DF, 2002.

GUITIERREZ, N. H. M. *Influência de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná*. 2005. 311f. Tese de doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 2005.

GUSMÃO, A. D., OLIVEIRA, P. E. S., FERREIRA, S. R. M., MAIA, G. B., AMORIM, M. D. *Probabilistic Analysis of the Foundation of a Shopping Center in Recife*. In: 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris: Presses des Ponts, 2013, v. 4. p. 2735-2738.

GUSMÃO, A. D. *Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações*. 1990. 165f. Dissertação de mestrado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 1990.

HACHICH, W. *Segurança das fundações e escavações*. In: W. HACHICH et al. *Fundações: Teoria e Prática*, São Paulo: Pini, 1998, Cap. 5, p. 197-208.

Hammersley, J. M., Handscomb D. C. *Monte Carlo Methods*. Methuens Monographs on applied probability and statistics, 1964, 178p.

INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (I.S.E). *Soil structure interaction: the real behaviour of structure*. London, 1989.

JAREK, A., ASSIS, A.P., LACERDA, L.A. *Aplicação do Método dos Elementos de Contorno na Estabilidade de Túneis - Abordagem Probabilística da Influência das Tensões Iniciais e dos Parâmetros de Resistência do Maciço Rochoso*. In: Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas - SBMR 2014, 2014, Goiânia. Mecânica das Rochas para Recursos Naturais e Infraestrutura. São Paulo: CBMR/ABMS & ISRM, 2014. v. 1. p. 1-8.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY - JCSS. *Probabilistic molde code*. Part I – Basis of design. JCSS-OSTL/DIA/VROU. The Netherlands, 2000, 62p.

KNAPPETT, J. A. CRAIG, R. F. *Craig mecânica dos solos*. Kurban. 8.ed. – Rio de Janeiro: LTC, 2014, 419p.

KULHAWY, F. H., PHOON, K-K. *Engineering judgment in the evolution from deterministic to reliability – based foundation design*. Proceedings of Uncertainty '96, Uncertainty in the Geologic Environment - From Theory to Practice (GSP 58), ASCE, New York, 1996.

LOBO, A. S., FERREIRA, C. V., RENÓFIO, A., ALBIERO, J. H. Danos em edificações apoiadas em solo colapsível. 5., 2004. São Carlos, *Anais [...]*. São Carlos: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2004, p. 357-362.

MARTINS, R. G. *Análise de confiabilidade de fundações de máquinas pelo método de Monte Carlo*. 2012. 57f. Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, Rio de Janeiro, 2012.

MEYERHOF, G. G. *Some recent research on bearing capacity of foundations*. Canadian Geotechnical Journal, 1963, 1(1) 16-26.

MEYERHOF, G. G. *Development of geotechnical limit state design*. Canadian Geotechnical Journal, 1995, 32, P. 128-136.

MIL-STD 882C. *Military Standard – System Safe Program Requirements*. Department of Defense, United States of America, 1993.

MONTEIRO, P. F. *Capacidade de carga de estacas – método Aoki-Velloso*. Relatório interno de estacas Franki Ltda, 1997.

MONTOYA, C. A. H.; ASSIS, A. P. Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: La teoría. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, vol. 10, No. 18, Medellín, Colômbia, 2011, pp. 69-78.

NAGHETTINI, M.; PORTELA, M. M. *Probabilidade e estatística aplicadas à hidrologia*. Livro: Hidrologia Aplicada. Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH, Descivil, ITS, Belo Horizonte, 2011, 57p.

OLIVEIRA, P. E. S. *Análise de provas de carga e confiabilidade para edifício comercial na região metropolitana do Recife*. 2013. 165f. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, 2013.

POULOS, H. G. *Tall buildings and deep foundations*. Middle East Challenges, Terzaghi Oration, XVII ICSMGE, Alexandria, Egypt, 2009.

REGINATTO, A. R., FERRERO, J. C. Collapse Potencial of Soils and Soil-Water Chemistry. IN: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8, Moscow. *Proceedings [...]*. Moscow: v.2.2, p. 177-183, 1973.

RILHO, A. S. *Aplicação de métodos probabilísticos e análise de decisão em projetos de fundações profundas*. 2010. 74f. Trabalho de diplomação (Graduação em Engenharia Civil), Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

RODRIGUES, R. A. *Modelação das deformações por colapso devidas a ascensão de lençol freático*. 2007. 262f. Tese de doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 2007.

SAAB, A. L., RODRIGUES, R. A. *Parâmetros de compressibilidade de um perfil de solo arenoso colapsível*. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2018, ABMS, Salvador-BA, 2018.

SALES, M. M., VILAR, O. M., MASCARENHA, M. M. A., PEREIRA, J. H. F., SILVA, C. M., CARVALHO, J. C. *Fundações em solos não saturados*. In: Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico. AMBS, São Paulo, 2015, Cap. 24, p.651-685.

SANTOS, B. N. A. *Análise da resistência ao cisalhamento e coeficiente de empuxo no repouso durante a inundação em solo colapsível de Petrolina-PE*. 2018. 124f. Dissertação de mestrado - Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Recife-PE, 2018.

SILVA, J. D. *Estudo da colapsibilidade da argila porosa de Brasília pelo fluxo de contaminantes*. 2006. 141f. Dissertação de mestrado - Universidade de Brasília, Brasília-DF, 2006.

SILVA, J. L. *Metodologia de Projeto de Fundações por Estacas incluindo Probabilidade de Ruína*. 2006. 103f. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

SILVA NETO, A. N. *Análise de probabilidade de ruína e confiabilidade de fundações profundas com utilização da simulação Monte Carlo*. 2016. 78f. Graduação em Engenharia Civil - Universidade Católica de Pernambuco, Recife-PE, 2016.

SILVA NETO, A. N., OLIVEIRA, J. T. R. Confiabilidade e segurança de fundações em dois empreendimentos no Nordeste do Brasil. *Revista de Engenharia Civil*, Portugal, 2018, Nº 55, p.19-28.

SKEMPTON, A. W., MACDONALD, D. H. *The allowable settlement of buildings, Proceedings of Institution of Civil Engineers*. 5, 727-768, 1956.

TEIXEIRA, A. H. *Projeto e execução de fundações*. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, v. 1, p. 33-50, São Paulo, 1996.

TEIXEIRA, A., CORREIA, A. G., HENRIQUES, A. A., HONJO, Y. Dimensionamento e avaliação de uma estaca com carga vertical baseado em análises de fiabilidade. *Revista Engenharia Civil – UM* 43, 41-58, Portugal, 2012.

TEIXEIRA, A., GOMES CORREIA, A., HENRIQUES, A.A., HONJO, Y. *Avaliação de coeficientes de segurança para dimensionamento de estacas de betão armado recorrendo a técnicas de fiabilidade*. Encontro Nacional Betão Estrutural – BE2012. FEUP. Portugal, 2012, 9p.

TERZAGHI, K. *Pile-driving formulas*. Discussion on the progress report of the committee on the bearing value of pile foundations. *Proceedings of the ASCE*, 1942, v.68, n.2, p. 311-323.

TERZAGHI, K. *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley and Sons, 1943.

TERZAGHI, K., PECK, R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, New York, 1948, 566 p.

TERZAGHI, K., PECK, R. B. *Soil mechanics in engineering practice*. New York: John Wiley and Sons, 1967.

TORRES, M. S. *Avaliação da colapsibilidade e da resistência de ponta de um solo de Petrolina devido a inundação*. 2014. 97f. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, 2014.

VAN DER VEEN, C. *The Bearing Capacity of a Pile*. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1953, 2: 84-90.

VARGAS, M., SILVA, F. R. O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo. *Anais [...]*, Conferência Regional Sul-Americana Sobre Edifícios Altos, Porto Alegre, 1973.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo*,

fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010, 568p.

VERÍSSIMO, K. J. S. *Avaliação da colapsibilidade e resistência de ponta em um solo arenoso compactado de Petrolina-PE com e sem inundação*. 2016. 144f. Dissertação de mestrado - Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, 2016.

VERZENHASSI, C. C. *Otimização do risco estrutural baseada em confiabilidade*. 2008. 154f. Dissertação de mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 2008.

VÉSIC, A. S. *Bearing capacity of deep foundations in sand*. Highway Research Record, 1963, n. 39, p. 112-153.

VÉSIC, A. S. *Bearing capacity of shallow foundations*. Chapter 3 in Foundation Engineering Handbook, edited by H. F. Winterkorn and H Y Fang, VanNostrand Reinhold Company, 1975, pp. 121-147.

VIEIRA, M. K., RADOLL, J., ALMEIDA, M. A. *Análise da aplicação de fundações rasas a partir de resultados de prova de carga em solo de Cascavel-PR*. Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro Oeste – Geocentro 2017, ABMS, Goiania-GO

VILAR, O. M. & FERREIRA, S. R. M. *Solos Colapsíveis e Expansivos*. In: Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico. AMBS, São Paulo, 2015, Cap. 15, p.415-436.

ZHANG, L.M., NG, A.M.Y. Probabilistic limiting tolerable displacements for serviceability limit state design of foundations. *Géotechnique* 55, 2005, No. 2, pp: 151-161;

APÊNDICE A - ESTIMATIVAS DE CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS REFERENCIADAS EM MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Tabela A.1 - Resistência das estacas com referencia em sondagens SPT por meio dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga, para obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Estaca	Sondagem	Resistência - Capacidade de Carga (kN)		
		Aoki - Velloso (1975)	Décourt (1996)	Teixeira (1996)
E1	SPT-01	125	181	166
	SPT-02	51	72	58
	SPT-03	70	115	99
E2	SPT-01	277	403	381
	SPT-02	261	385	388
	SPT-03	171	261	261
E3	SPT-01	125	181	165
	SPT-02	51	72	58
	SPT-03	70	115	98
E7	SPT-01	124	181	165
	SPT-02	51	72	58
	SPT-03	70	115	98
E9	SPT-01	326	539	502
	SPT-02	335	561	443
	SPT-03	231	389	336

Fonte: O autor (2019).

Tabela A.2 - Resistência das estacas com referencia em sondagens SPT por meio dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga, para as estacas executadas no campo experimental da UnB em Brasília-DF.

Estaca	Sondagem	Resistência - Capacidade de Carga (kN)		
		Aoki - Velloso (1975)	Décourt (1996)	Teixeira (1996)
E1	SPT-01	99	145	180
	SPT-02	91	140	170
	SPT-03	70	135	132
	SPT-04	115	155	218
	SPT-05	74	135	123
E2	SPT-01	95	139	174
	SPT-02	88	134	164
	SPT-03	67	129	128
	SPT-04	102	149	201
	SPT-05	54	124	119
E4	SPT-01	96	140	174
	SPT-02	88	135	165
	SPT-03	68	130	129
	SPT-04	102	150	202
	SPT-05	54	125	119
E5	SPT-01	101	148	174
	SPT-02	84	143	174
	SPT-03	71	138	135
	SPT-04	127	158	231
	SPT-05	67	138	126

Fonte: O autor (2019).

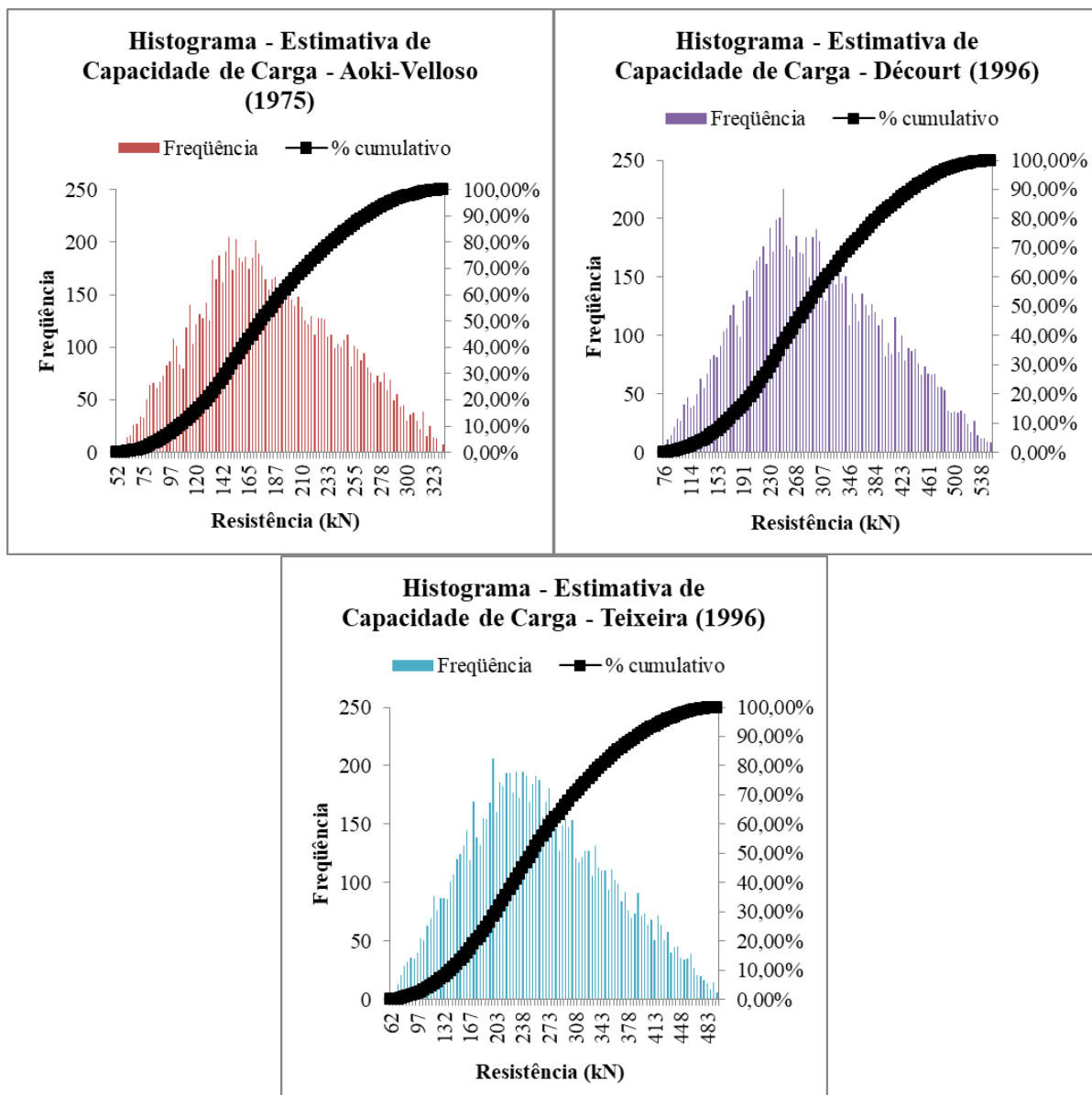
Tabela A.3 - Resistência das estacas com referencia em sondagens SPT por meio do método semiempírico de estimativa de capacidade de carga, para as estacas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Estaca	Comprimento (m)	Sondagem	Resistência - Capacidade de Carga (kN)
			Aoki - Velloso (1975)
E02, E13 e E16	4	SPT-01	68
		SPT-02	68
		SPT-03	75
E06, E07 e E12	7	SPT-01	140
		SPT-02	158
		SPT-03	158

Fonte: O autor (2019).

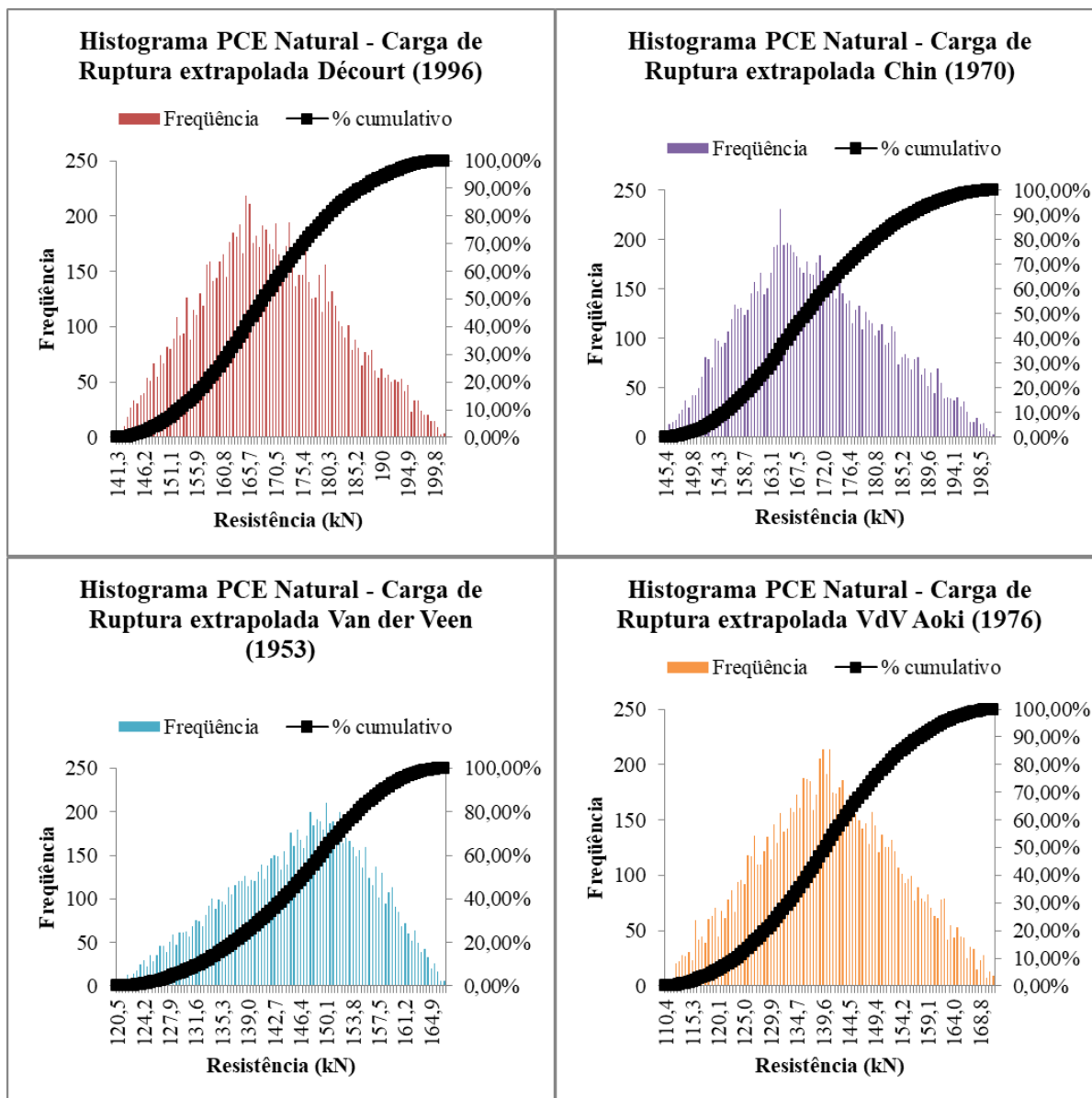
APÊNDICE B - HISTOGRAMAS DOS DADOS OBTIDOS POR MEIO DA SIMULAÇÃO MONTE CARLO

Figura B.1 - Resistência das estacas com amostra gerada por meio da SMC, com referência nos valores da amostra real obtidos por meio dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga para a obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.



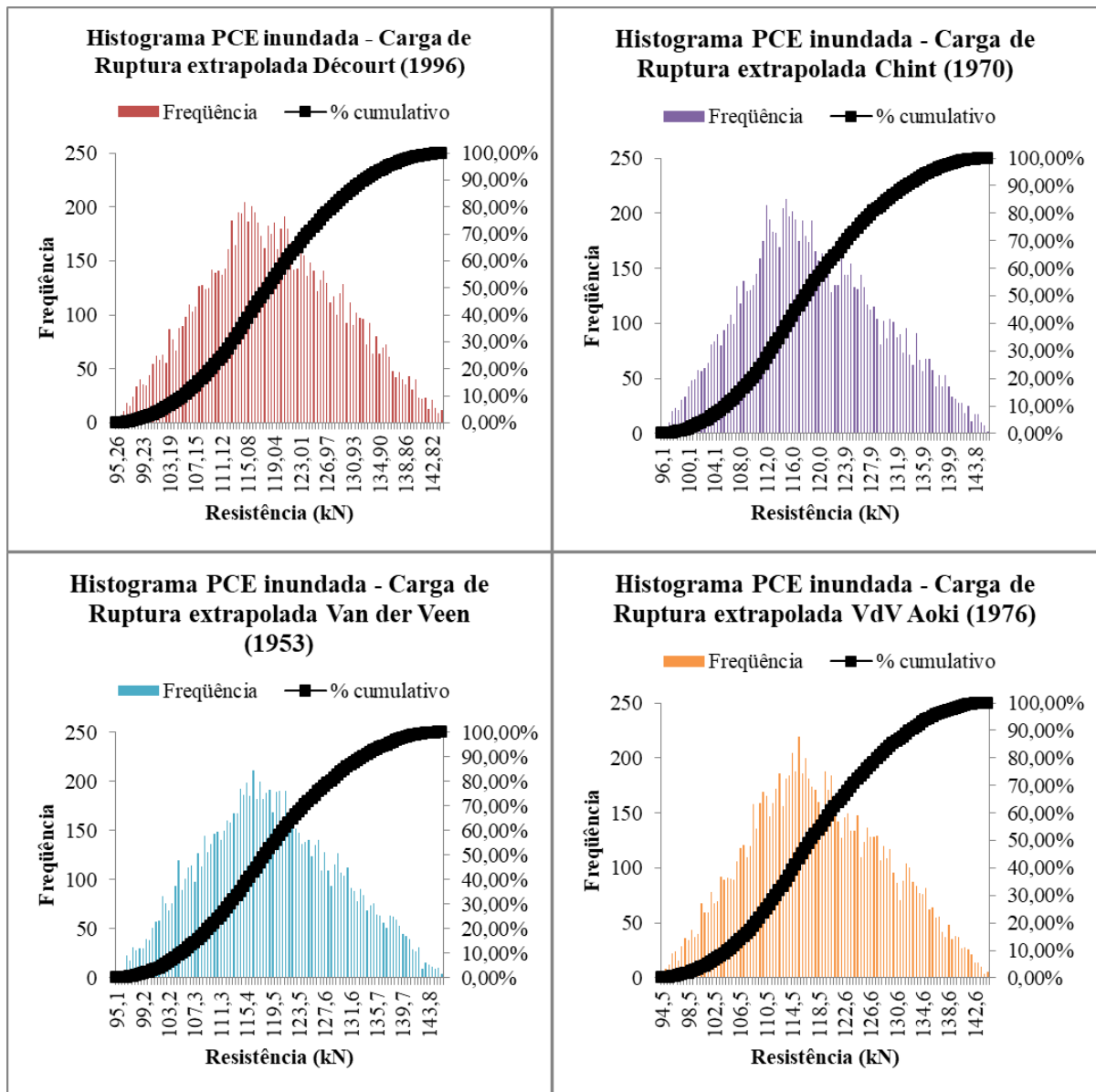
Fonte: O autor (2019).

Figura B.2 - Resistência das estacas com amostra gerada por meio da SMC, com referência nos valores da amostra real obtidos por meio dos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque, para condição de subsolo natural na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista.



