

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CAMPUS DO SERTÃO – EIXO DAS TECNOLOGIAS
ENGENHARIA CIVIL

JOANA FORTES SILVA

**ANÁLISE DA PROBABILIDADE DE RUÍNA EM ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO DA
OBRA DO HOSPITAL DO ALTO SERTÃO EM DELMIRO GOUVEIA/AL**

Delmiro Gouveia-AL

2021

JOANA FORTES SILVA

**ANÁLISE DA PROBABILIDADE DE RUÍNA EM ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO DA
OBRA DO HOSPITAL DO ALTO SERTÃO EM DELMIRO GOUVEIA/AL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, Campus do Sertão, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof^a. Dra. Rafaela Faciola
Coelho de Souza Ferreira

Delmiro Gouveia-AL

2021

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca do Campus Sertão
Sede Delmiro Gouveia

Bibliotecária responsável: Renata Oliveira de Souza CRB-4 2209

S586a Silva, Joana Fortes

Análise da probabilidade de ruína em elementos de fundação da obra do hospital do alto sertão em Delmiro Gouveia – AL / Joana Fortes Silva. - 2021.

68 f. : il.

Orientação: Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira.

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2021.

1. Construção civil. 2. Fundações. 3. Probabilidade de ruína. 4. Hospital do Alto Sertão. 5. Delmiro Gouveia - Alagoas. I. Ferreira, Rafaela Faciola Coelho. II. Título.

CDU: 624.151

Folha de Aprovação

Joana Fortes Silva

Análise da Probabilidade de Ruína em Elementos de Fundação da Obra do Hospital do Alto Sertão em Delmiro Gouveia/AL

Este trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Engenheira Civil, e aprovado em 16 de abril de 2021 na Universidade Federal de Alagoas, campus do Sertão.

Banca Examinadora:



Prof.ª Dsc. Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira (Orientadora)



Prof.º Msc. Karlisson André Nunes da Silva (Examinador)



Prof.º Msc. Vinícius Costa Correia (Examinador)

“Não desista dos seus sonhos”.

Augusto Cury

AGRADECIMENTOS

Encerrando mais uma etapa importante da minha vida, de maneira exaustiva, mas com o sentimento de gratidão, de dever cumprido, de felicidade. Não foi fácil, mas algumas pessoas foram importantes para tornar esse percurso mais leve. Deixo aqui meus singelos agradecimentos.

Agradeço a Deus por toda força e por nunca ter me abandonado. Sei que esteve presente em todos os momentos.

A minha mãe, Dayse Fortes Souza, por todo apoio, por me dedicar seu amor diariamente, sua confiança me levou a mais uma conquista. Obrigada mãe, te amo. Ao meu pai, José Joaquim da Silva (Zé Mago), minha inspiração, meu exemplo, seu caráter e seu profissionalismo me trouxeram até aqui. Te amo, pai. Aos meus irmãos, Julia Daniela Fortes Silva e José Joaquim da Silva Junior, por todo carinho e força durante toda minha vida, segurar na mão de vocês torna os dias mais leves. Jujuba, obrigada por tanto. Amo vocês. E a minha sobrinha, Liz, que transborda todos de amor.

As minhas tias, Solange Balbys, Sueli Ferreira (In memoriam) e Joselma Santana, por todo carinho e por sempre depositarem confiança em mim, vocês me encheram de esperança.

Aos amigos, Ricardo Aciole, Jhonantan Campos e Rebecka Menezes, por compartilhar momentos únicos, pelos conselhos, por dividir a vida comigo. Ricardo, você que sempre preencheu meus dias difíceis na graduação de muita simplicidade e companheirismo, obrigada. Aos amigos construídos durante essa trajetória, Bárbara Simionatto (Drago), Débora Justino, Samantha, Karla Pereira, Luís Costa, Anne Karoline e Stefany Gonçalves. Em especial, a Drago e Débora que por muitas vezes foi amiga, Karol, sua paciência e calma me trouxe paz, Ste obrigada por todo apoio e inspiração.

E, a pessoa que tenho muito orgulho, Bárbara Tenório, você é meu exemplo profissional, obrigada por toda dedicação, por acreditar nesse sonho comigo, você me motiva.