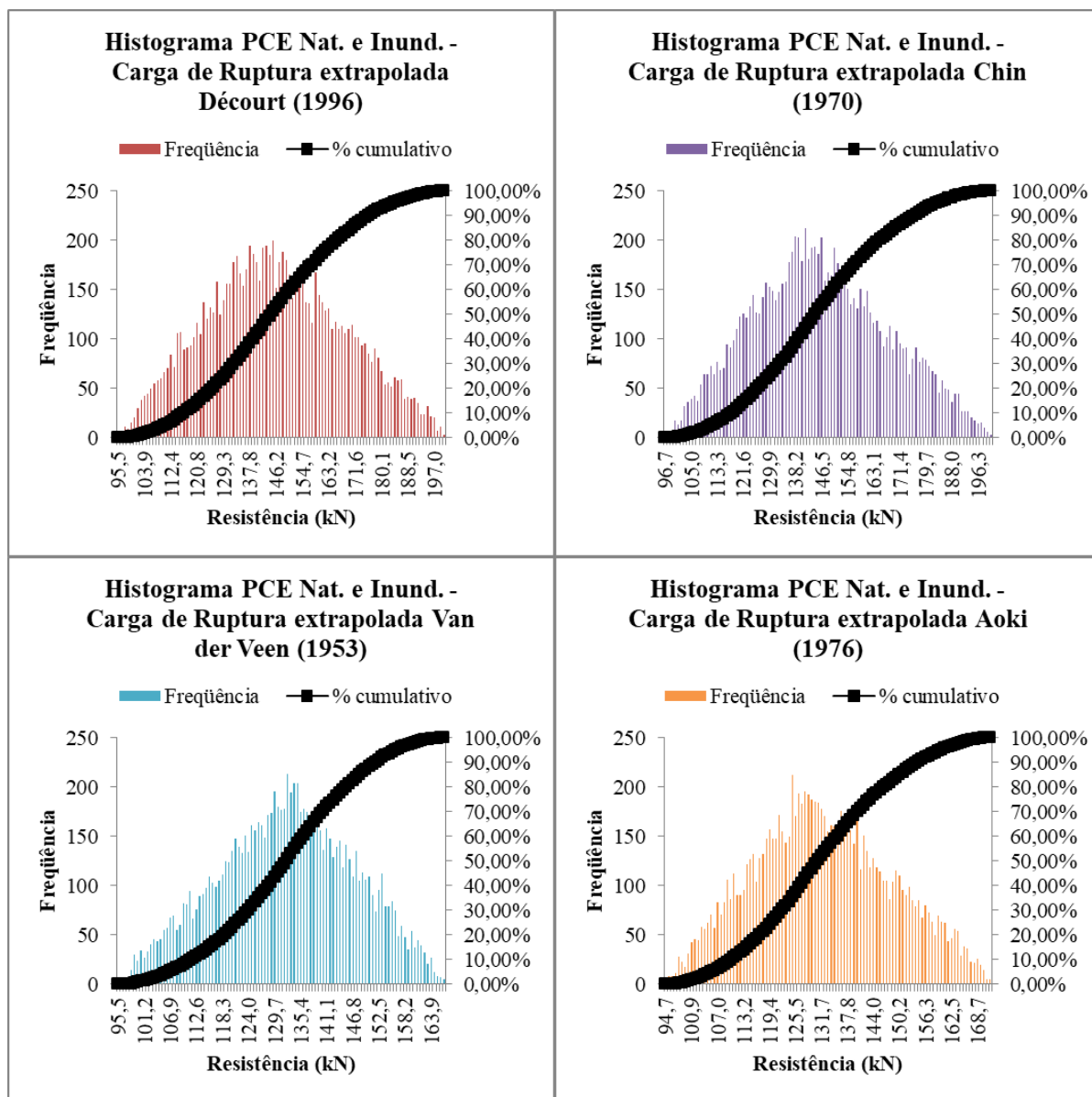
Fonte: O autor (2019).

Figura B.3 - Resistência das estacas com amostra gerada por meio da SMC, com referência nos valores da amostra real obtidos por meio dos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque, para condição de subsolo inundado na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista.



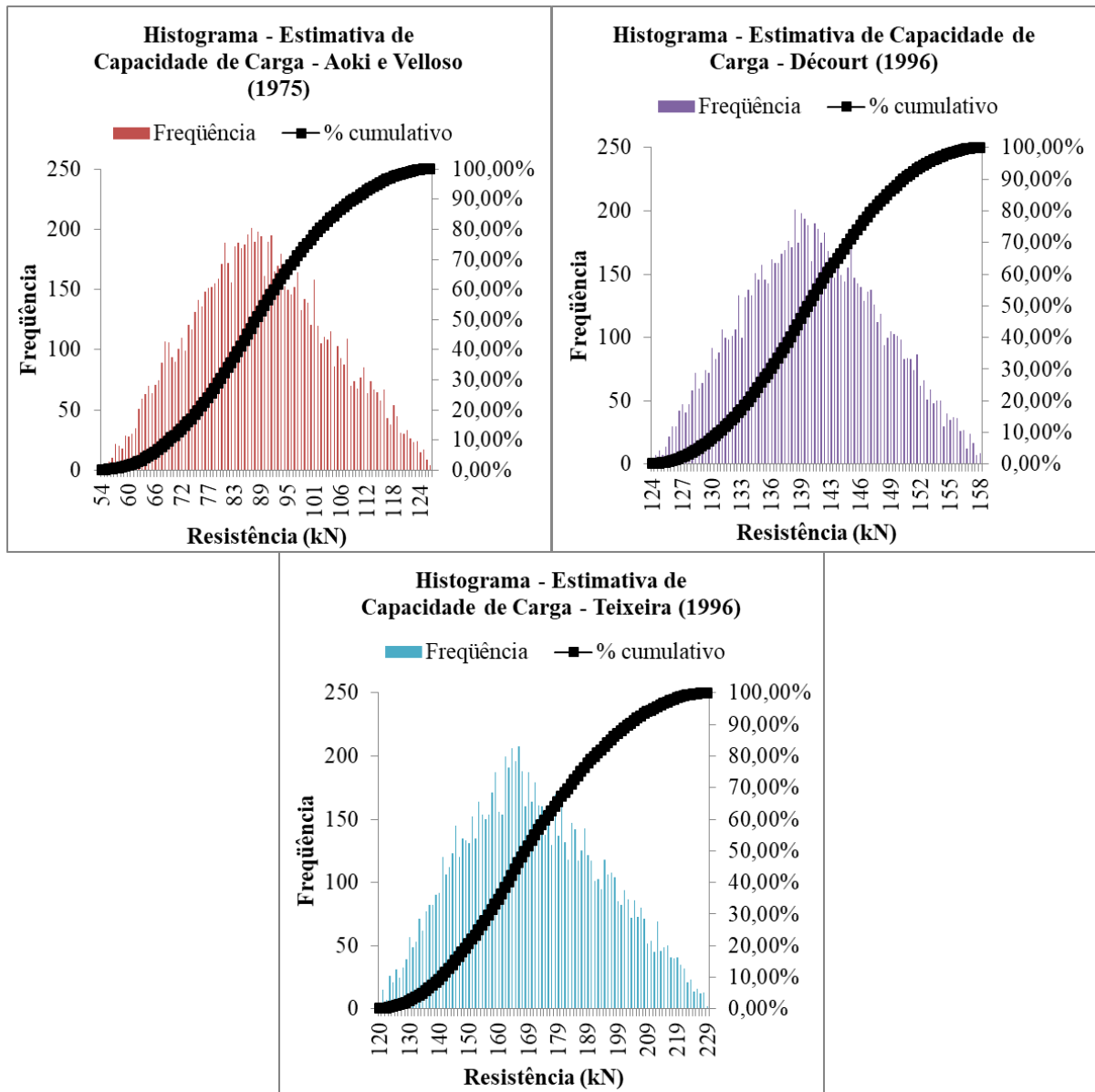
Fonte: O autor (2019).

Figura B.4 - Resistência das estacas com amostra gerada por meio da SMC, com referência nos valores da amostra real obtidos por meio dos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque, para condição de subsolo natural e inundado na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista.



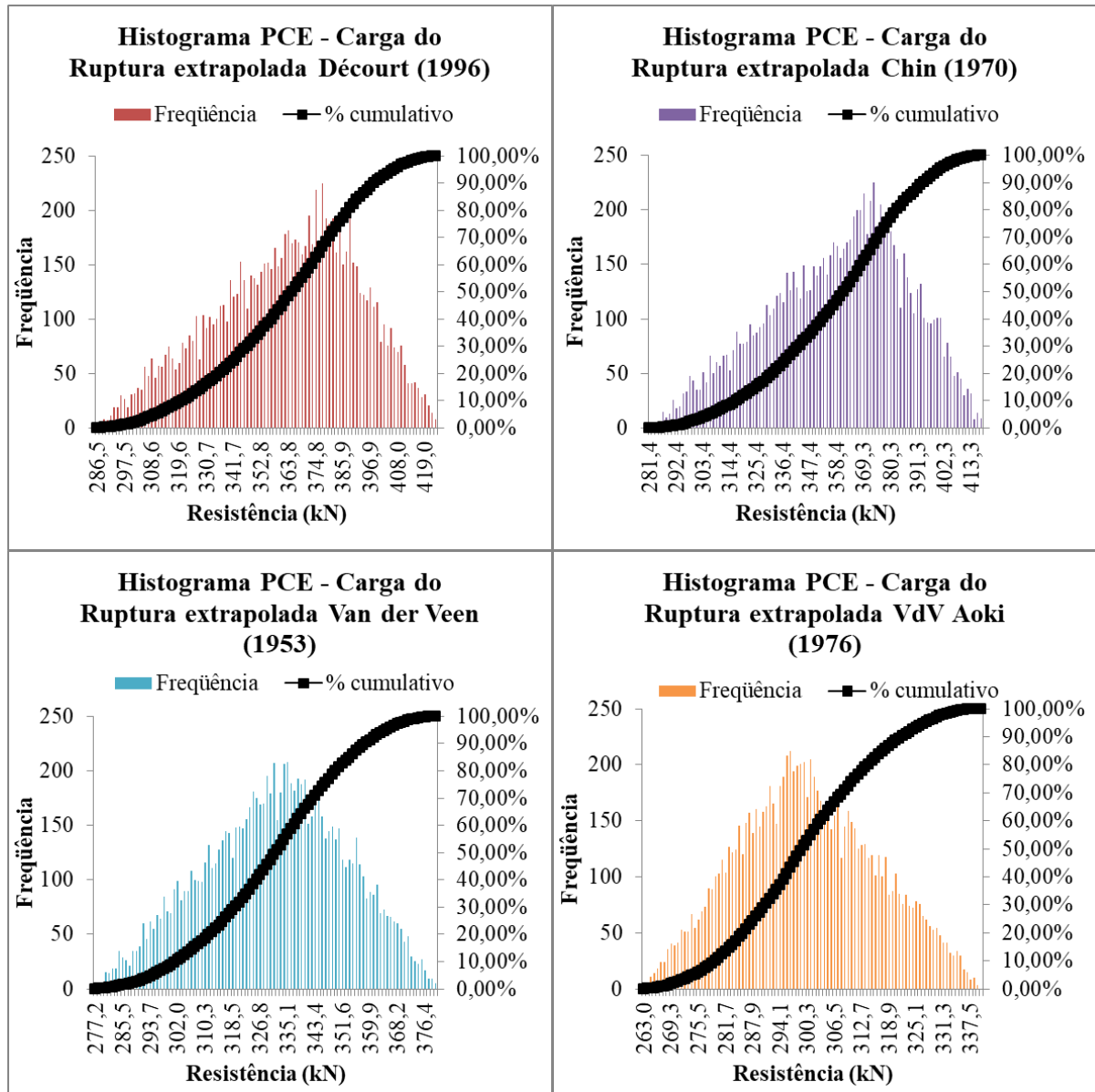
Fonte: O autor (2019).

Figura B.5 - Resistência das estacas com amostra gerada por meio da SMC para 10 mil dados aleatórios com distribuição de probabilidade triangular, com referência nos valores de capacidade de carga da amostra real obtidos por meio de métodos semiempíricos, para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB.



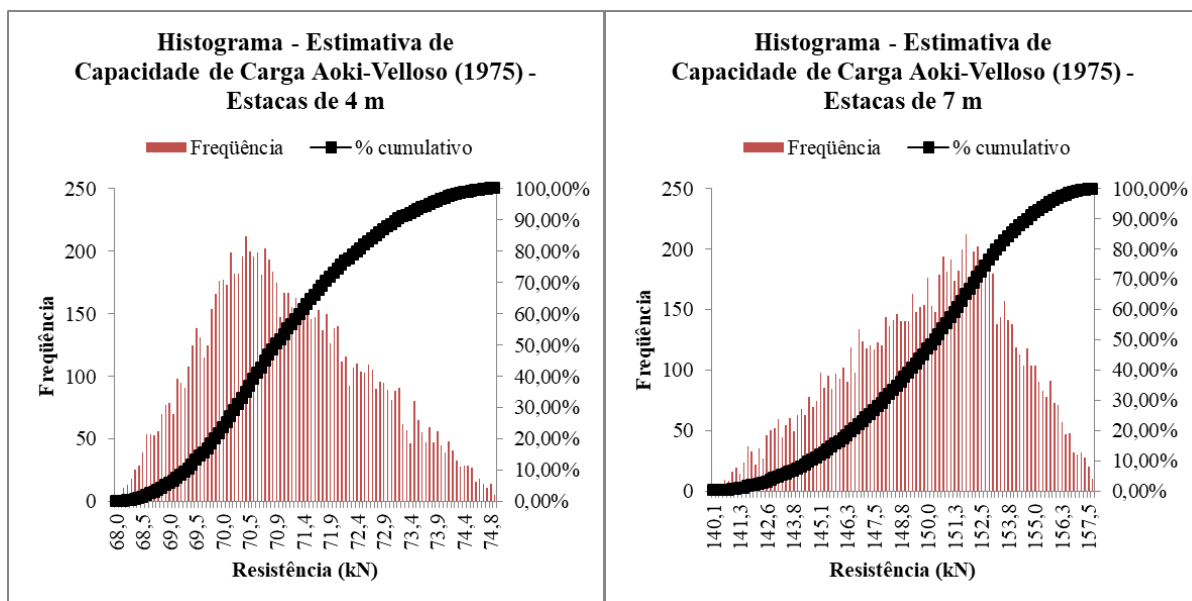
Fonte: O autor (2019).

Figura B.6 - Resistência das estacas com amostra gerada por meio da SMC para 10 mil dados aleatórios com distribuição de probabilidade triangular, com referência nos valores da amostra real obtidos por meio dos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB.



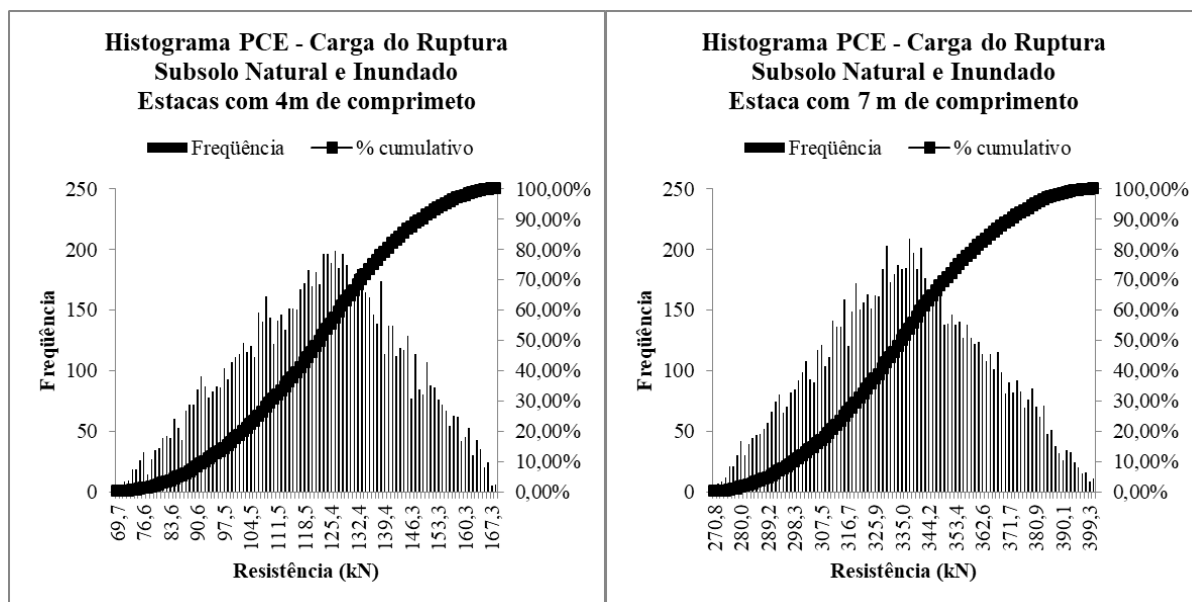
Fonte: O autor (2019).

Figura B.7 - Resistência das estacas com amostra gerada por meio da SMC para 10 mil dados aleatórios com distribuição de probabilidade triangular, com referência nos valores de capacidade de carga da amostra real obtidos por meio do método semiempírico sugerido por Aoki e Velloso (1975), para as estacas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



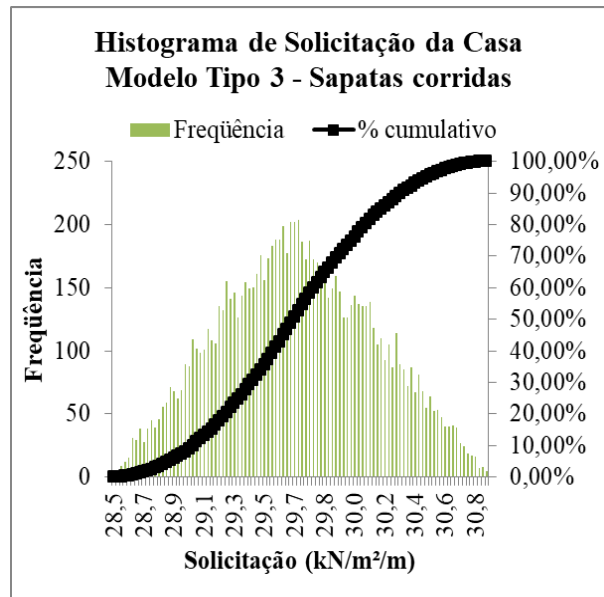
Fonte: O autor (2019).

Figura B.8 - Resistência das estacas com amostra gerada por meio da SMC para 10 mil dados aleatórios com distribuição de probabilidade triangular, com referência nos valores da amostra real obtidos por meio das curvas carga vs recalque para as estacas executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



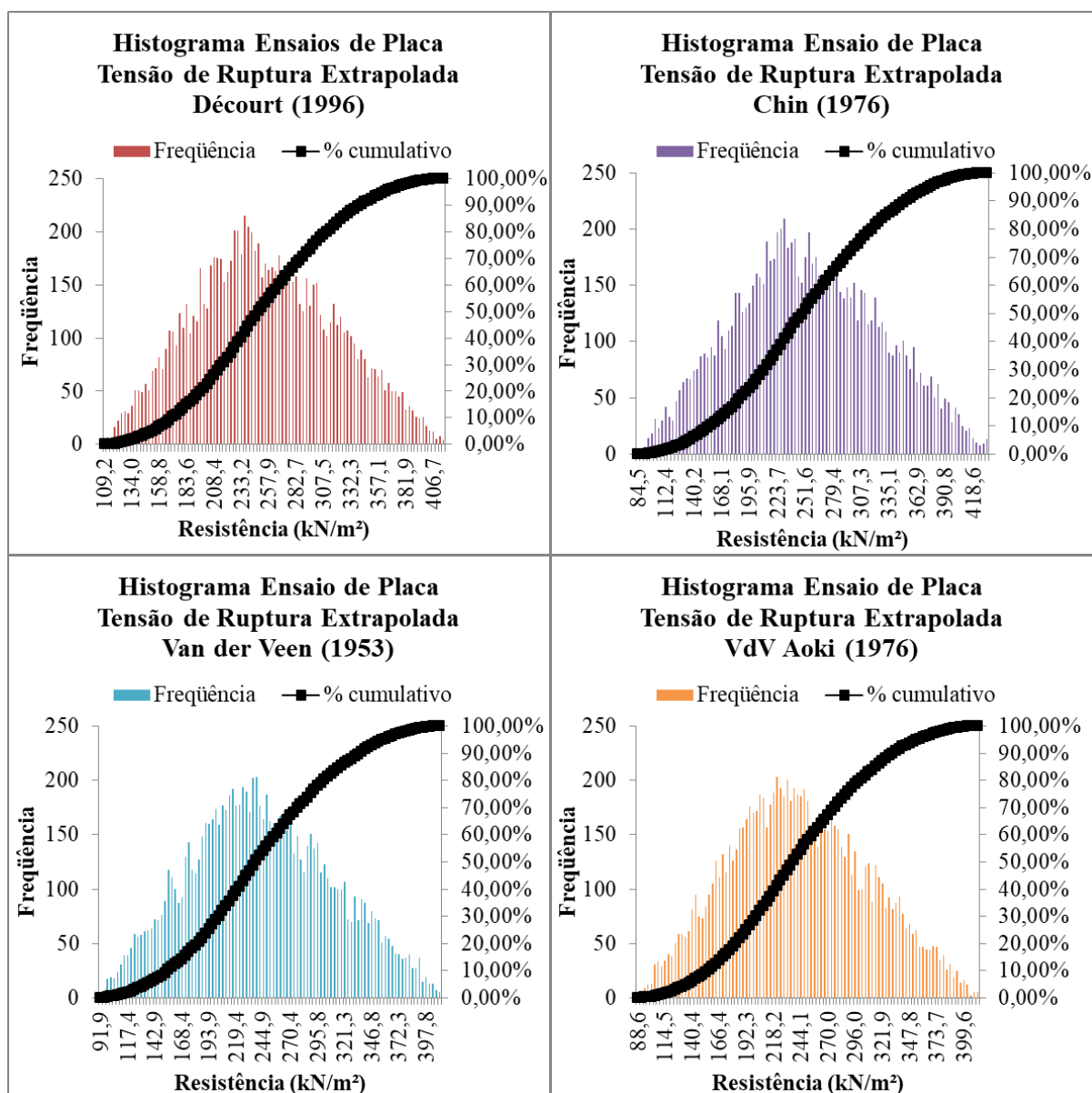
Fonte: O autor (2019).

Figura B.9 - Solicitação das sapatas corridas com amostra gerada por meio da SMC para 10 mil dados aleatórios com distribuição de probabilidade triangular não simétrica, referenciado nos valores da amostra real da casa modelo Tipo 3.



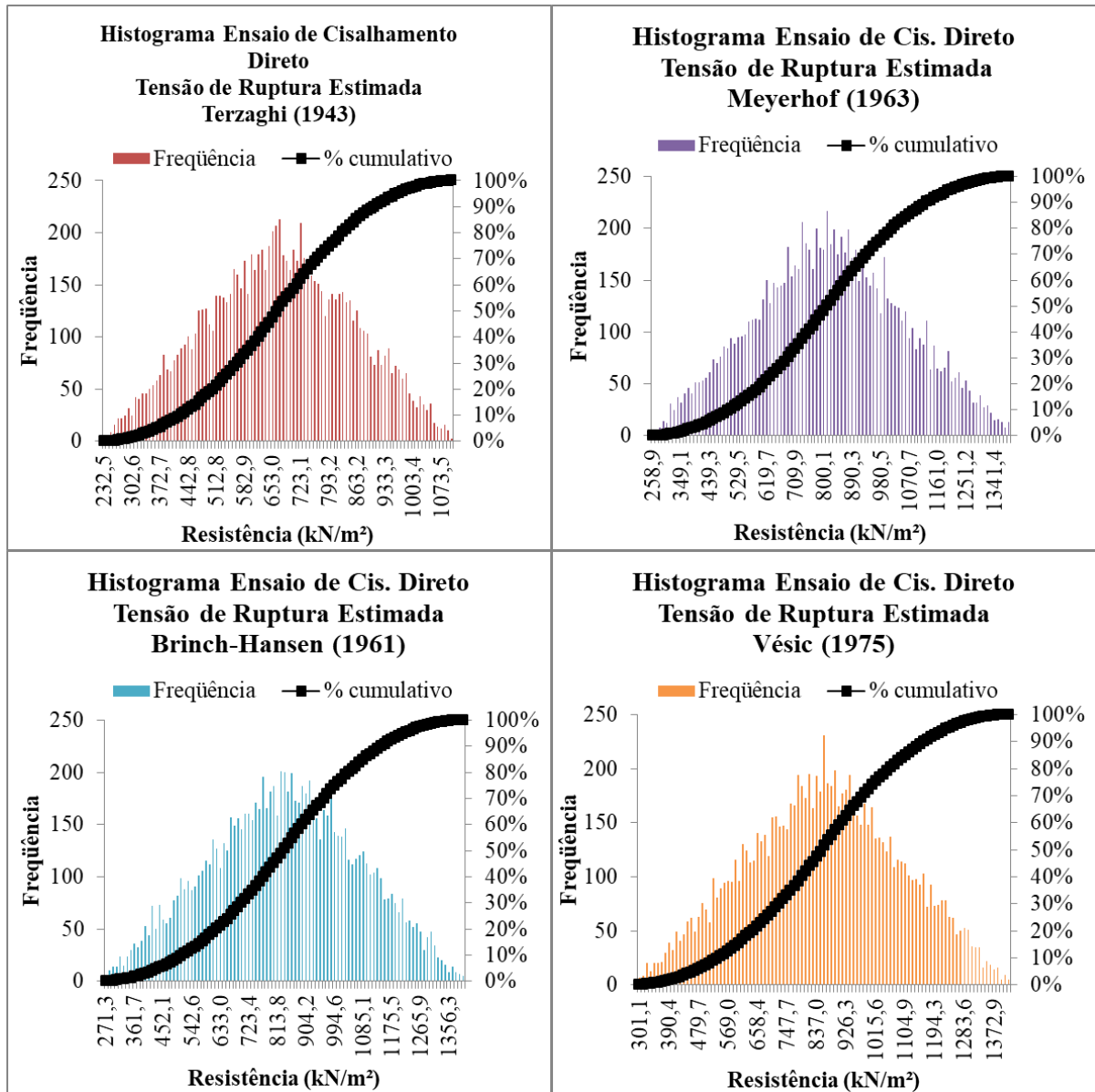
Fonte: O autor (2019).

Figura B.10 - Resistência das sapatas corridas com amostra gerada por meio da SMC para 10 mil dados aleatórios com distribuição de probabilidade triangular, com referência nos valores da amostra real obtidos por meio dos métodos de extrapolação das curvas tensão vs recalque para os ensaios de placa realizados na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.



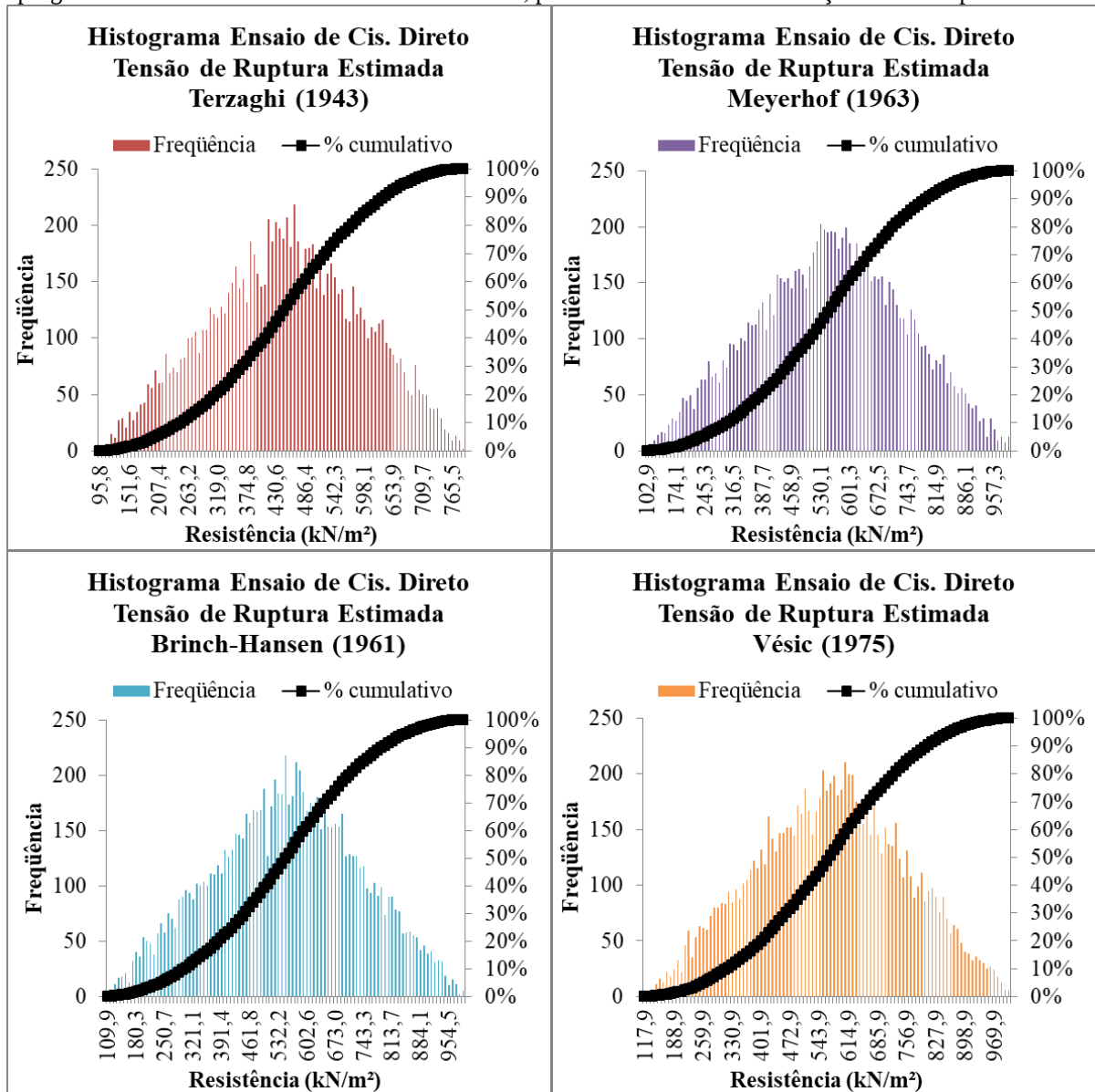
Fonte: O autor (2019).

Figura B.11 - Resistência das sapatas corridas com amostra gerada por meio da SMC para 10 mil dados aleatórios com distribuição de probabilidade triangular, com referência nos valores da amostra real obtidos por meio das estimativas pelos métodos teóricos para os ensaios de cisalhamento direto realizados no solo da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE, para o solo ensaiado na umidade constante.



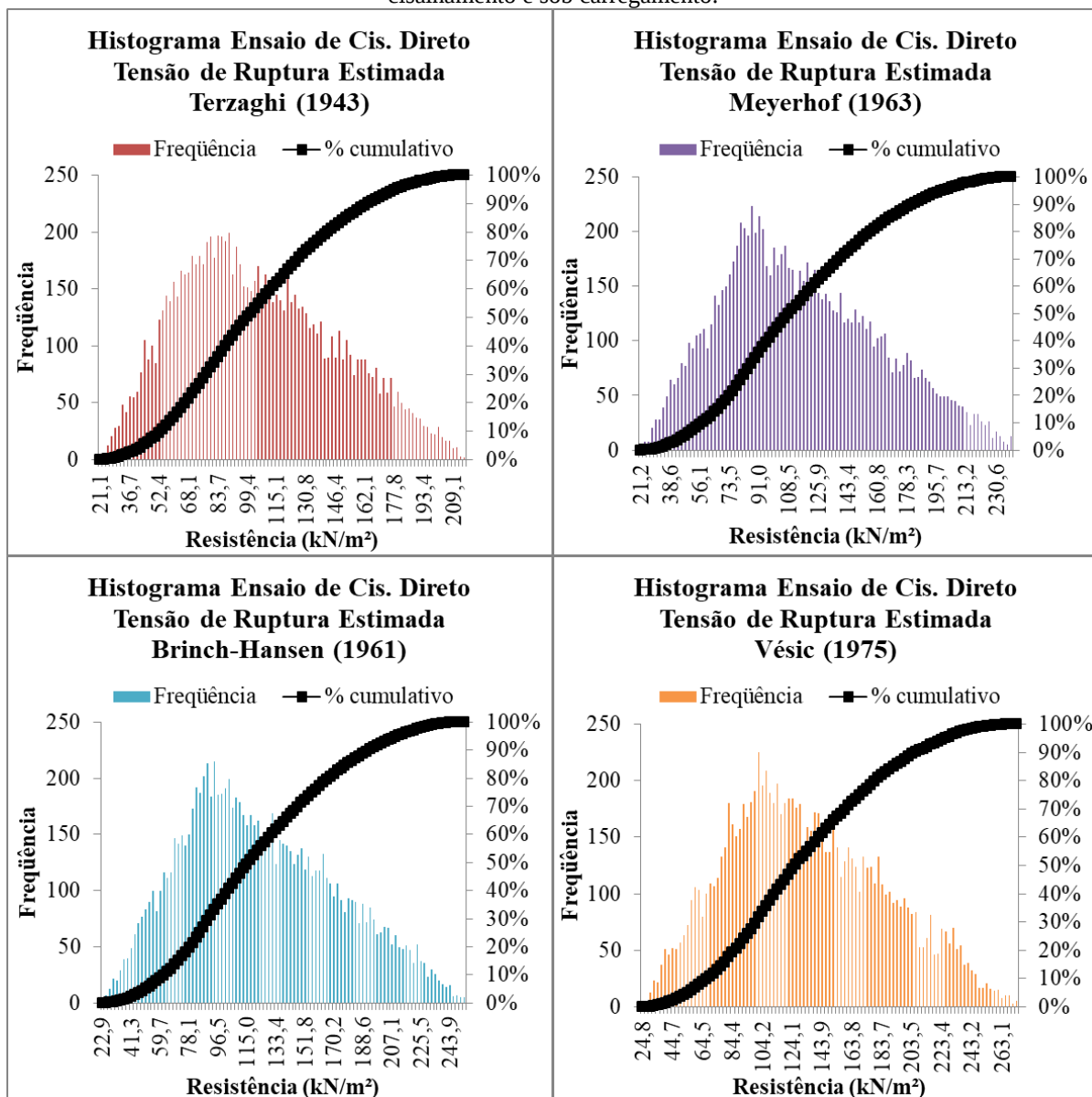
Fonte: O autor (2019).

Figura B.12 - Resistência das sapatas corridas com amostra gerada por meio da SMC para 10 mil dados aleatórios com distribuição de probabilidade triangular, com referência nos valores da amostra real obtidos por meio das estimativas pelos métodos teóricos para os ensaios de cisalhamento direto realizados no solo da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE, para o solo ensaiado na condição inundado previamente.



Fonte: O autor (2019).

Figura B13 - Resistência das sapatas corridas com amostra gerada por meio da SMC para 10 mil dados aleatórios com distribuição de probabilidade triangular, com referência nos valores da amostra real obtidos por meio das estimativas pelos métodos teóricos para os ensaios de cisalhamento direto realizados no solo da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE, para o solo ensaiado na condição inundado durante o cisalhamento e sob carregamento.



Fonte: O autor (2019).

APÊNDICE C - EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS CARGA VS RECALQUE

Figura C.1 - Extrapolação das curvas carga vs recalque para condição de subsolo natural e inundado, para as estacas E1, E2, E3, E7 e E9 ensaiadas na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

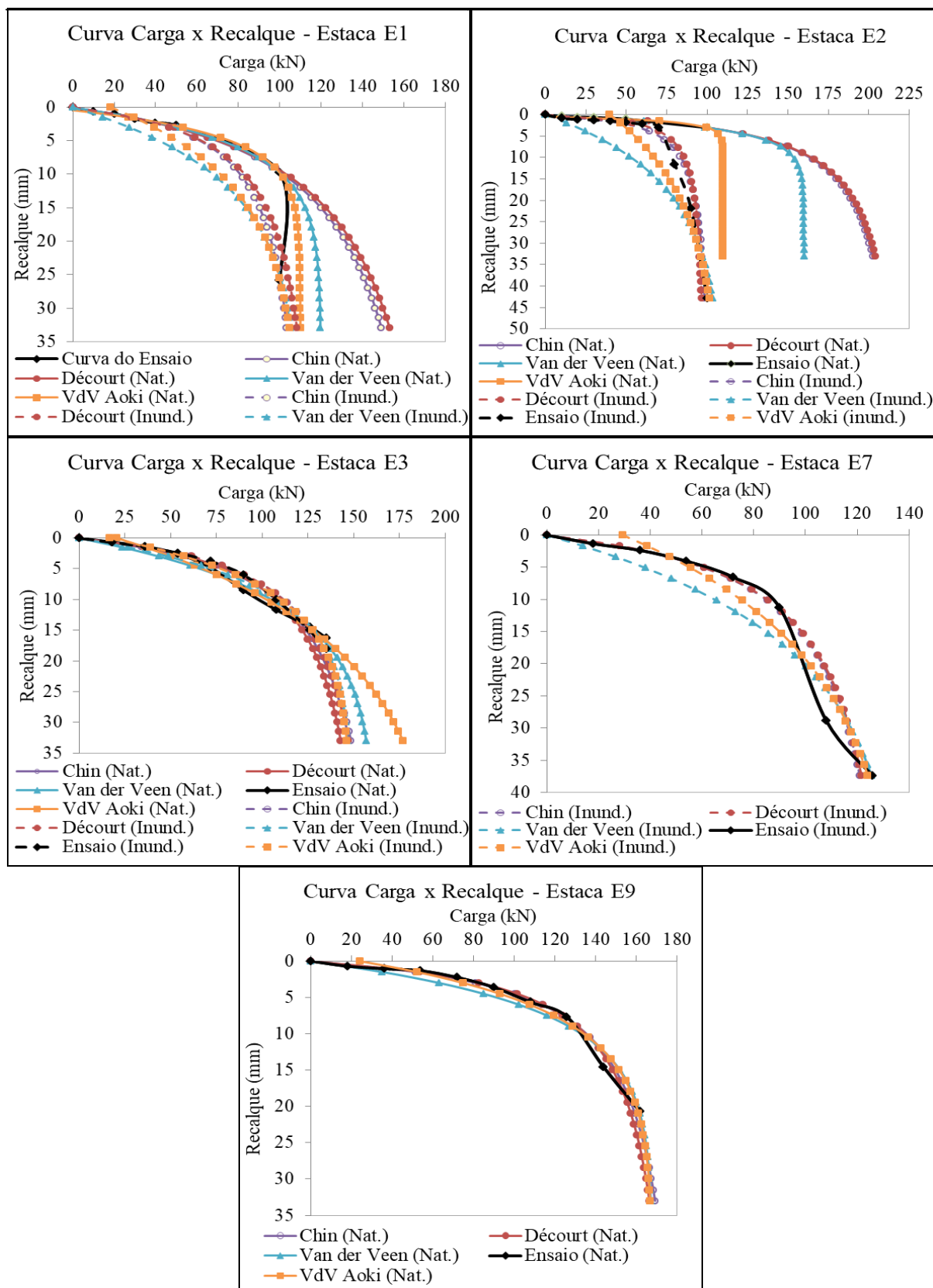
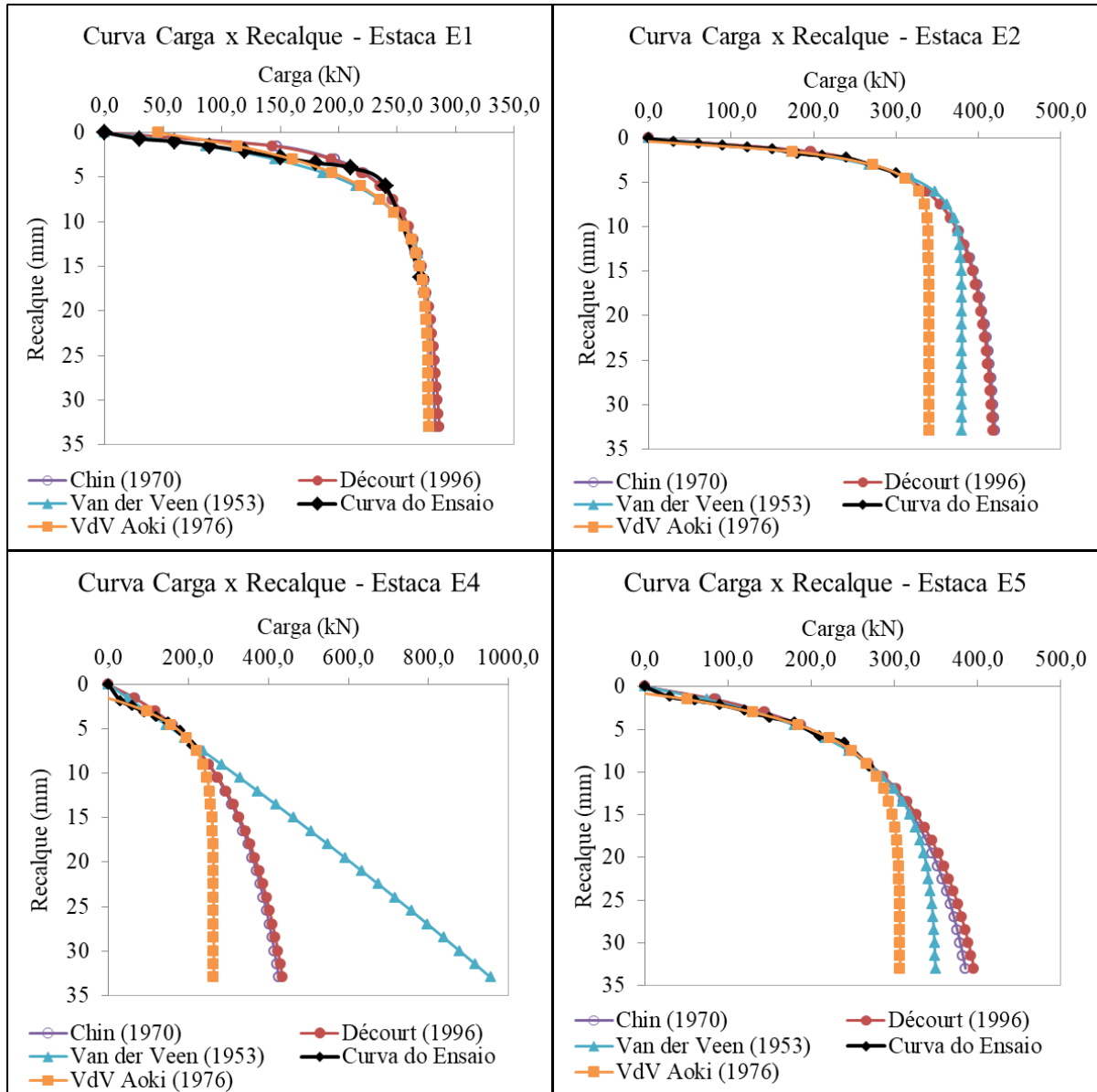
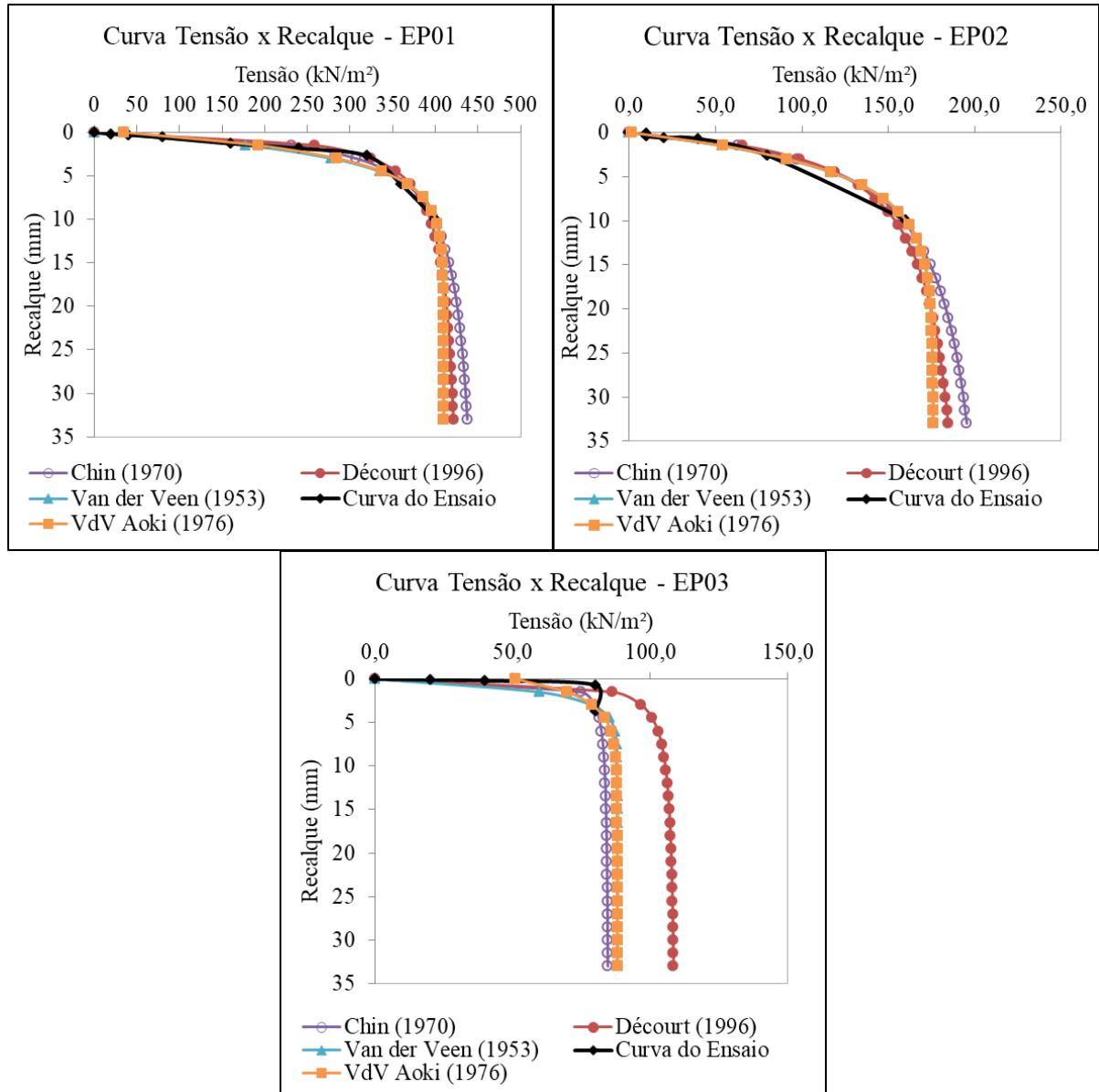


Figura C.2 - Extrapolação das curvas carga vs recalque realizadas nas estacas E1, E2, E4 e E5 ensaiadas no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.



Fonte: O autor (2019).

Figura C.3 - Extrapolação das curvas tensão vs recalque provenientes dos ensaios de placas EP01, EP02 e EP03 realizados no Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.



Fonte: O autor (2019).

APÊNDICE D - CARGA DE RUPTURA DAS ESTACAS OBTIDA POR MEIO DA ESTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS CARGA VS RECALQUE

Tabela D.1 - Carga de ruptura das estacas para ensaios de prova de carga estática realizados na condição de subsolo natural e inundado e curvas carga vs recalque extrapoladas.

Prova de Carga Estática	Estaca	Carga de Ruptura (kN)				Condição do Subsolo
		Décourt (1996)	Chin (1970)	Van der Veen (1953)	Van der Veen mod. Aoki (1976)	
PCE-1	E1	150	146	120	110	Natural
PCE-2	E2	202	201	160	110	
PCE-4	E3	141	145	155	172	
PCE-22	E9	165	168	167	166	
PCE-1	E1	107	102	104	103	Inundado
PCE-3	E2	95	96	95	94	
PCE-8	E3	145	146	146	145	
PCE-20	E7	117	116	118	117	

Fonte: O autor (2019).

Tabela D.2 - Carga de ruptura das estacas proveniente da extrapolação das curvas carga vs recalque para ensaios de prova de carga estática realizados no Campo Experimental da UnB em Brasília-DF.