Agradeço também aos professores que contribuíram durante toda a minha vida a essa conquista. A minha orientadora Rafaela Faciola Coelho de Souza Ferreira, por sua dedicação e competência, grata por sua confiança e incentivo, você é fonte de minha admiração.

E, as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para que esse sonho se transformasse em realidade.

RESUMO

No âmbito da Engenharia Civil, o grande desafio é projetar fundações de maneira segura e tecnicamente viável. Apesar da Norma Brasileira Técnica (ABNT) definir parâmetros para que as fundações atendam os critérios de segurança, neles existem considerações que trazem incertezas e, portanto, alguns autores já utilizam a análise da probabilidade de ruína. Cintra e Aoki (2010) determinam a probabilidade de ruína através de uma análise probabilística, que busca avaliar os riscos e as incertezas das fundações de maneira distinta. Um passo importante para se fazer essa análise é definir o tipo de fundação e, conseqüentemente, sua resistência, ou capacidade de carga para solicitação proposta. Neste sentido, o presente trabalho faz uma análise da probabilidade de ruína para fundação executada no Bloco A da obra do Hospital do Alto Sertão, localizada em Delmiro Gouveia/Alagoas, e uma fundação alternativa do tipo Sapata. No projeto, o Bloco A possui 72 tubulões à céu aberto com diâmetros de fuste de 60 cm, e diâmetros da base variado, com apenas uma sondagem de simples reconhecimento (SPT). A metodologia proposta apresenta o comparativo técnico entre a probabilidade de ruína para fundação executada e a fundação alternativa dimensionada. Para fundação executada estimou-se a capacidade de carga através de três métodos distintos: Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Terzaghi com proposição de Vésic (1943). Já para fundação alternativa, utilizou-se o método teórico de Terzaghi com proposição de Vésic (1943). Os resultados apresentaram grande variabilidade entre as capacidades de carga obtidas entre os métodos, no entanto, não houveram distribuição normal para Aoki e Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), sendo assim ambas as fundações empregaram o método teórico de Terzaghi com proposição de Vésic (1943). Com as capacidades calculadas, projetaram-se as curvas de distribuição normal para ambas as fundações, onde apresentaram a incidência de probabilidade de ruína, através da área em que intersectou as curvas. Apesar da baixa probabilidade de ruína para as fundações, as sapatas possuíram maior índice de confiabilidade, e fator de segurança de 4,19, o que atendeu a NBR 6122/2019. Enquanto, a fundação executada apresentou fator de segurança de 9,59, o que implica na revisão do projeto, para uma escolha de fundação com menores capacidade de carga. Por fim, nota-se que a probabilidade de ruína é uma análise indispensável para se apontar riscos e possíveis incertezas, adequando a melhor escolha da fundação e sua geometria, reduzindo os custos e aumentando a confiabilidade de projeto.

Palavras-chave: probabilidade de ruína, tubulão à céu aberto, sapatas, capacidade de carga.

ABSTRACT

In the scope of Civil Engineering, the great challenge is to design foundations in a safe and technically viable way. Although the Brazilian Technical Standard (ABNT) defines parameters for foundations to meet safety criteria, there are considerations in them that bring uncertainty and, therefore, some authors already use the analysis of the probability of ruin. Cintra and Aoki (2010) determine the probability of ruin through a probabilistic analysis, which seeks to assess the risks and uncertainties of foundations in a different way. An important step in making this analysis is to define the type of foundation and, consequently, its resistance, or load capacity for the proposed application. In this sense, the present work analyzes the probability of ruin for the foundation executed in Block A of the work of the Hospital do Alto Sertão, located in Delmiro Gouveia / Alagoas, and an alternative foundation of the spread footing type. In the project, Block A has 72 open-air pipes with 60 cm bore diameters, and varied base diameters, with just a simple recognition probe (SPT). The proposed methodology presents the technical comparison between the probability of ruin for the executed foundation and the dimensioned alternative foundation. As for the alternative foundation, the theoretical method of Terzaghi with Vésic's proposition (1943) was used. The results showed great variability between the load capacities obtained between the methods, however, there was no normal distribution for Aoki and Velloso (1975) and Décourt-Quaresma (1978), so both foundations used the Terzaghi theoretical method with a proposition of Vésic (1943). With the calculated capacities, the normal distribution curves for both foundations are projected, showing the incidence of probability of ruin, through the area where the curves intersect. Despite the low probability of ruin for the foundations, the spread footing have a higher reliability index, and a safety factor of 3.85, which meets NBR 6122/2019. Meanwhile, the executed foundation has a safety factor of 9.59, which implies the revision of the project, for a choice of foundation with lower load capacity. Finally, it is noted that the probability of ruin is an indispensable analysis to point out risks and possible uncertainties, adapting the best choice of the foundation and its geometry, reducing costs and increasing the reliability of the project.