Prova de Carga Estática	Estaca	Carga de Ruptura (kN)			
		Décourt (1996)	Chin (1970)	Van der Veen (1953)	Van der Veen mod. Aoki (1976)
PCE-1	E1	285	281	277	277
PCE-3	E2	416	418	380	340
PCE-5	E4	424	415	-	263
PCE-2	E5	389	379	348	307

Fonte: O autor (2019).

Tabela D.3 - Carga de ruptura das estacas, com 4 metros de comprimento, proveniente das curvas carga vs recalque para ensaios de prova de carga estática realizados no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Prova de Carga Estática	Estaca	Condição do subsolo	Carga de Ruptura (kN)
PCE-01	E02	Natural	157
PCE-21	E13		169
PCE-23	E16		148
PCE-07	E02	Inundado	69
PCE-26	E13		114
PCE-25	E16		103

Fonte: O autor (2019).

Tabela D.4 - Carga de ruptura das estacas, com 7 metros de comprimento, proveniente das curvas carga vs recalque para ensaios de prova de carga estática realizados no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.

Prova de Carga Estática	Estaca	Condição do subsolo	Carga de Ruptura (kN)
PCE-03	E06	Natural	318
PCE-13	E07		370
PCE-16	E12		402
PCE-08	E06	Inundado	270
PCE-15	E07		345
PCE-18	E12		295

Fonte: O autor (2019).

APÊNDICE E - PARÂMETROS DE FORMA, ESCALA E POSIÇÃO PARA CURVAS DENSIDADE DE PROBABILIDADE COM DISTRIBUIÇÃO DE GUMBEL E WEIBULL

Tabela E.1 - Parâmetros de escala, forma e posição para as curvas densidade de probabilidade com distribuição de Gumbel e Weibull para as cargas de ruptura com condição de subsolo natural, inundado e com os dados agrupados de natural e inundado.

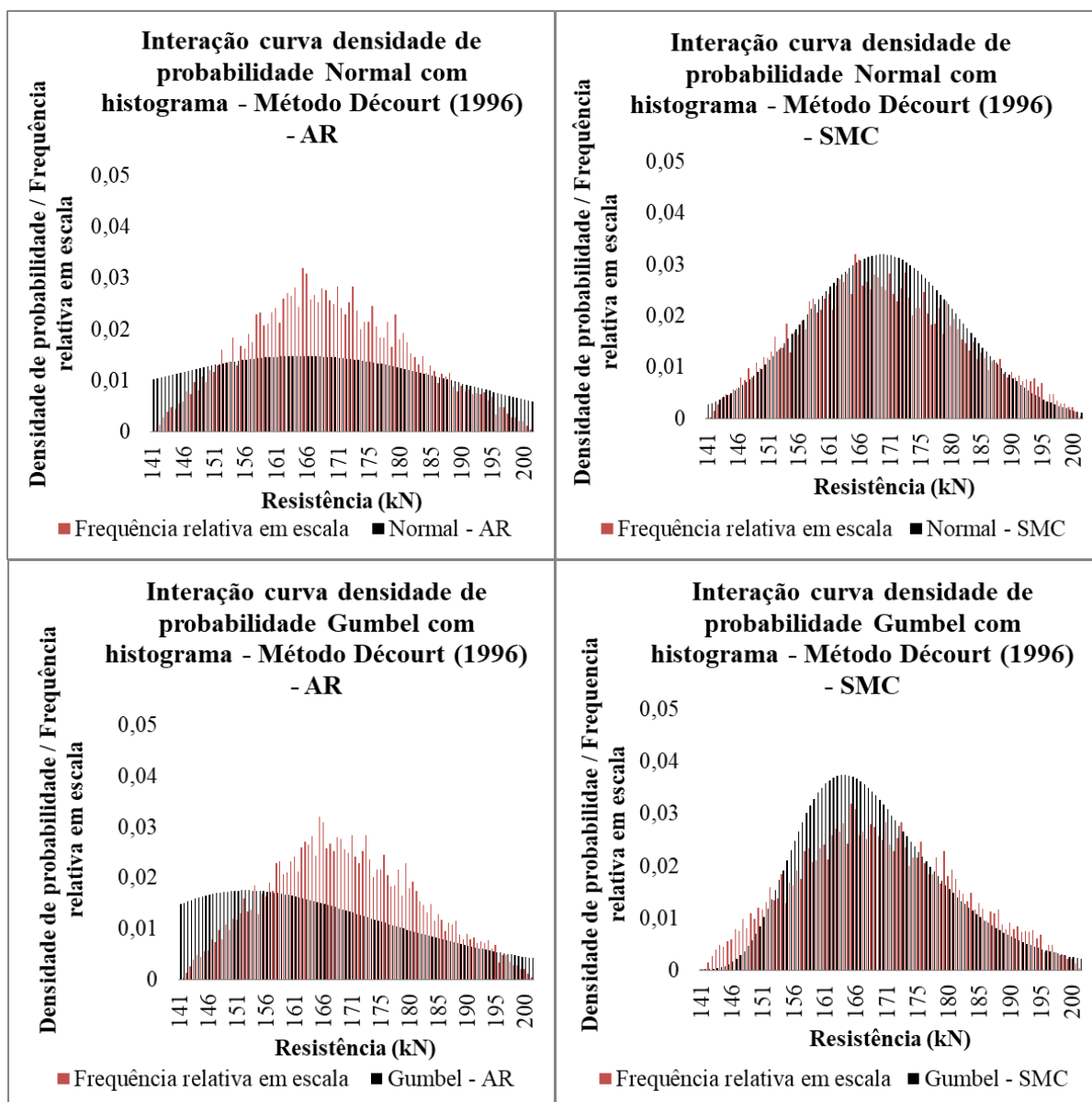
Condição de Ensaio	Método de Extrapolação	Amostra	Parâmetros			
			Gumbel		Weibull	
			α_G (escala)	β_G (posição)	β_W (escala)	α_W (forma)
Natural	Décourt (1996)	AR	0,05	152,40	175,05	7,21
		SMC	0,10	163,51	176,35	17,06
	Chin (1970)	AR	0,05	153,19	175,26	7,43
		SMC	0,11	165,02	177,20	18,78
	Van der Veen (1953)	AR	0,06	141,08	156,41	8,61
		SMC	0,13	141,25	150,73	19,30
	Van der Veen mod. Aoki (1976)	AR	0,04	124,13	149,66	4,63
		SMC	0,10	134,68	147,45	13,87
Inundado	Décourt (1996)	AR	0,06	106,40	123,83	6,34
		SMC	0,13	114,26	124,39	14,61
	Chin (1970)	AR	0,06	104,96	123,22	5,98
		SMC	0,12	114,30	124,69	14,48
	Van der Veen (1953)	AR	0,06	105,72	123,82	6,03
		SMC	0,12	114,23	124,68	14,30
	Van der Veen mod. Aoki (1976)	AR	0,06	104,72	122,79	5,97
		SMC	0,12	113,44	123,84	14,13
Natural / Inundado	Décourt (1996)	AR	0,04	124,81	153,02	4,63
		SMC	0,06	135,92	156,30	7,85
	Chin (1970)	AR	0,04	124,26	152,72	4,53
		SMC	0,06	136,13	156,34	7,99
	Van der Veen (1953)	AR	0,05	120,84	142,83	5,62
		SMC	0,09	124,75	138,78	10,73
	Van der Veen mod. Aoki (1976)	AR	0,04	113,72	138,51	4,85
		SMC	0,08	124,02	139,16	10,06

AR - Amostra Real e SMC - Simulação Monte Carlo; α_G – Parâmetro de escala para distribuição de Gumbel; β_G – Parâmetro de posição para distribuição de Gumbel; α_W – Parâmetro de forma para distribuição de Weibull; β_W – Parâmetro de escala para distribuição de Weibull.

Fonte: O autor (2019).

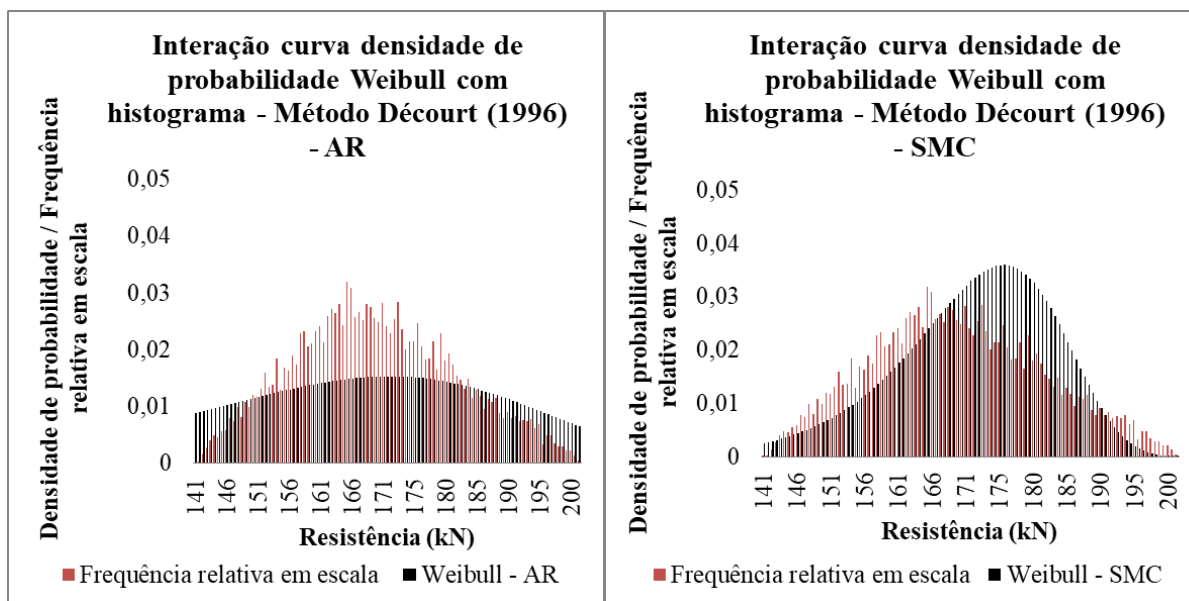
APÊNDICE F - INTERAÇÃO DAS CURVAS DENSIDADE DE PROBABILIDADE NORMAL, GUMBEL E WEIBULL COM OS HISTOGRAMAS PROVENIENTES DA SIMULAÇÃO MONTE CARLO PARA OS VALORES DE RESISTÊNCIA DA OBRA DO REASSENTAMENTO DE ITAPARICA EM SANTA MARIA DA BOA VISTA-PE

Figura F.1 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Décourt (1996) para ensaio de PCE na condição de subsolo natural e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



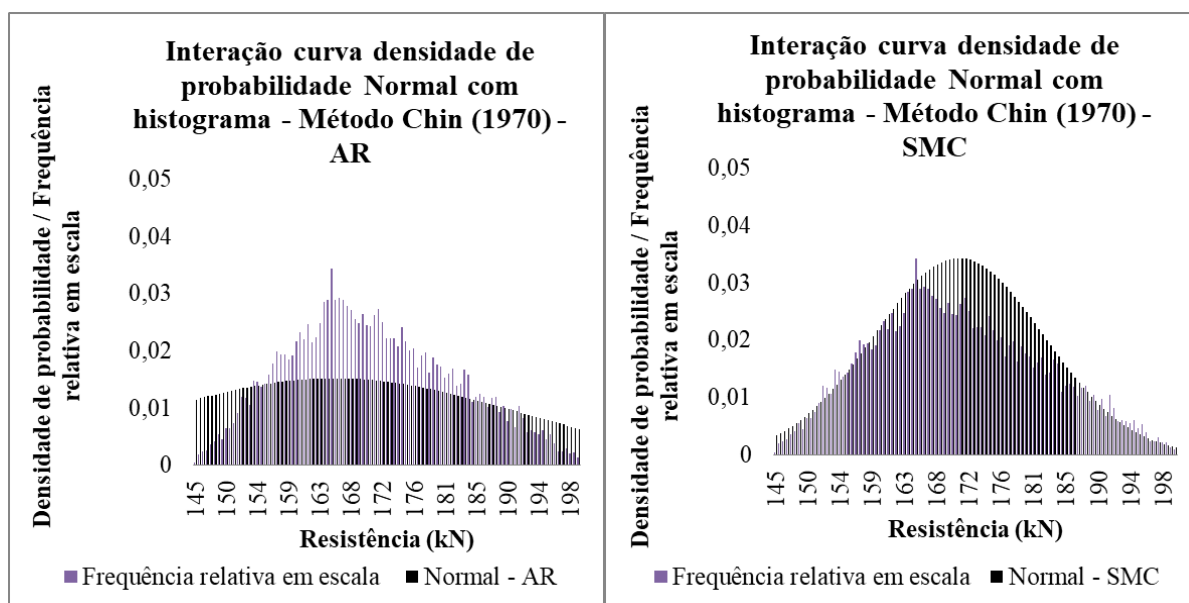
Fonte: O autor (2019).

Figura F.1 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Décourt (1996) para ensaio de PCE na condição de subsolo natural e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo. (Continuação)



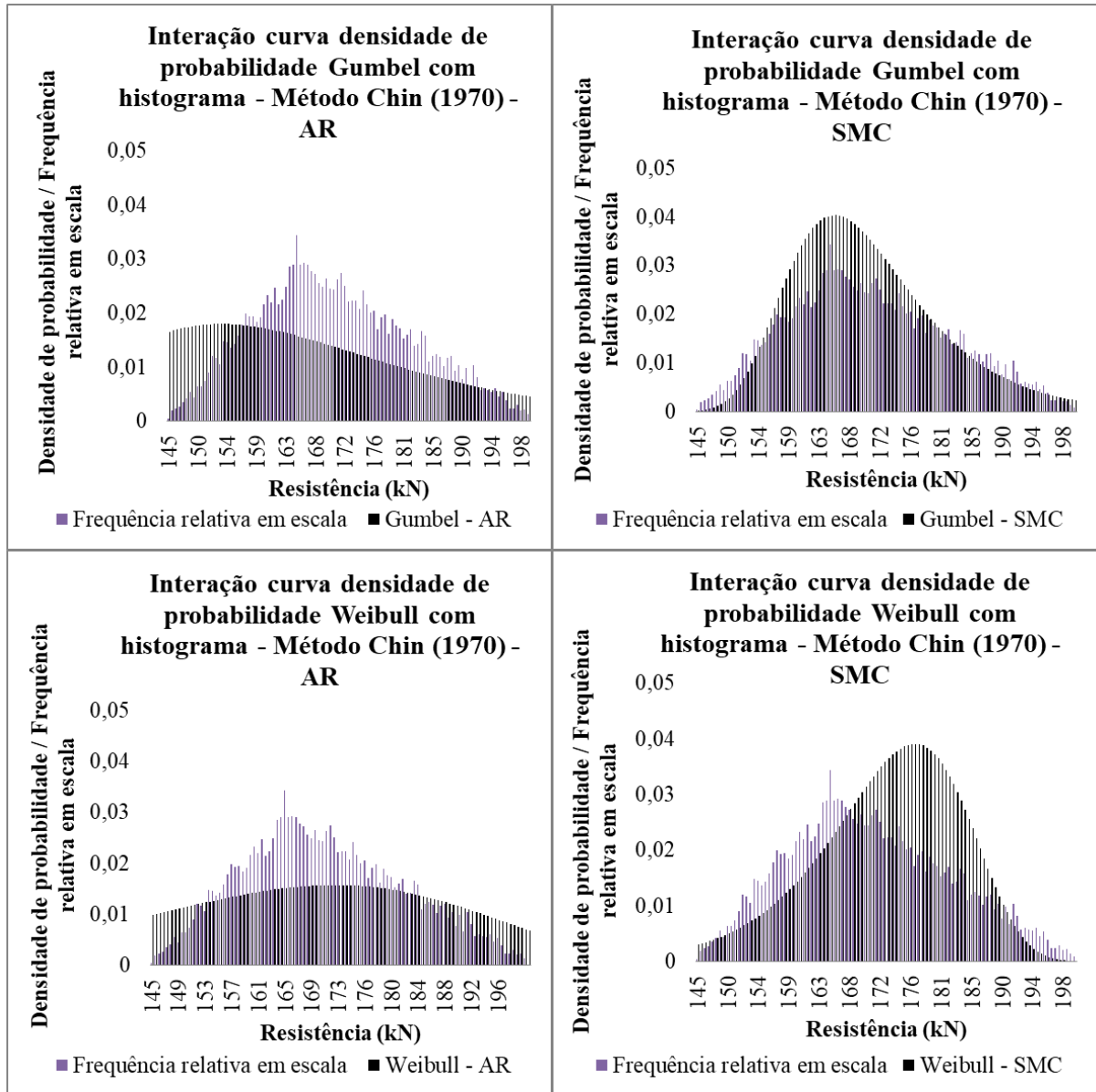
Fonte: O autor (2019).

Figura F.2 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Chin (1970) para ensaio de PCE na condição de subsolo natural e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



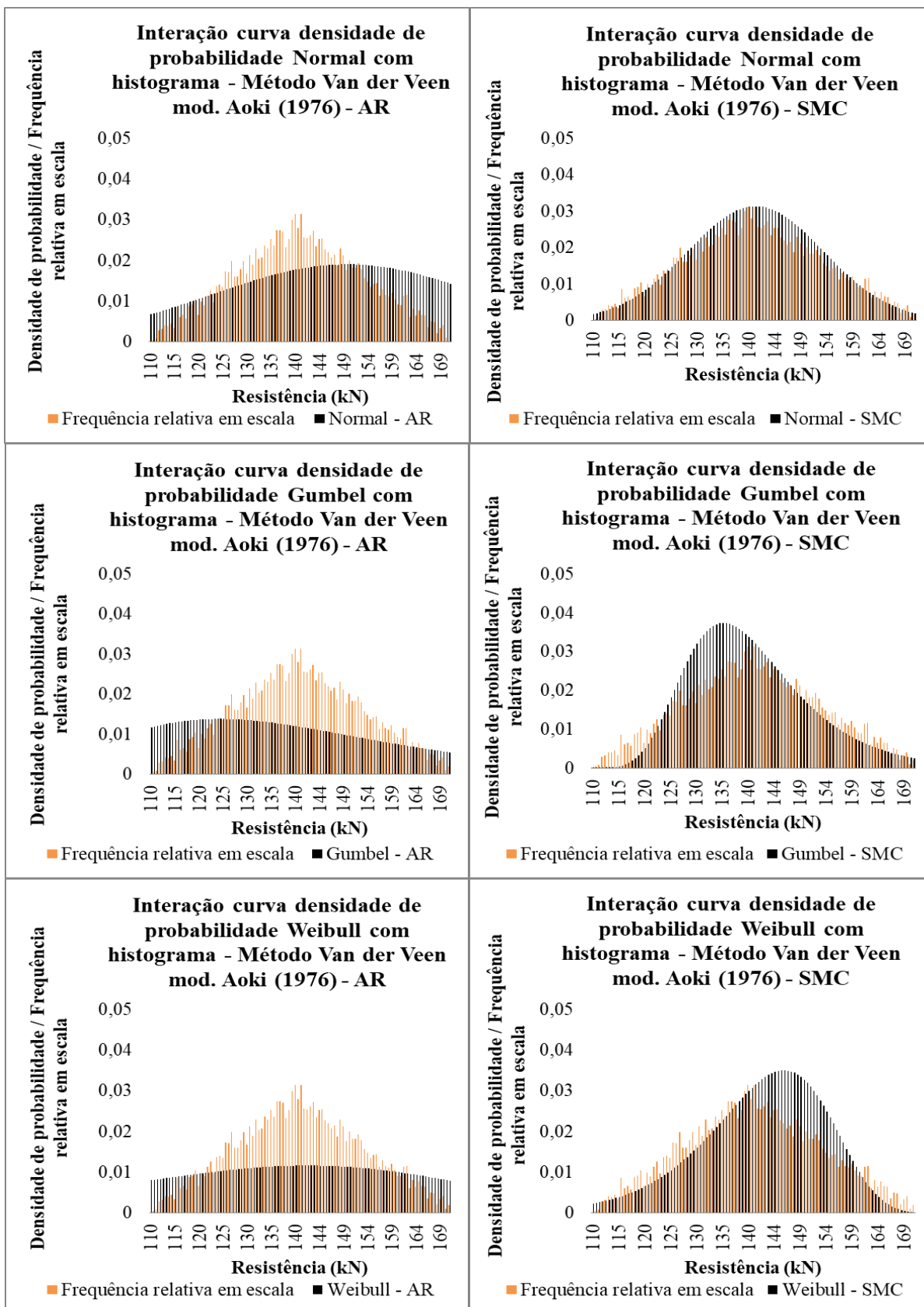
Fonte: O autor (2019).

Figura F.2 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Chin (1970) para ensaio de PCE na condição de subsolo natural e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo. (Continuação)



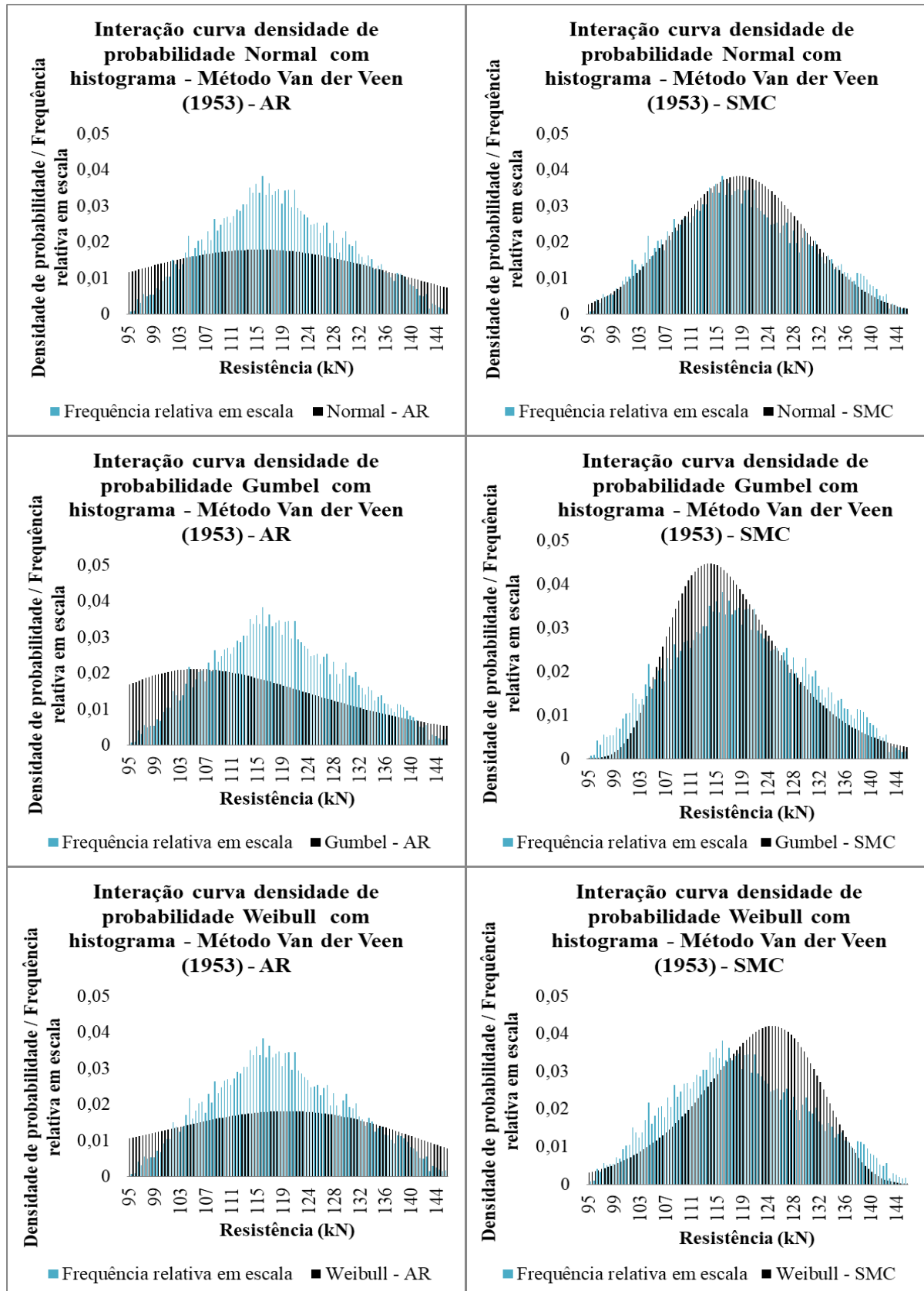
Fonte: O autor (2019).

Figura F.3 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) para ensaio de PCE na condição de subsolo natural e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



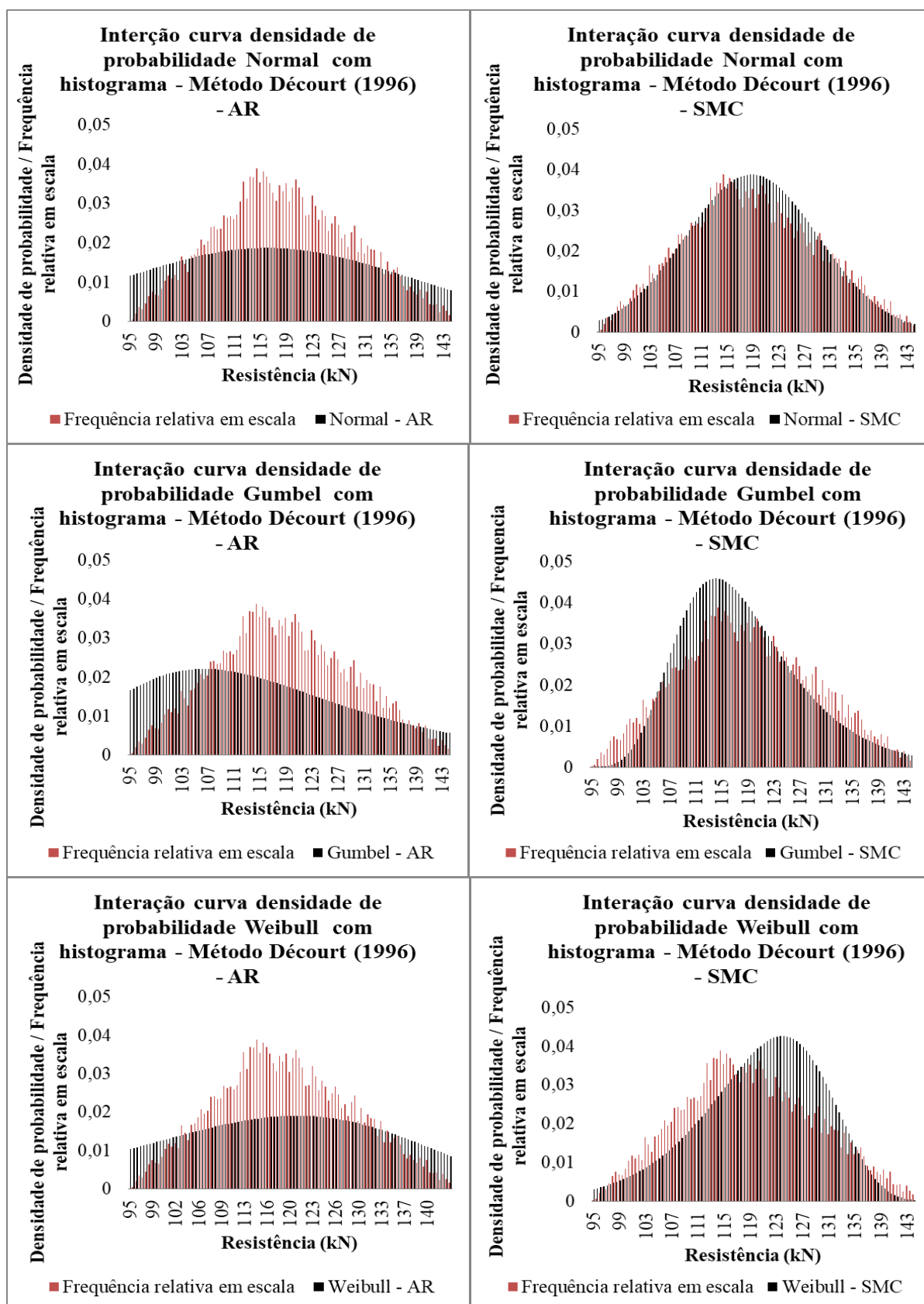
Fonte: O autor (2019).

Figura F.4 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Van der Veen (1953) para ensaio de PCE na condição de subsolo inundado e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



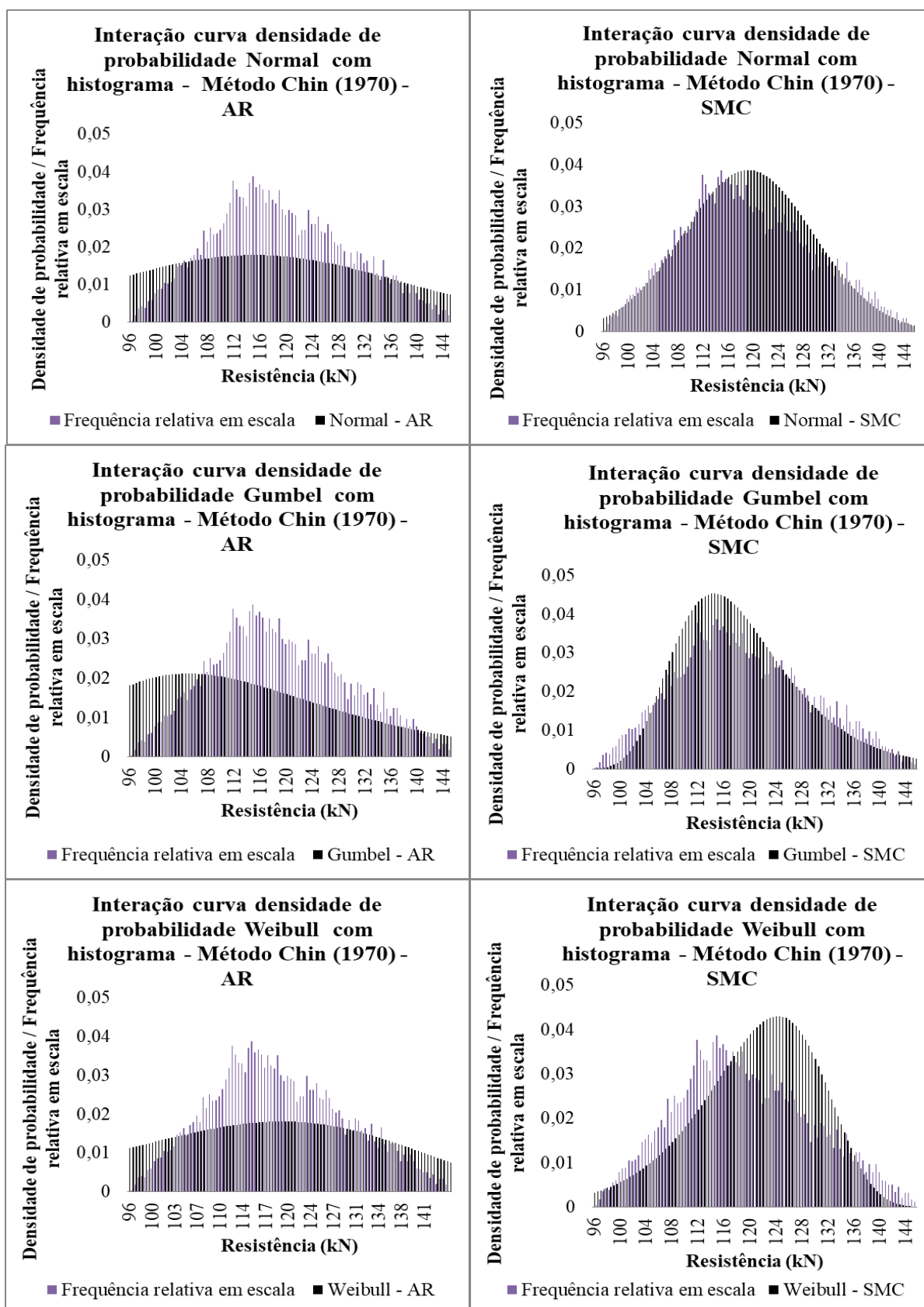
Fonte: O autor (2019).

Figura F.5 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Décourt (1996) para ensaio de PCE na condição de subsolo inundado e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



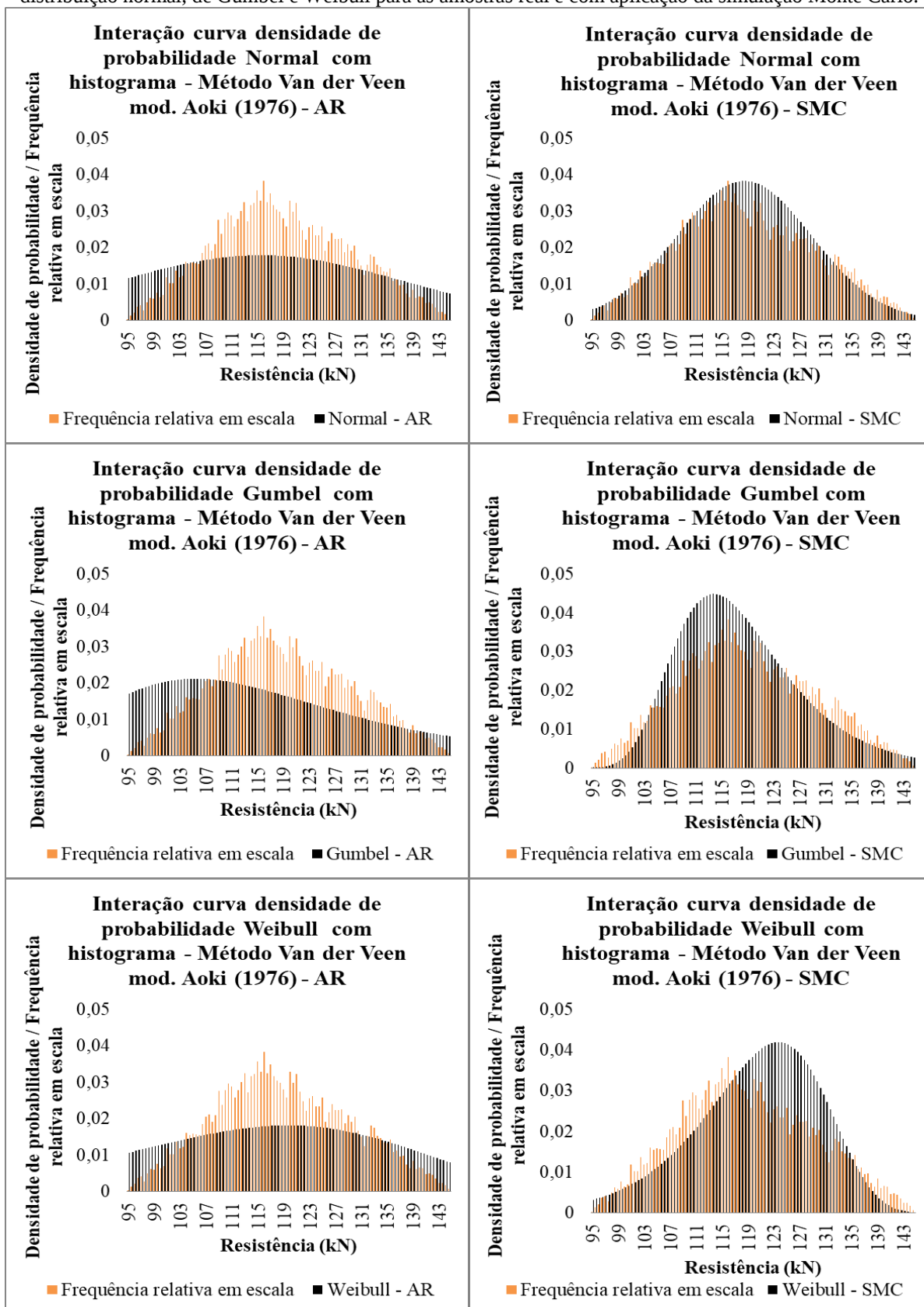
Fonte: O autor (2019).

Figura F.6 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Chin (1970) para ensaio de PCE na condição de subsolo inundado e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



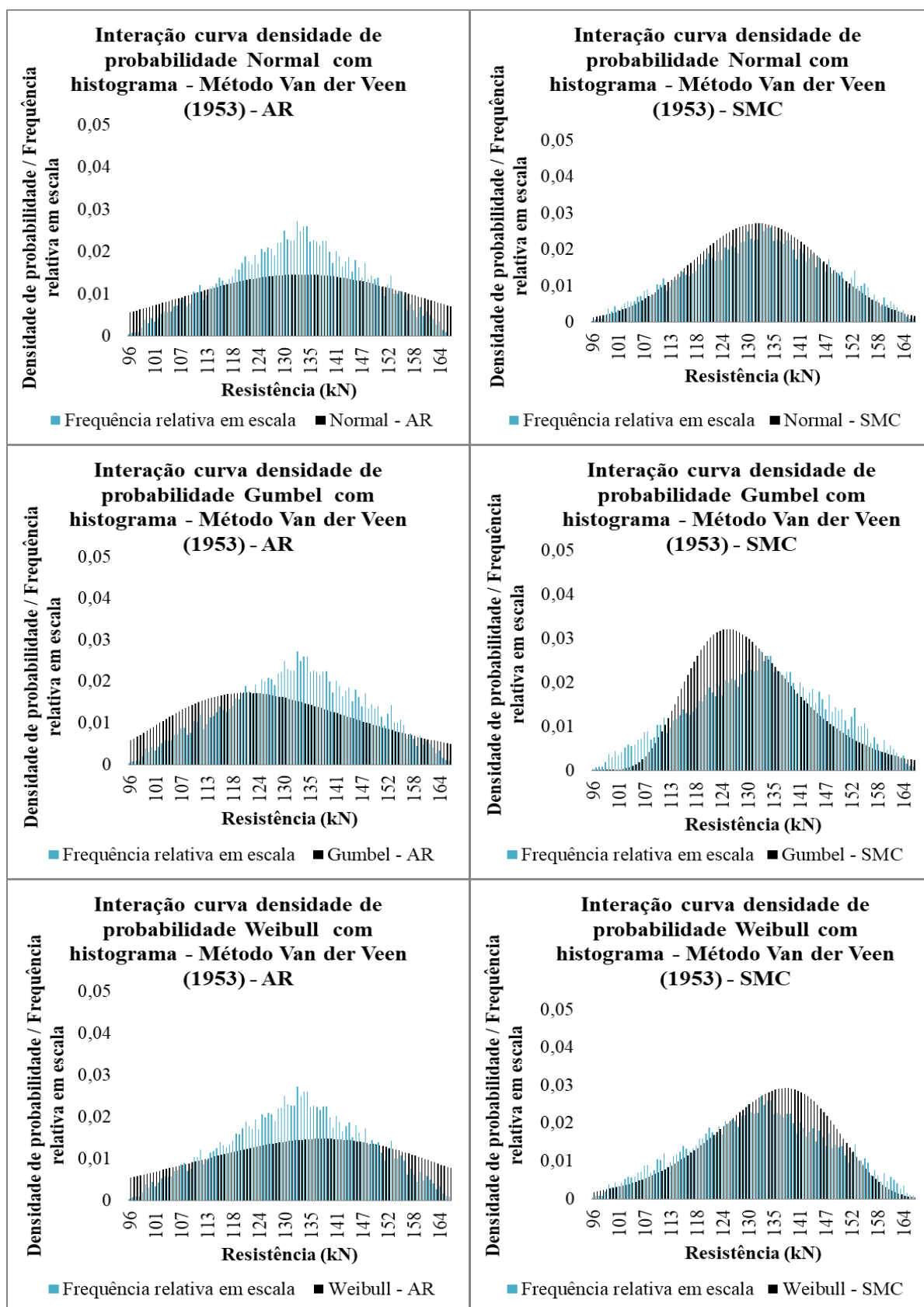
Fonte: O autor (2019).

Figura F.7 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) para ensaio de PCE na condição de subsolo inundado e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



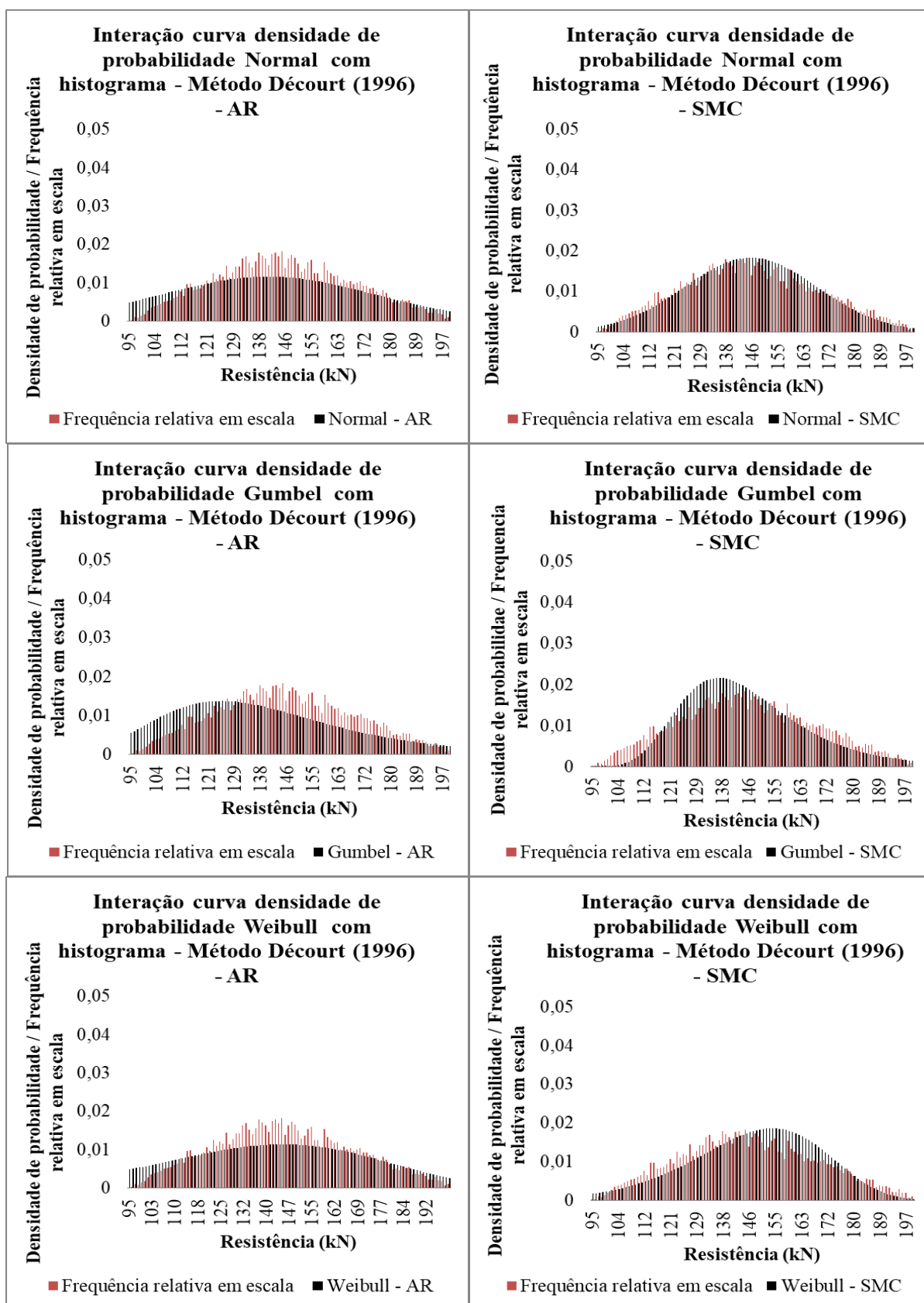
Fonte: O autor (2019).

Figura F.8 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Van der Veen (1953) para ensaio de PCE na condição de subsolo natural e inundado e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



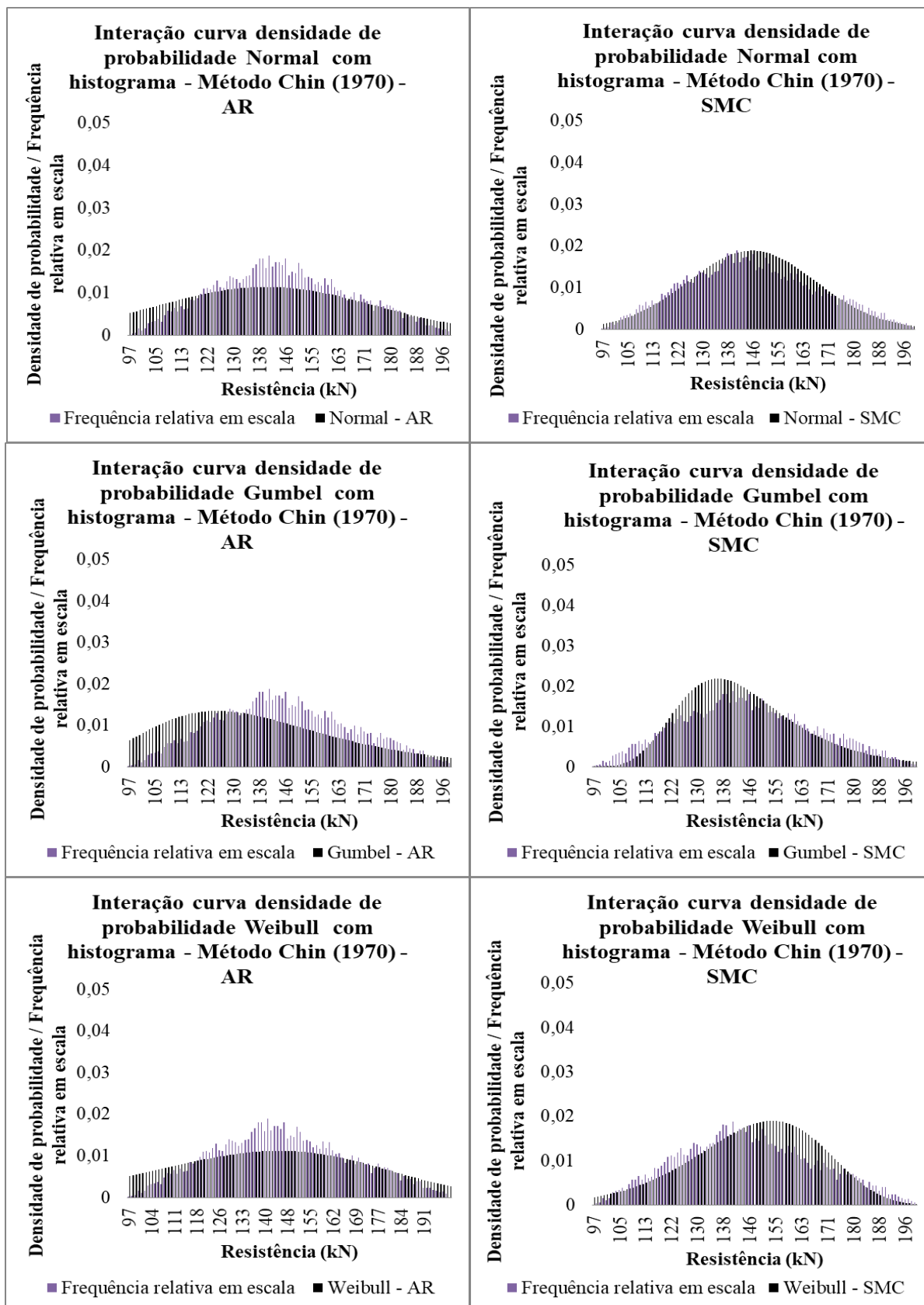
Fonte: O autor (2019).