Keywords: probability of ruin, open pipe, spread footing, load capacity.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Métodos de Sondagem correntes no Brasil	16
Figura 2 – Equipamentos do Ensaio SPT	17
Figura 3 – Fundação superficial e profunda.	18
Figura 4 – Tipos de fundações superficiais	19
Figura 5 – Fundações profundas: (a) estacas; (b) tubulões	20
Figura 6 – Vista superior da sapata em execução	21
Figura 7 – Execução de tubulões a céu aberto	22
Figura 8 – Curvas de probabilidade de resistência e sollicitação	27
Figura 9 – Curva de probabilidade de ruína	28
Figura 10 – Função margem de segurança.....	29
Figura 11 – Fluxograma das etapas desenvolvidas.	31
Figura 12 – Localização do Município de Delmiro Gouveia	32
Figura 13 – Localização do Hospital	32
Figura 14 – Localização dos Furos de Sondagem	33
Figura 15 – Relatório de Sondagem do Furo SP-04.	34
Figura 16 – Resistência média para Tubulões	47
Figura 17 – Resistência média para Sapatas.....	48
Figura 18 – Curva de distribuição normal das Resistências: Sapatas.....	49
Figura 19 - Curva de distribuição normal das Sollicitações: Sapatas.....	49
Figura 20 – Curva de distribuição normal das Resistências: Tubulões	50
Figura 21 - Curva de distribuição normal das Sollicitações: Tubulões.....	51
Figura 22 – Curva de distribuição normal de resistência e sollicitação: Tubulões	52
Figura 23 – Curva de distribuição normal de resistência e sollicitação: Sapatas.....	53
Figura 24 - Divisão dos Blocos em planta baixa.....	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficiente K em razão de atrito α	38
Tabela 2 - Fatores de Correção F1 e F2.	39
Tabela 3 - Valores de α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.	39
Tabela 4 - Coeficiente característico do solo C	40
Tabela 5 – Peso específico do solo em função do Nspt.....	41
Tabela 6 - Ângulo de atrito do solo.....	41
Tabela 7 - Fatores de Capacidade de Carga: Terzaghi com proposição Vésic	41
Tabela 8 - Fatores de Forma: Terzaghi com proposição de Vésic	42
Tabela 9 - Dados adotados método Terzaghi (1943)	43
Tabela 10 - Dados adotados método Aoki-Velloso (1975)	44
Tabela 11 - Dados adotados método Décourt-Quaresma (1978).....	44
Tabela 12 - Dimensões da fundação alternativa em Sapatas	45
Tabela 13 – Parâmetros estatísticos considerados.....	49
Tabela 14 – Parâmetros estatísticos considerados.....	50
Tabela 15 - Análise de confiabilidade: Tubulões	52
Tabela 16 - Análise de confiabilidade: Sapatas.....	52

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 – Fator de Capacidade de Carga (Nq).....	25
Equação 2 – Fator de Capacidade de Carga (Nc).....	25
Equação 3 – Fator de Capacidade de Carga (Ny).....	25
Equação 4 – Coeficientes de variação ($v_{S,R}$).....	28
Equação 5 – Fator de segurança.....	28
Equação 6 – Probabilidade de ruína.....	29
Equação 7 – Margem de segurança.....	29
Equação 8 – Índice de confiabilidade (β).....	30
Equação 9 – Probabilidade de ruína como índice direto do índice de confiabilidade (β).....	30
Equação 10 – Probabilidade de ruína como função no programa Excel.....	30
Equação 11 – Verificação da probabilidade de ruína máxima.....	30
Equação 12 – Determinação das dimensões das sapatas.....	36
Equação 13 – Tensão admissível solicitante.....	36
Equação 14 – Excentricidade.....	37
Equação 15 – Tensões máximas e mínimas.....	37
Equação 16 – Verificação da excentricidade.....	38
Equação 17 – Verificação da relação entre as dimensões da sapata.....	38
Equação 18 – Verificação da tensão máxima.....	38
Equação 19 – Verificação da média das tensões máxima e mínima.....	38
Equação 20 – Resistência pelo método Aoki e Velloso (1975).....	38
Equação 21 – Parcela da ponta do tubulão pelo método Aoki e Velloso (1975).....	39
Equação 22 – Resistência da ponta pelo método Aoki e Velloso (1975).....	39
Equação 23 – Resistência pelo método Décourt-Quaresma (1978).....	40
Equação 24 – Resistência pelo método Terzaghi (1943)	41