Figura F.9 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Décourt (1996) para ensaio de PCE na condição de subsolo natural e inundado e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



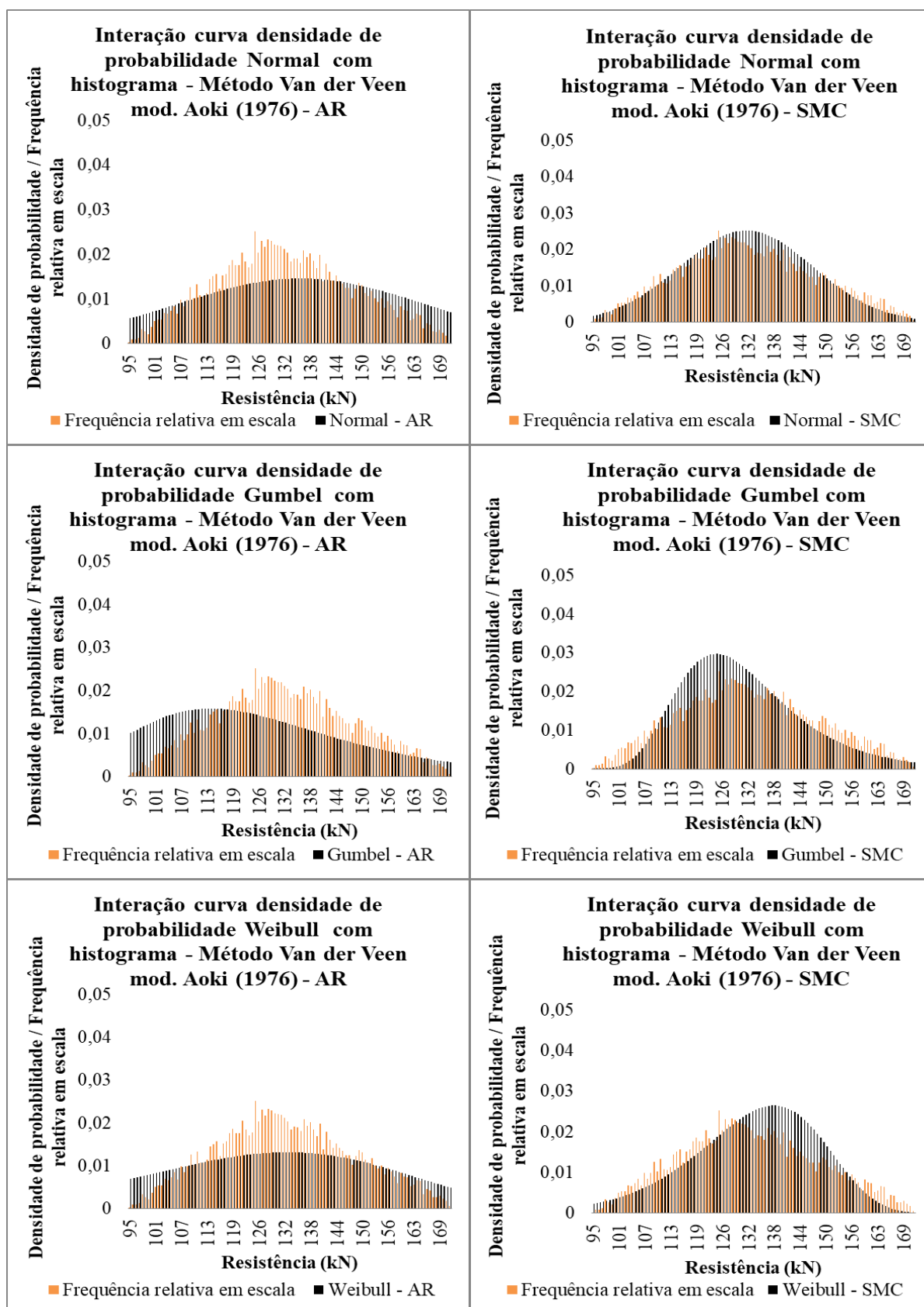
Fonte: O autor (2019).

Figura F.10 - Interação entre histogramas gerados por meio da simulação Monte Carlo para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Chin (1970) para ensaio de PCE na condição de subsolo natural e inundado e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



Fonte: O autor (2019).

Figura F.11 - Interação entre histogramas gerados por meio da SMC para os valores de resistência do método de extrapolação das curvas carga vs recalque sugerido por Van der Veen modificado por Aoki (1976) para ensaio de PCE na condição de subsolo natural e inundado e as curvas densidade de probabilidade para distribuição normal, de Gumbel e Weibull para as amostras real e com aplicação da simulação Monte Carlo.



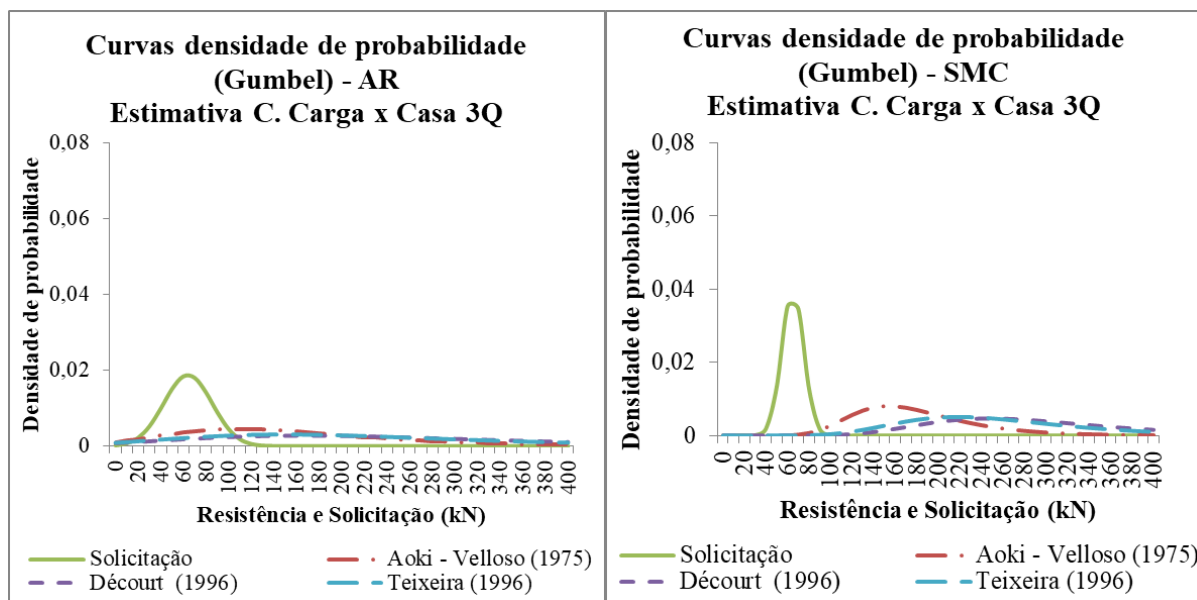
Fonte: O autor (2019).

APÊNDICE G - CURVAS DENSIDADE DE PROBABILIDADE DE RESISTÊNCIA COM DISTRIBUIÇÃO DE GUMBEL E WEIBULL PARA A ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DA OBRA DO REASSENTAMENTO DE ITAPARICA EM SANTA MARIA DA BOA VISTA-PE

As análises com curvas densidade de probabilidade com distribuição de Gumbel ou Weibull para os valores de resistência são realizadas para as estimativa de capacidade de carga das estacas provenientes dos métodos semiempíricos e para os valores de resistência provenientes da carga de ruptura das estacas obtidos por meio da extrapolação das curvas carga vs recalque. As curvas de resistência para densidade de probabilidade com distribuição de Gumbel ou Weibull são relacionadas com as curvas densidade de probabilidade com distribuição normal de solicitação.

Na Figura G.1 são apresentadas as curvas de resistência obtidas por meio dos métodos de estimativa de capacidade de carga sugeridos por Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Teixeira (1996) para distribuição de probabilidade de Gumbel, com a curva de solicitação com distribuição de probabilidade normal e os valores de solicitação provenientes da casa modelo Tipo 3, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Figura G.1 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição de Gumbel para as resistências obtidas por meio dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga, para amostra real e amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

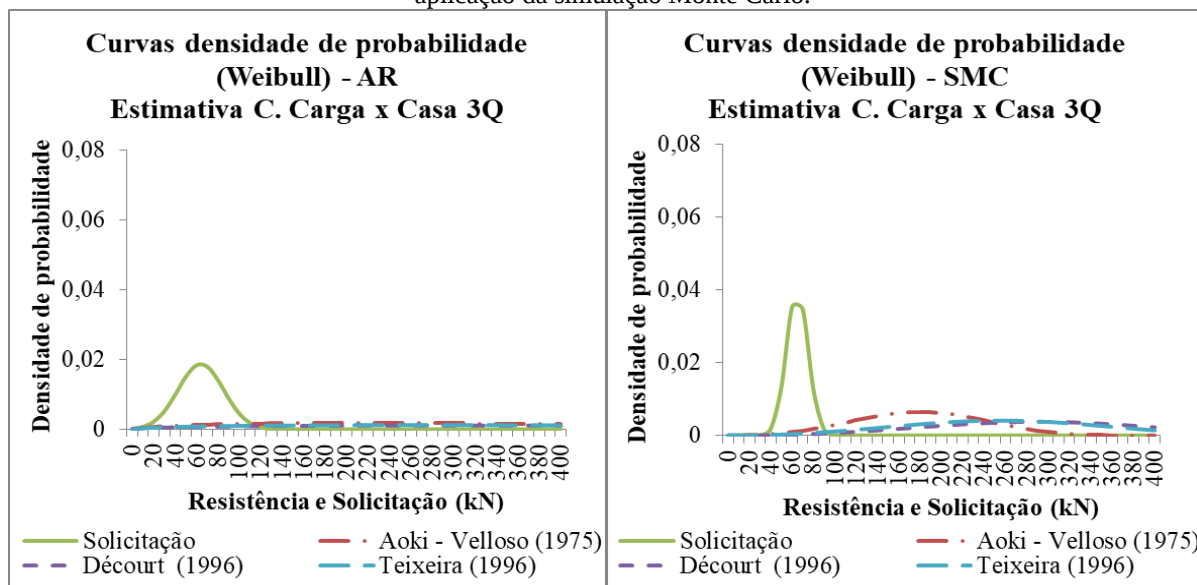


Fonte: O autor (2019).

Na Figura G.2 são apresentadas as curvas de resistência obtidas por meio dos métodos de estimativa de capacidade de carga sugeridos por Aoki e Velloso (1975), Décourt (1996) e Teixeira (1996) para distribuição de probabilidade de Weibull, para a curva de solicitação

com distribuição de probabilidade normal e os valores de solicitação provenientes da casa modelo Tipo 3, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.

Figura G.2 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição de Weibull para as resistências obtidas por meio dos métodos semiempíricos de estimativa de capacidade de carga, para amostra real e amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.



Fonte: O autor (2019).

Analisando as curvas densidade de probabilidade de resistência com distribuição de Gumbel para a amostra real (AR), as mesmas apresentam uma dispersão maior que a curva densidade de probabilidade de solicitação, com distribuição normal. O mesmo acontece para as curvas densidade de probabilidade com distribuição de Weibull.

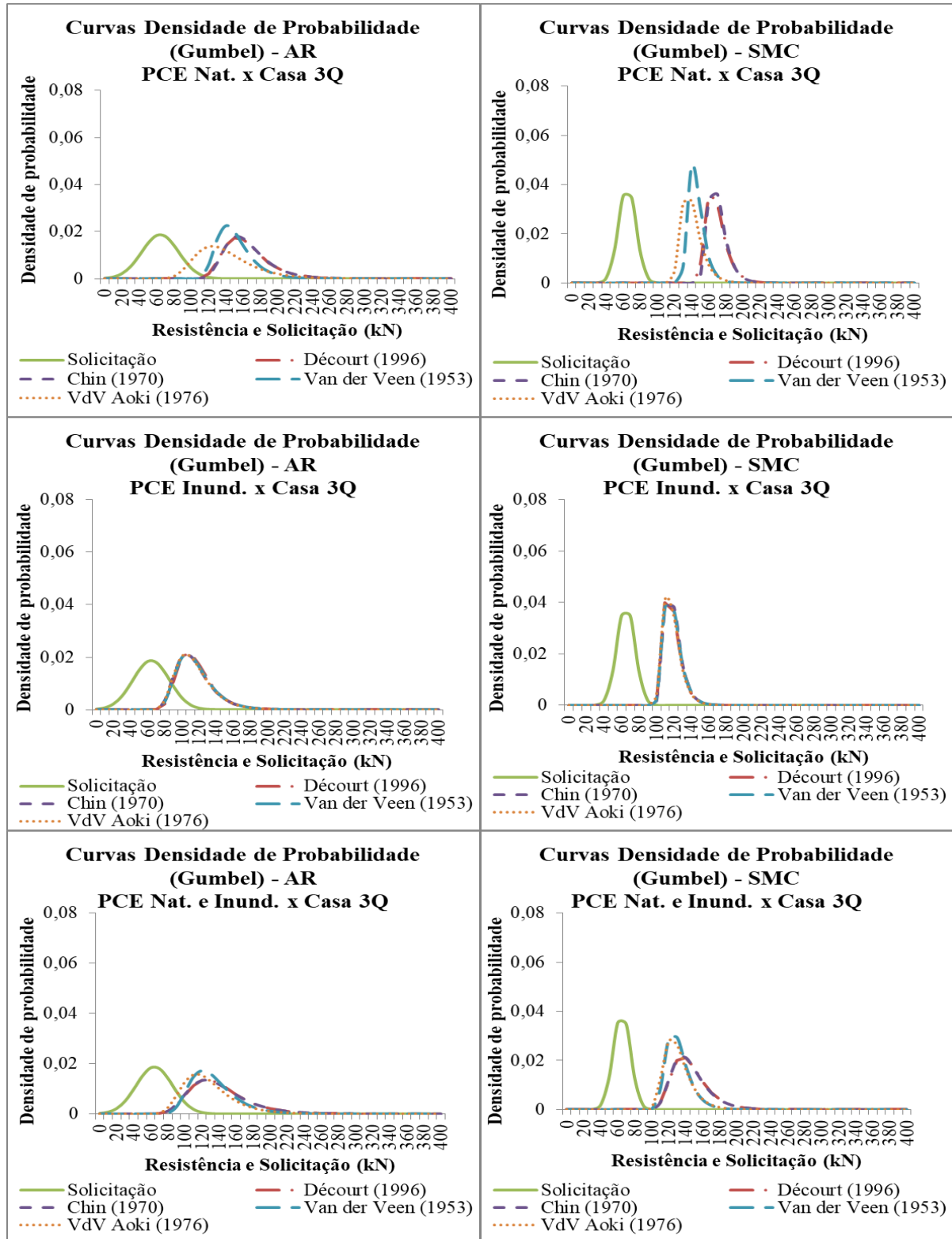
Na amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, tanto as curvas densidade de probabilidade de resistência, com distribuição de Gumbel e Weibull, como a curva densidade de probabilidade de solicitação, com distribuição normal, diminuíem a dispersão dos valores, tomando as curvas formas mais alongadas e menos alargadas.

A diferenciação dos resultados de probabilidade de ruína para as curva de Gumbel e Weibull em relação a normal é a forma que a curva assume para a distribuição de probabilidade e a interação desta forma com a curva de solicitação, que pode resultar em uma área de probabilidade de ruína maior ou menor a depender da curva densidade de probabilidade de resistência.

Na Figura G.3 são apresentadas as curvas densidade de probabilidade de resistência, com distribuição de Gumbel, para carga de ruptura, e curvas densidade de probabilidade de solicitação, com distribuição normal, da casa modelo Tipo 3, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo. São apresentadas as curvas para

análises nas seguintes condições: subsolo natural; subsolo inundado; subsolo natural e inundado.

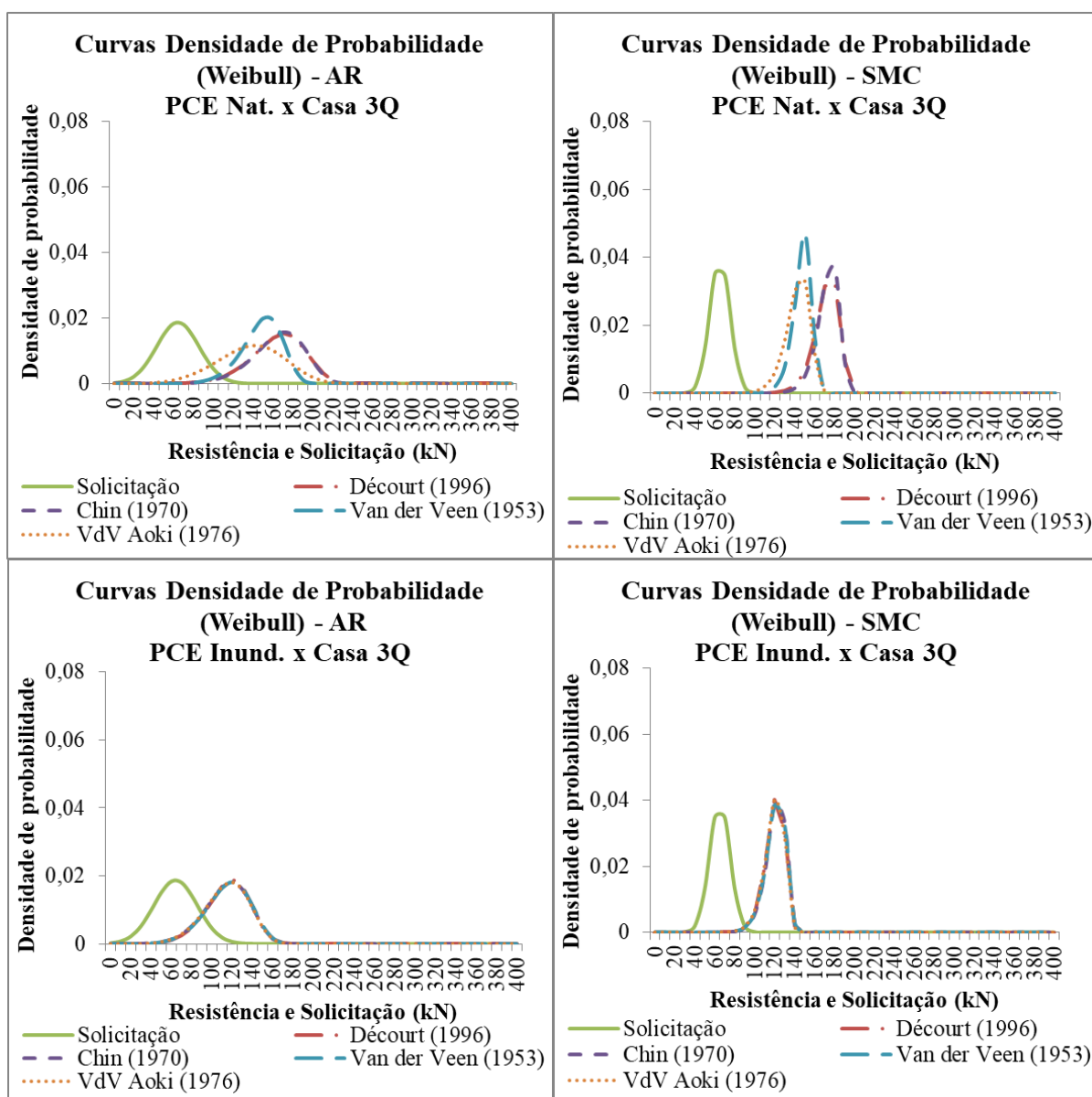
Figura G.3 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição de Gumbel para as resistências obtidas por meio das cargas de ruptura, para amostra real e amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, com curvas densidade de probabilidade com distribuição normal para a solicitação da casa modelo Tipo 3.



Fonte: O autor (2019).

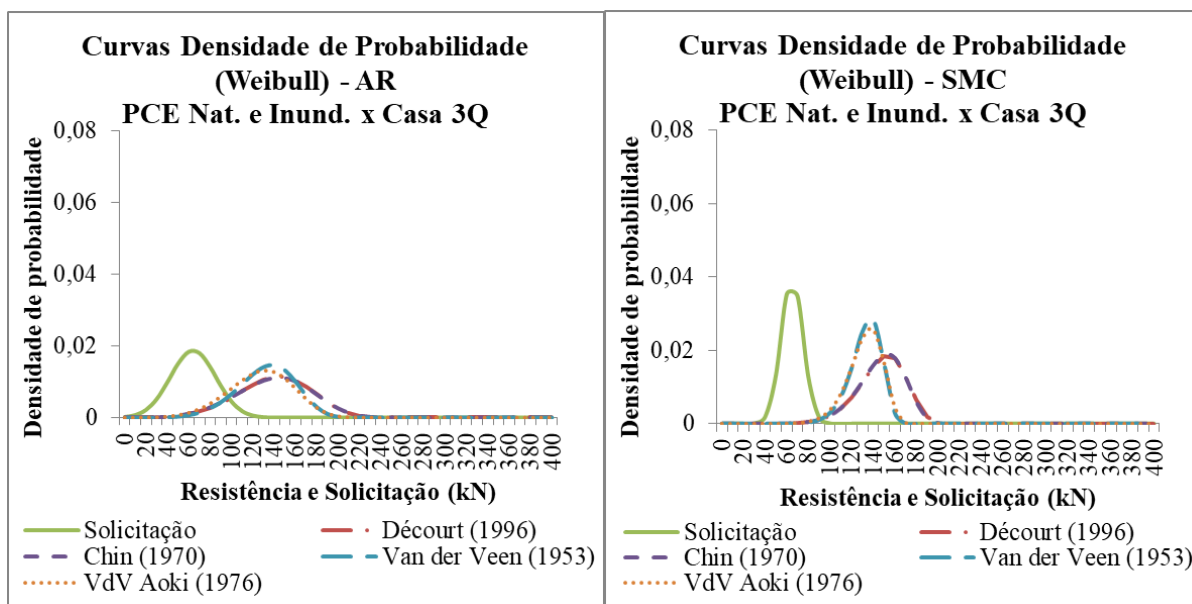
Na Figura G.4 são apresentadas as curvas densidade de probabilidade de resistência, com distribuição de Weibull, para cargas de ruptura, e curvas densidade de probabilidade de solicitação, com distribuição normal, da casa modelo Tipo 3, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo. São apresentadas as curvas para análises nas seguintes condições: subsolo natural; subsolo inundado; subsolo natural e inundado.

Figura G.4 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição de Weibull para as resistências obtidas por meio das cargas de ruptura, para amostra real e amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, com curvas densidade de probabilidade normal de solicitação para casa modelo Tipo 3.



Fonte: O autor (2019).

Figura G.4 - Curvas densidade de probabilidade com distribuição de Weibull para as resistências obtidas por meio das cargas de ruptura, para amostra real e amostra com aplicação da simulação Monte Carlo, com curvas densidade de probabilidade normal de solicitação para casa modelo Tipo 3. (Continuação)



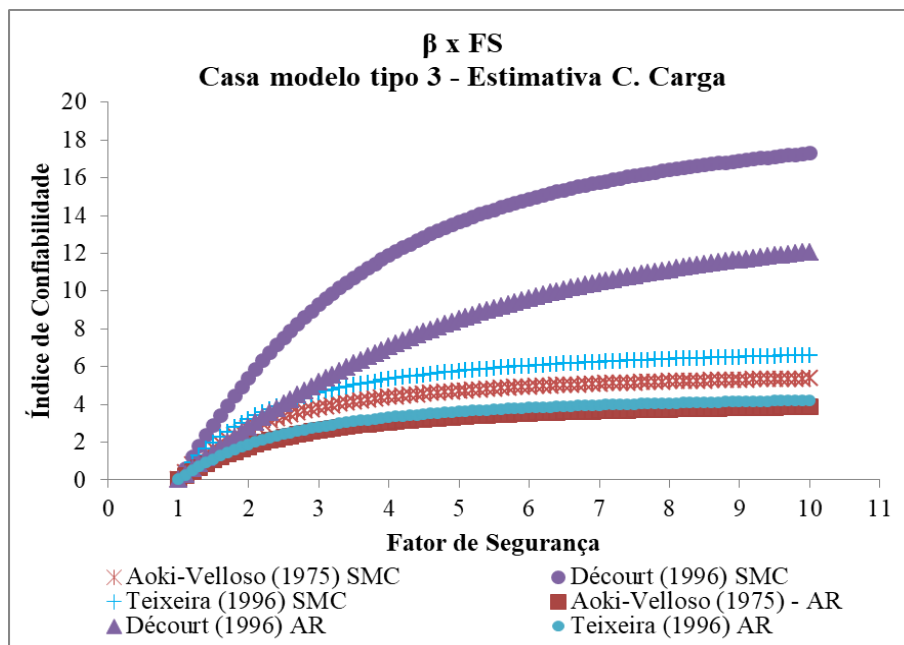
Fonte: O autor (2019).

As curvas densidade de probabilidade de resistência, para distribuição de Gumbel e Weibull, com as cargas de ruptura obtidas por meio dos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque, apresentaram para os dados na condição de subsolo natural, inundado e agrupando os dados natural e inundado os seguintes comportamentos, quando comparadas com as curvas densidade de probabilidade de resistência com distribuição normal:

- As curvas com distribuição de Gumbel e Weibull assumem, nos menores valores de resistência, densidades de probabilidade menores que os observados nas curvas com distribuição normal, o que deve resultar em áreas de probabilidade de ruína menores para as curvas densidade de probabilidade de resistência com distribuição de Gumbel e Weibull, tanto para amostra real como para amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.
- e) Todas as curvas de resistência da amostra com aplicação da simulação Monte Carlo devem apresentar uma probabilidade de ruína menor que a obtida com a mostra real.
- f) As curvas densidade de probabilidade com distribuição de Gumbel e Weibull com referência nas cargas de ruptura provenientes dos métodos de extrapolação das curvas carga vs recalque sugeridos por Décourt (1996) e Chin (1970) apresentam a mesma forma, apresentando-se sobrepostas.

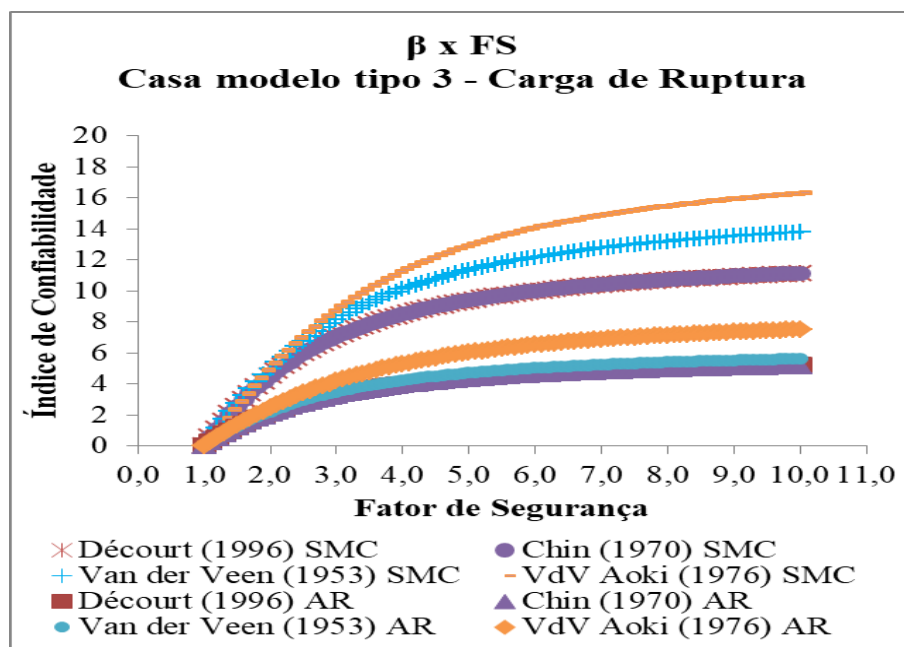
APÊNDICE H - CURVAS β x FS

Figura H.1 - Curva β x FS para análise dos resultados de capacidade de carga estimados por meio de métodos semiempíricos, considerando a casa modelo tipo 3, para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB.



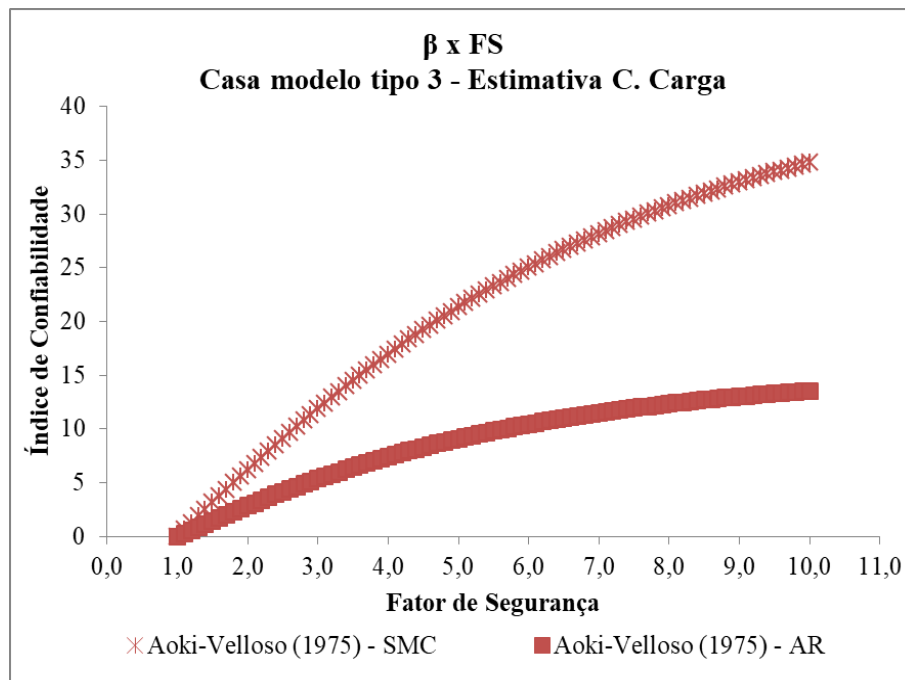
Fonte: O autor (2019).

Figura H.2 - Curva β x FS para análise dos resultados de carga de ruptura obtidos por meio da extrapolação das curvas carga vs recalque, considerando a solicitação da casa modelo tipo 3, para as estacas executadas no Campo Experimental da UnB.



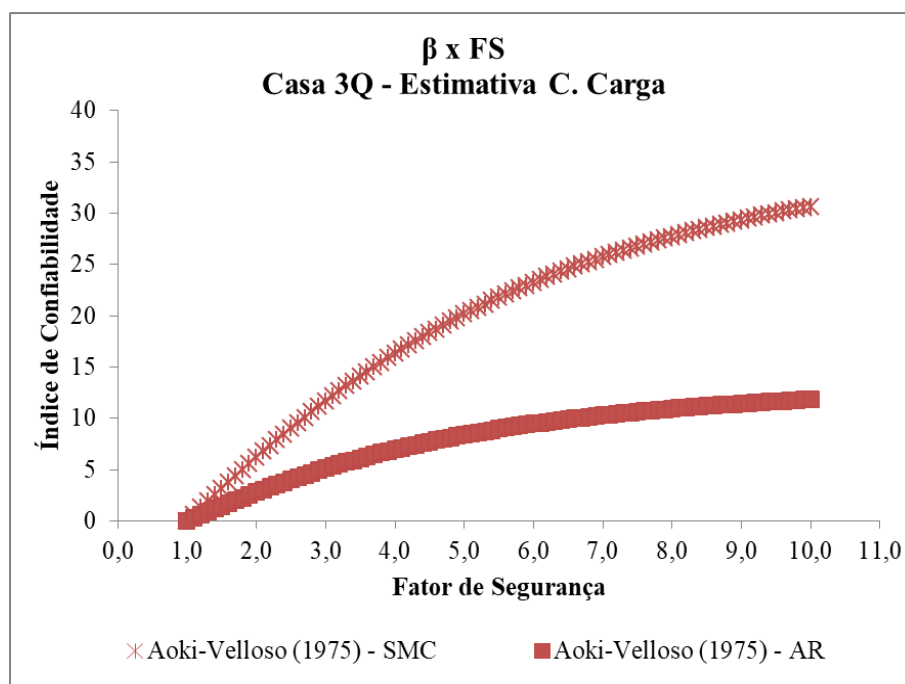
Fonte: O autor (2019).

Figura H.3 - Curva $\beta \times FS$ para análise dos resultados de capacidade de carga estimados por meio de método semiempírico considerando a casa modelo Tipo 3, para as estacas com 4 metros de comprimento executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



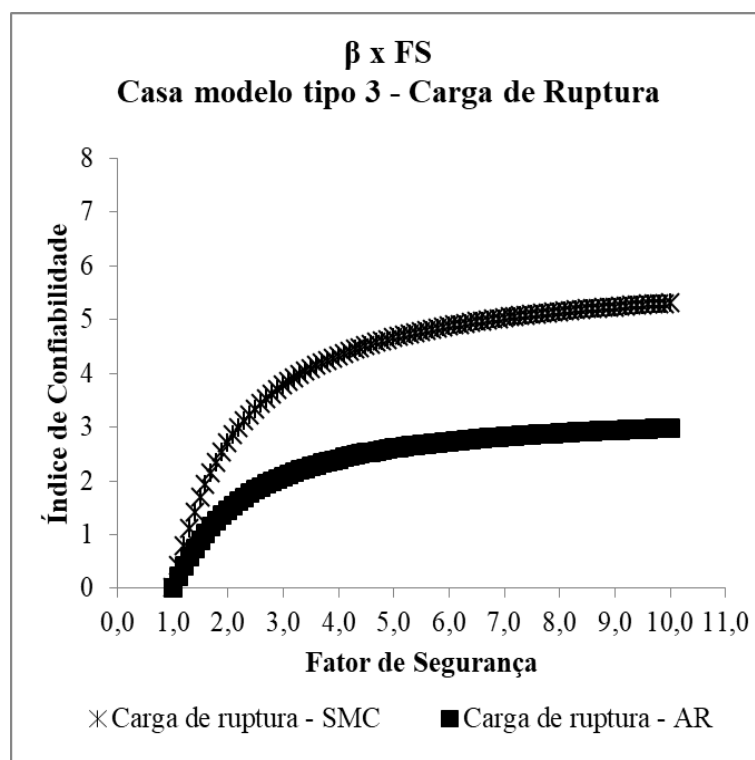
Fonte: O autor (2019).

Figura H.4 - Curva $\beta \times FS$ para análise dos resultados de capacidade de carga estimados por meio de método semiempírico considerando a casa modelo tipo 3, para as estacas com 7 metros de comprimento executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



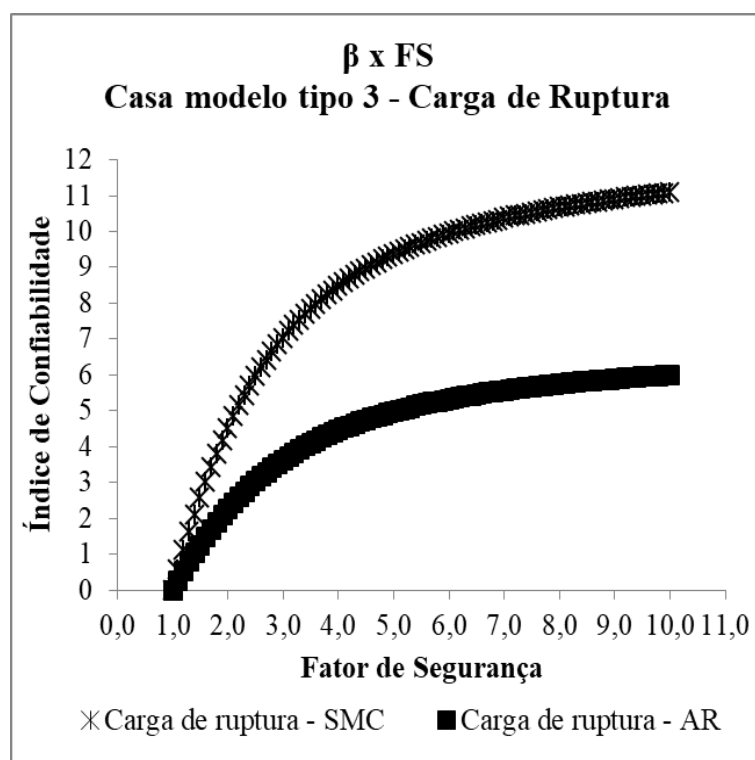
Fonte: O autor (2019).

Figura H.5 - Curva β x FS para análise dos resultados de carga de ruptura obtidos por meio das curvas carga vs recalque, considerando a solicitação da casa modelo tipo 3, para as estacas com 4 metros de comprimento executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: O autor (2019).

Figura H.6 - Curva β x FS para análise dos resultados de carga de ruptura obtidos por meio das curvas carga vs recalque, considerando a solicitação da casa modelo tipo 3, para as estacas com 7 metros de comprimento executadas no Campo Experimental da USP em Bauru-SP.



Fonte: O autor (2019).

APÊNDICE I. SOLICITAÇÕES NAS SAPATAS CORRIDAS

Tabela I.1 - Solicitação nas sapatas corridas da casa modelo Tipo 3 – amostra real.

Casa modelo	Sapatas corridas	Tensão de Solicitação “S” (kN/m ²)
Tipo 3	$\sigma'1$	29,16
	$\sigma'2$	30,88
	$\sigma'3$	29,16
	$\sigma'4$	29,64
	$\sigma'5$	30,52
	$\sigma'6$	29,41
	$\sigma'7$	29,68
	$\sigma'8$	28,51

Fonte: O autor (2019).

APÊNDICE J - TENSÃO DE RUPTURA DAS SAPATAS CORRIDAS

Tabela J.1 - Tensão de ruptura das sapatas corridas proveniente da extrapolação das curvas tensão vs recalque para ensaios de placa realizados na obra do Reassentamento de Itaparica em Petrolândia-PE.

Ensaio de Placa	Condição do Ensaio	Tensão de Ruptura (kN/m ²)			
		Décourt (1996)	Chin (1970)	Van der Veen (1953)	VdV Aoki (1976)
EP01	Natural	417	432	410	410
EP02	Inundado a 10kPa	180	189	176	176
EP03	Inundado a 80kPa	108	84	88	88

Fonte: O autor (2019).

Tabela J.2 - Tensão de ruptura das sapatas corridas proveniente das estimativas por meio de métodos teóricos considerando as séries de ensaios realizados no solo da obra do programa Minha Casa Minha Vida em Petrolina-PE.

Condição do Solo	Séries Ensaçadas	Tensão de Ruptura (kN/m ²)			
		Terzaghi (1943)	Meyerhof (1963)	Brinch-Hansen (1961)	Vésic (1975)
Umidade Constante	1	226,4	250,2	263,0	283,6
	2	1104,3	1384,1	1395,0	1418,0
	3	447,0	543,8	567,6	578,4
	4	875,1	1085,2	1110,0	1125,6
Inundado Previamente	1	94,3	97,8	105,2	116,5
	2	788,8	990,6	985,7	1006,3
	3	230,9	276,6	288,6	297,4
	4	698,1	850,7	856,2	880,0
Inundado Durante o Cisalhamento Sob Carregamento	1	19,65	19,82	22,14	24,24
	2	28,7	30,14	33,86	36,45
	3	44,35	44,71	55,66	62,01
	4	215,87	239,48	253,05	271,53

Fonte: O autor (2019).

APÊNDICE K - LEVANTAMENTO DOS RECALQUES TOLERÁVEIS LIMITES E DOS RECALQUES DE PROJETO QUE SUBSIDIAM A ANÁLISE PROBABILÍSTICA NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

K.1 Solicitações nas estacas de cada casa modelo

A solicitação nas estacas foi levantada para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3 considerando a transmissão dos esforços dos pilares para as vigas baldrame e destas para as estacas. O modelo adotado consiste em um pórtico especial, onde a viga baldrame se apoia nas estacas, que são os elementos responsáveis por transmitir todo o carregamento da edificação para solo. Nas Tabelas K.1, K.2 e K.3 são apresentadas as cargas de solicitação levantadas para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3 na amostra real.

Tabela K.1 - Solicitação nas estacas da casa modelo tipo 1 – amostra real.

Casa modelo	Estaca	Carga de Solicitação “S” (kN)
Tipo 1	E1	81,5
	E2	81,9
	E3	81,5
	E4	81,9

Fonte: O autor (2019).

Tabela K.2 - Solicitação nas estacas da casa modelo tipo 2 – amostra real.

Casa modelo	Estaca	Carga de Solicitação “S” (kN)
Tipo 2	E1	49,47
	E2	82,08
	E3	57,79
	E4	49,47
	E5	82,08
	E6	57,79

Fonte: O autor (2019).

Tabela K.3 - Solicitação nas estacas da casa modelo tipo 3 – amostra real.

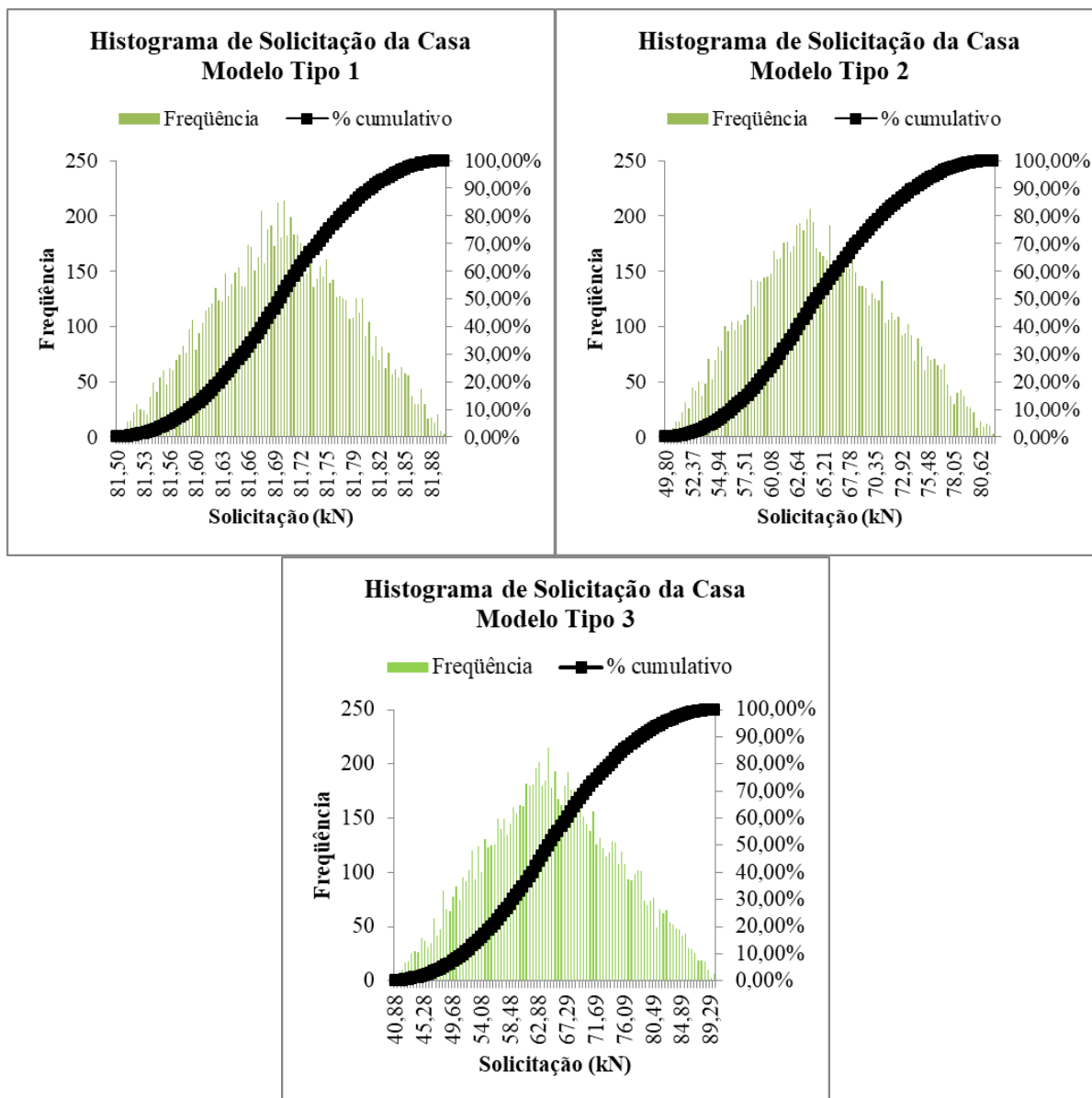
Casa modelo	Estaca	Carga de Solicitação “S” (kN)
Tipo 3	E1	49,46
	E2	89,97
	E3	76,18
	E4	40,49
	E5	49,46
	E6	89,97
	E7	76,18
	E8	40,49

Fonte: O autor (2019).

Após a definição da amostra real (AR) com os dados levantados para a solicitação das estacas em cada casa modelo foi possível aplicar a simulação Monte Carlo (SMC) com geração de 10 mil dados aleatórios de solicitação e distribuição de probabilidade triangular,

para todas as casas modelo. Os histogramas com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3 são apresentados na Figura K.1.

Figura K.1 - Solicitação das estacas com amostra gerada por meio da SMC, referenciado nos valores da amostra real das casas modelo tipo 1, 2 e 3.



Fonte: O autor (2019).

K.2 Distância entre as estacas das casas modelo

Na realização do levantamento dos recalques toleráveis limites é necessária à definição da distância entre cada estaca de uma mesma casa modelo, conforme metodologia apresentada no item 3.7 desta dissertação. Na Tabela K.4 são apresentadas as distâncias entre as estacas da casa modelo Tipo 1.

Tabela K.4 - Distância entre as estacas da casa modelo Tipo 1.

Estacas	Distâncias (mm)			
	E1	E2	E3	E4
E1		6.100	5.900	8.490
E2			8.490	5.900
E3				6.100
E4				

Fonte: O autor (2019).

Na Tabela K.5 são apresentadas as distâncias entre as estacas da casa modelo Tipo 2.

Tabela K.5 - Distância entre as estacas da casa modelo Tipo 2.

Estacas	Distâncias (mm)					
	E1	E2	E3	E4	E5	E6
E1		3.900	7.730	5.900	7.070	9.720
E2			3.830	5.900	7.070	7.030
E3				9.720	7.030	5.900
E4					3.900	7.730
E5						3.830
E6						

Fonte: O autor (2019).

Na Tabela K.6 são apresentadas as distâncias entre as estacas da casa modelo Tipo 3.

Tabela K.6 - Distância entre as estacas da casa modelo Tipo 3.

Estacas	Distâncias (mm)							
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
E1		3.900	7.400	9.360	5.900	7.072	9.464	11.064
E2			3.500	5.460	7.072	5.900	6.860	8.039
E3				1.960	9.464	6.860	5.900	6.217
E4					11.064	8.039	6.217	5.900
E5						3.900	7.400	9.360
E6							3.500	5.460
E7								1.960
E8								

Fonte: O autor (2019).

Pode-se perceber analisando a distância entre as estacas das casas modelo que a casa modelo Tipo 3 apresenta distâncias entre algumas estacas maiores que a casa modelo Tipo 2, que por sua vez, apresenta distâncias entre as estacas maiores que a casa modelo Tipo 1.

K.3 Estimativa de recalques diferenciais toleráveis limites para $\theta_{TL} = 1/500$

Os recalques diferenciais toleráveis limites foram estimados conforme metodologia apresentada no item 3.7 desta dissertação considerando as distorções angulares de 1/500. Na Tabela K.7 são apresentados os valores de recalques diferenciais toleráveis limites para casa

modelo Tipo 1.

Tabela K.7 - Recalques diferenciais toleráveis limites para casa modelo Tipo 1, considerando distorção angular de 1/500.

Estacas	Recalque Diferencial (mm)			
	E1	E2	E3	E4
E1		12	12	17
E2			17	12
E3				12
E4				

Fonte: O autor (2019).

Na Tabela K.8 são apresentados os valores de recalques diferenciais toleráveis limites para casa modelo Tipo 2.

Tabela K.8 - Recalques diferenciais toleráveis limites para casa modelo Tipo 2, considerando distorção angular de 1/500.

Estacas	Recalque Diferencial (mm)					
	E1	E2	E3	E4	E5	E6
E1		8	15	12	14	19
E2			8	12	14	14
E3				19	14	12
E4					8	15
E5						8
E6						

Fonte: O autor (2019).

Na Tabela K.9 são apresentados os valores de recalques diferenciais toleráveis limites para casa modelo Tipo 3.

Tabela K.9 - Recalques diferenciais toleráveis limites para casa modelo Tipo 3, considerando distorção angular de 1/500.

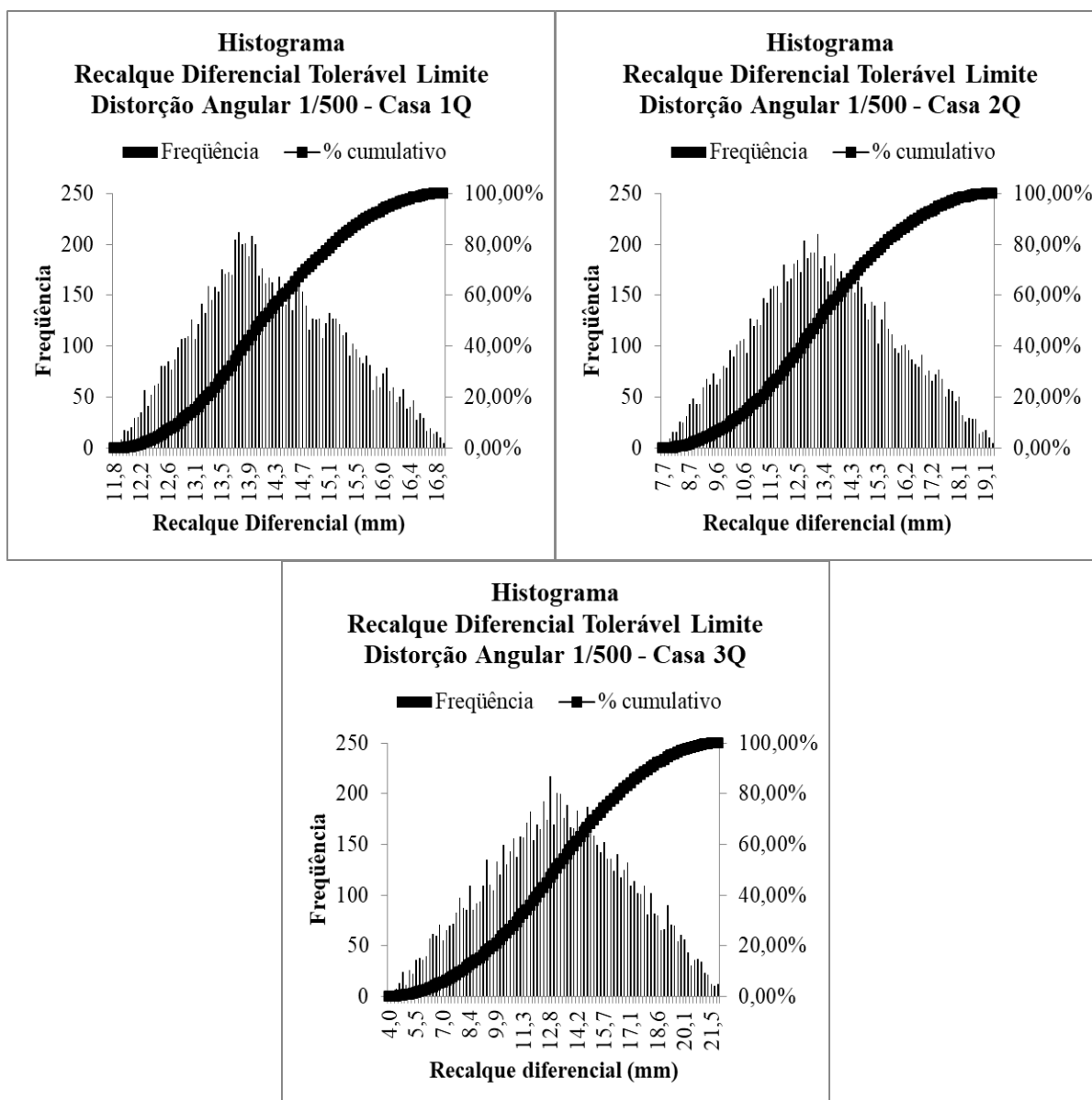
Estacas	Recalque Diferencial (mm)							
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
E1		8	15	19	12	14	19	22
E2			7	11	14	12	14	16
E3				4	19	14	12	12
E4					22	16	12	12
E5						8	15	19
E6							7	11
E7								4
E8								

Fonte: O autor (2019).

Foi desenvolvida a simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular, com geração de 10 mil dados aleatórios de recalque diferencial tolerável limite considerando a distorção angular de 1/500. A amostra real que serve de referência para a SMC foi considerada como sendo os valores obtidos para as distorções angulares, e

apresentados nas Tabelas K.7, K.8 e K.9, para os três tipos de casa modelo. Na Figura K.2 são apresentados os histogramas com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC para os valores de recalque diferencial tolerável limite para distorção angular de 1/500 com referência nas distâncias entre as estacas das casas modelo Tipo 1, 2 e 3.

Figura K.2 - Recalque diferencial tolerável limite para distorção angular de 1/500, com referência nas distâncias entre as estacas das casas modelo Tipo 1, 2 e 3.



Fonte: O autor (2019).

K.4 Estimativa de recalques diferenciais toleráveis limites para $\theta_{TL} = 1/150$

Os recalques diferenciais toleráveis limites foram estimados conforme metodologia apresentada no item 3.7 desta dissertação considerando as distorções angulares de 1/150. Na Tabela K.10 são apresentados os valores de recalques diferenciais toleráveis limites para casa modelo Tipo 1.

Tabela K.10 - Recalques diferenciais toleráveis limites para casa modelo Tipo 1, considerando distorção angular de 1/150.

Estacas	Recalque Diferencial (mm)			
	E1	E2	E3	E4
E1		41	39	57
E2			57	39
E3				41
E4				

Fonte: O autor (2019).

Na Tabela K.11 são apresentados os valores de recalques diferenciais toleráveis limites para casa modelo Tipo 2.

Tabela K.11 - Recalques diferenciais toleráveis limites para casa modelo Tipo 2, considerando distorção angular de 1/150.

Estacas	Recalque Diferencial (mm)					
	E1	E2	E3	E4	E5	E6
E1		26	52	39	47	65
E2			26	39	47	47
E3				65	47	39
E4					26	52
E5						26
E6						

Fonte: O autor (2019).

Na Tabela K.12 são apresentados os valores de recalques diferenciais toleráveis limites para casa modelo Tipo 3.

Tabela K.12 - Recalques diferenciais toleráveis limites para casa modelo Tipo 3, considerando distorção angular de 1/150.

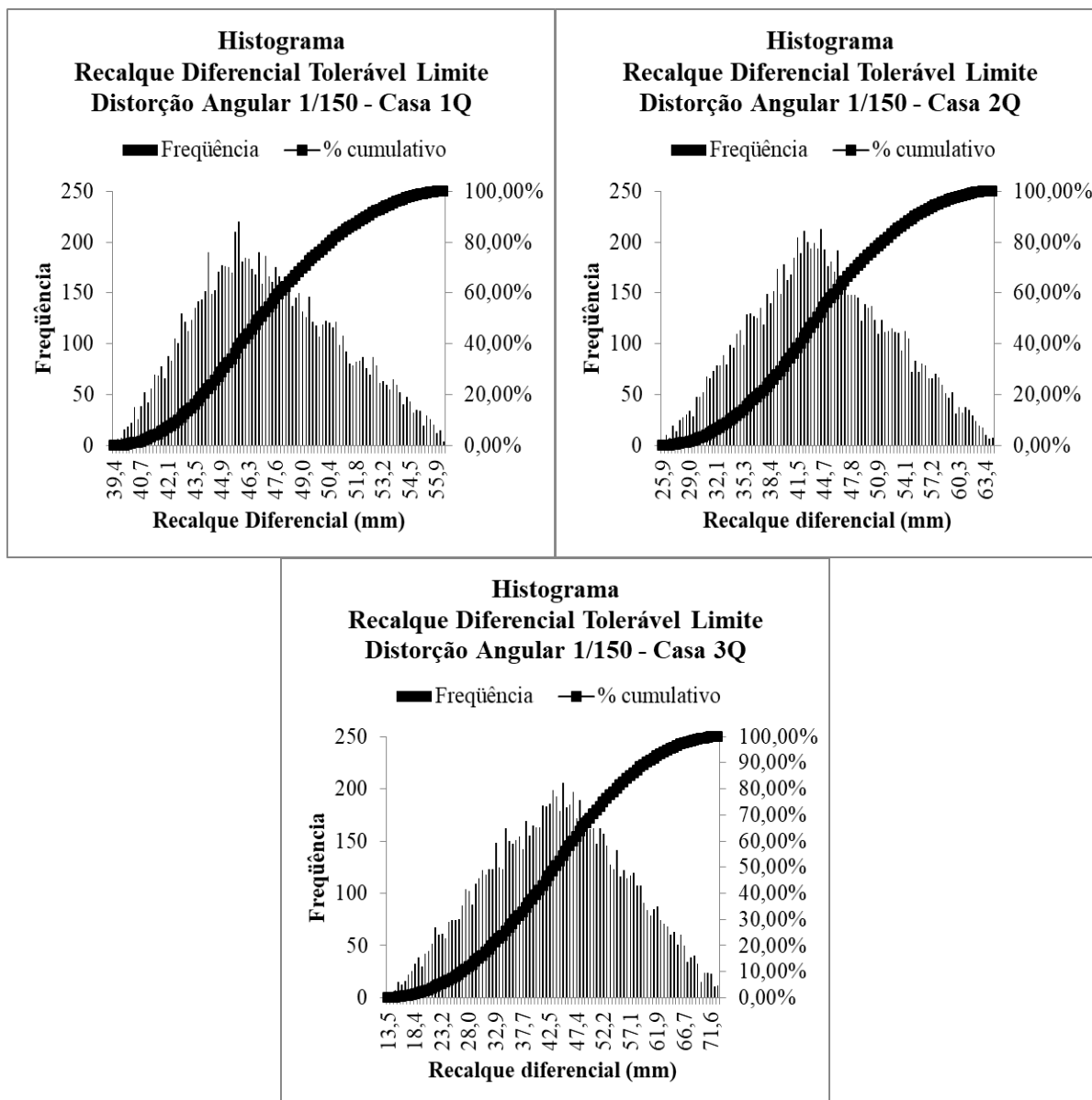
Estacas	Recalque Diferencial (mm)							
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
E1		26	49	62	39	47	63	74
E2			23	36	47	39	46	54
E3				13	63	46	39	41
E4					74	54	41	39
E5						26	49	62
E6							23	36
E7								13
E8								

Fonte: O autor (2019).

Foi desenvolvida a simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular, com geração de 10 mil dados aleatórios de recalque diferencial tolerável limite considerando a distorção angular de 1/150. A amostra real que serve de referência para a SMC foi considerada como sendo os valores obtidos para os valores de recalque diferencial

tolerável limite, e apresentados nas Tabelas K.10, K.11 e K.12, para os três tipos de casa modelo. Na Figura K.3 são apresentados os histogramas com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC para os valores de recalque diferencial tolerável limite para distorção angular de 1/150 com referência nas distâncias entre as estacas das casas modelo Tipo 1, 2 e 3.

Figura K.3 - Recalque diferencial tolerável limite para distorção angular de 1/150, com referência nas distâncias entre as estacas das casas modelo Tipo 1, 2 e 3.



Fonte: O autor (2019).

K.5 Estimativa de recalques absolutos nas estacas

Os recalques absolutos nas estacas são levantados considerando a atuação das solicitações das casa modelo Tipo 1, 2 e 3, conforme apresentado no item 3.7 deste trabalho, nas estacas ensaiadas por meio de prova de carga estática realizada na condição de subsolo

natural e inundado na obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista-PE.

Na Tabela K.13 são apresentados os recalques absolutos de cada estaca para as solicitações da casa modelo Tipo 1.

Tabela K.13 - Recalques absolutos para casa modelo Tipo 1.

Prova de Carga Estática	Recalques (mm)			
	E1	E2	E3	E4
PCE-1 (Nat)	7,2	7,1	7,2	7,1
PCE-3	12,9	13,0	12,9	13,0
PCE-8	13,0	13,1	13,0	13,1
PCE-20	8,0	8,2	8,0	8,2
PCE-1 (Inund)	16,8	17,3	16,8	17,3
PCE-2	2,3	2,3	2,3	2,3
PCE-4	6,8	6,8	6,8	6,8
PCE-22	2,9	3,0	2,9	3,0

Fonte: O autor (2019).

Na Tabela K.14 são apresentados os recalques absolutos de cada estaca para as solicitações da casa modelo Tipo 2.

Tabela K.14 - Recalques absolutos para casa modelo Tipo 2.

Prova de Carga Estática	Recalques (mm)					
	E1	E2	E3	E4	E5	E6
PCE-1 (Nat)	2,7	7,2	3,8	2,7	7,2	3,8
PCE-3	1,9	13,4	2,1	1,9	13,4	2,1
PCE-8	5,4	13,2	7,0	5,4	13,2	7,0
PCE-20	3,7	8,1	4,6	3,7	8,1	4,6
PCE-1 (Inund)	2,8	17,3	6,0	2,8	17,3	6,0
PCE-2	1,1	2,3	1,3	1,1	2,3	1,3
PCE-4	2,2	6,8	3,0	2,2	6,8	3,0
PCE-22	1,2	3,0	1,4	1,2	3,0	1,4

Fonte: O autor (2019).

Na Tabela K.15 são apresentados os recalques absolutos de cada estaca para as solicitações da casa modelo Tipo 3.

Tabela K.15 - Recalques absolutos para casa modelo Tipo 3.

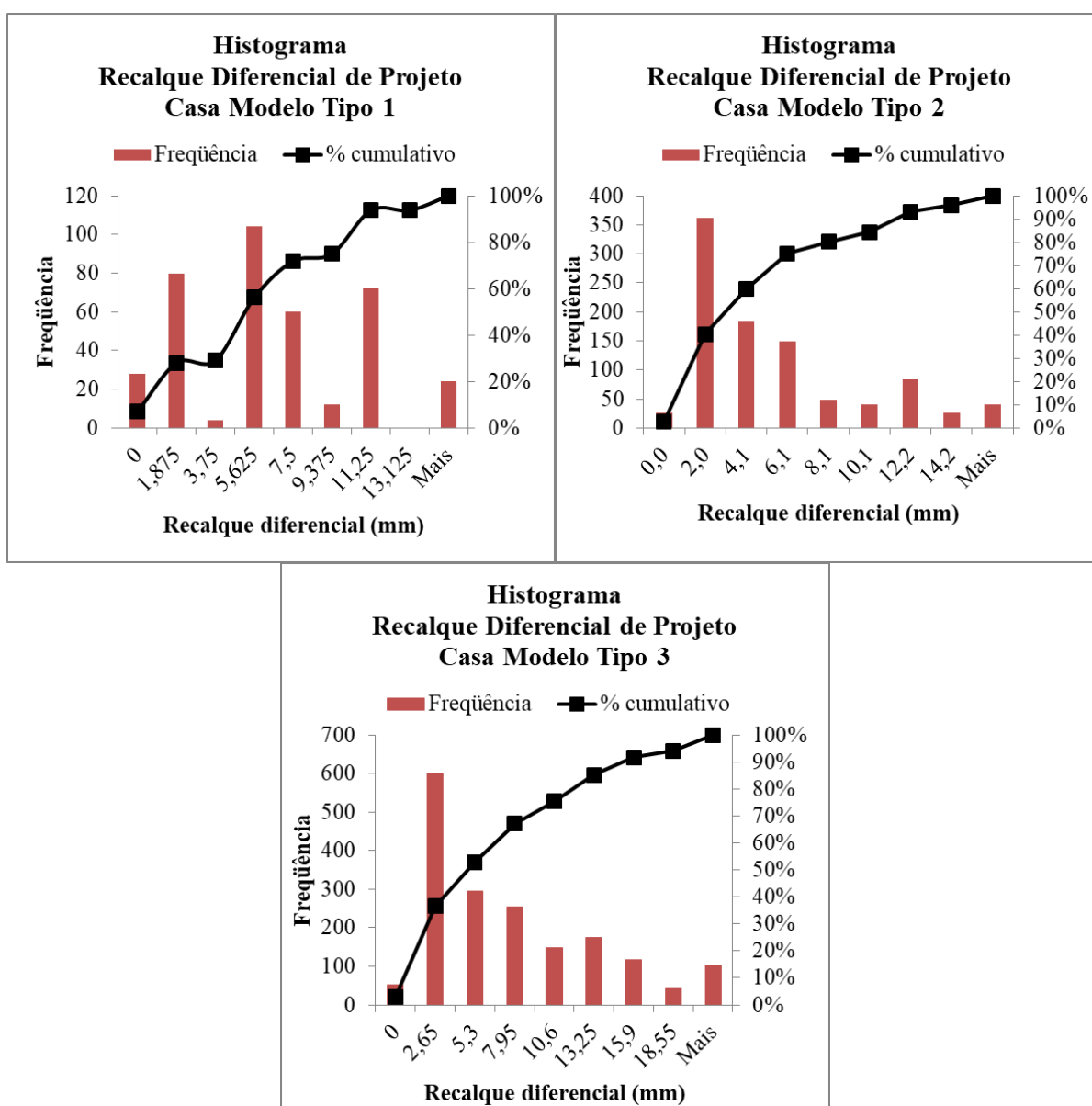
Prova de Carga Estática	Recalques (mm)							
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
PCE-1 (Nat)	2,7	8,3	14,4	2,3	2,7	8,3	14,4	2,3
PCE-3	1,9	22,0	7,5	1,8	1,9	22,0	7,5	1,8
PCE-8	5,4	16,2	11,2	4,3	5,4	16,2	11,2	4,3
PCE-20	3,8	11,2	7,2	3,0	3,8	11,2	7,2	3,0
PCE-1 (Inund)	2,7	21,0	6,3	2,4	2,7	21,0	6,3	2,4
PCE-2	1,1	2,7	2,1	0,8	1,1	2,7	2,1	0,8
PCE-4	2,1	8,6	5,7	1,7	2,1	8,6	5,7	1,7
PCE-22	1,2	3,7	2,6	1,1	1,2	3,7	2,6	1,1

Fonte: O autor (2019).

K.6 Estimativa de recalques diferenciais de projeto

Os recalques diferenciais de projeto foram estimados conforme metodologia apresentada no item 3.7 desta dissertação. Como os valores de recalque diferencial de projeto são calculados relacionando todas as estacas da obra, torna-se inviável apresentar os valores em forma de tabela, por esta razão os mesmos são apresentados em forma de histogramas. Na Figura K.4 são apresentados os histogramas com os valores de recalques diferenciais de projeto, com amostra real, para as casas modelo Tipo 1, 2 e 3.

Figura K.4 - Recalque diferencial de projeto, com referência nas distâncias entre as estacas das casas modelo Tipo 1, 2 e 3, para a amostra real.

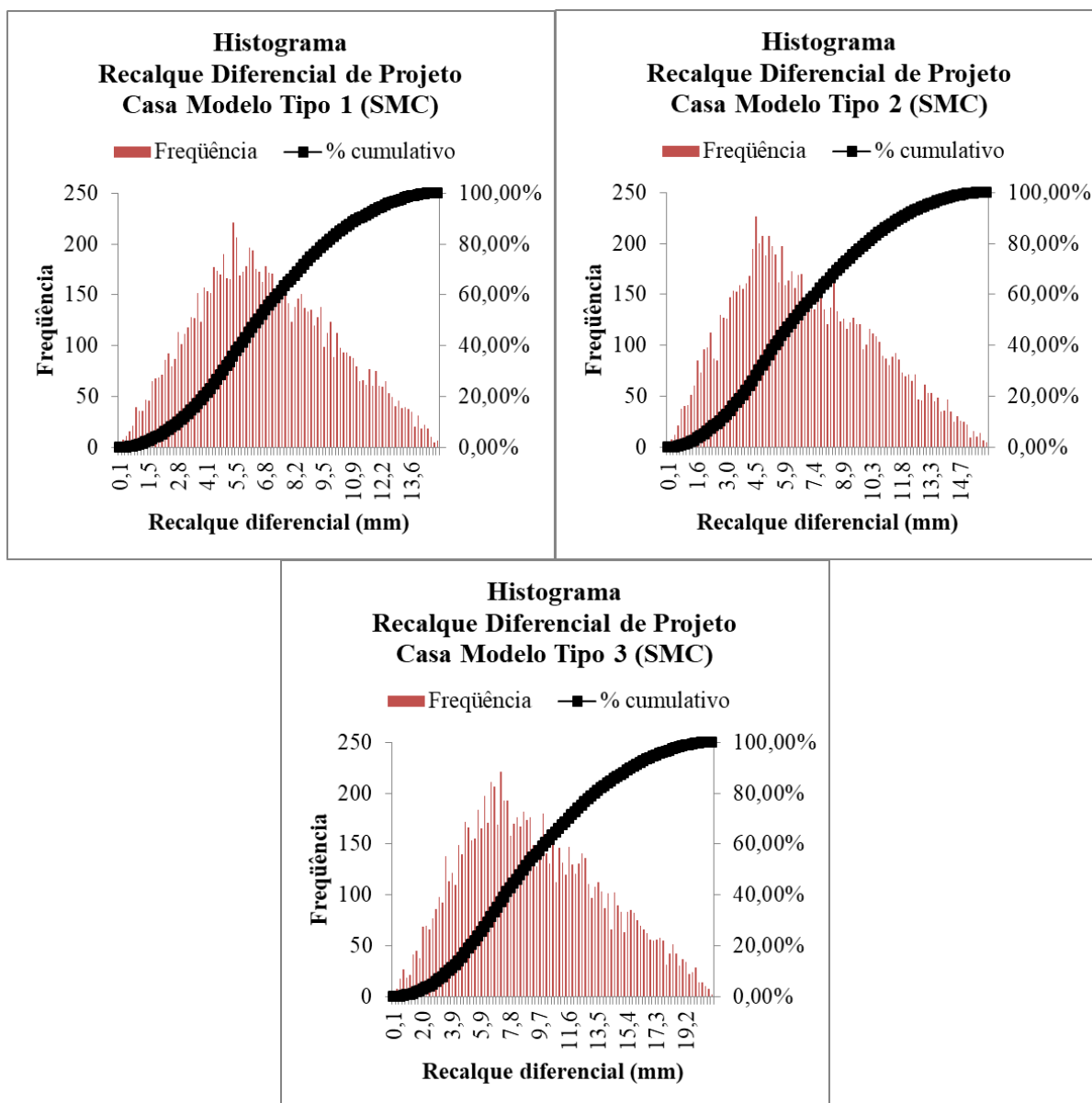


Fonte: O autor (2019).

Foi desenvolvida a simulação Monte Carlo para distribuição de probabilidade triangular, com geração de 10 mil dados aleatórios de recalque diferencial de projeto para as

casas modelo Tipo 1, 2 e 3. Na Figura K.5 são apresentados os histogramas com a frequência dos 10 mil dados aleatórios gerados por meio da SMC para os valores de recalque diferencial de projeto com referência nas distâncias entre as estacas das casas modelo Tipo 1, 2 e 3.

Figura K.5 - Recalque diferencial de projeto, com referência nas distâncias entre as estacas das casas modelo 1, 2 e 3, para a amostra com aplicação da simulação Monte Carlo.



Fonte: O autor (2019).