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
2. OBJETIVOS	14
2.1 Objetivo geral	14
2.2 Objetivos específicos	14
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
3.1 Investigação Geotécnica	15
3.2 Fundações	17
3.2.1 Sapatas	20
3.2.2 Tubulão a céu aberto	22
3.3 Capacidade de carga	23
3.3.1 Métodos Teóricos	24
3.3.2 Métodos Semiempíricos	25
3.4 Probabilidade de ruína	26
3.4.1 Densidade de probabilidade para solicitação e resistência	27
3.4.2 Verificação da margem de segurança	29
3.4.3 Cálculo do índice de confiabilidade	29
4. METODOLOGIA	31
4.1 Caracterização da Área de Estudo	31
4.2 Investigação Geotécnica	33
4.3 Roteiro de Dimensionamento da Fundação Alternativa	35
4.4 Capacidade de Carga	37
5. RESULTADOS	43
5.1 Análise dos dados Geotécnicos adotados	43
5.2 Fundação Alternativa	44
5.3 Métodos de Capacidade de carga	47

5.4	Resistência e Solicitação	48
5.3.1	Sapatas.....	48
5.3.2	Tubulões à céu aberto	50
5.5	Confiabilidade e Probabilidade de ruína.....	51
6	CONCLUSÕES	55
6.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	55
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	56
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	57
	ANEXO A.....	59
	ANEXO B.....	54
	ANEXO C.....	58

1. INTRODUÇÃO

Ao passo que ocorreu um elevado crescimento populacional, houve a necessidade de ampliação dos empreendimentos no setor da construção civil, impulsionando a presença de edificações com maiores cargas solicitantes. Essas cargas solicitantes são dispostas ao solo e transmitidas por meio das fundações. No entanto, as fundações devem possuir uma capacidade de carga que resista a essa solicitação, assegurando que o solo não sofra com recalques e deformações excessivas.

Dessa forma, a determinação da capacidade de carga pode ser obtida através do tipo de fundação escolhida pelo projetista, avaliando o desempenho e qualidade da estrutura. Araújo (2003) destaca alguns requisitos necessários para se produzir uma fundação de qualidade, tais como: profundidade adequada para estrutura sem interferência de escavações vizinhas, desde que resista às rupturas do solo e aos recalques mínimos no conjunto de fundação. Ainda, a NBR 15575-2/2013 define também alguns critérios de desempenho relativos à segurança analisando os estados limites último. Essa análise é feita assegurando que a estrutura não entre em colapso ou ruína, na qual, essa pode ser caracterizada pelas deformações, ruptura e elevadas fissuras que provocam a desestabilidade da estrutura.

A escolha do tipo de fundação é feita através dos esforços solicitantes em projeto e as características do solo. Contudo, a análise geotécnica não garante qualidade nas informações, devido às inúmeras variáveis que não são levadas em consideração no dimensionamento, bem como erros na execução da sondagem do solo. Portanto, é um equívoco dizer que uma fundação está totalmente segura, ou possua risco zero de ruína.

Acrescenta-se também, para garantir a segurança nos projetos de fundações, a disposição presente na NBR 6122/2019 que estabelece que para avaliação do estado limite último e estado limite de serviço devem ser considerados fatores globais e parciais de segurança. Ambos são realizados a partir de valores absolutos de solicitação e resistência. Cintra e Aoki (2010) consideram esse fator insuficiente para analisar a segurança, ou seja, devem ser analisados também a dispersão desses valores, devido a algumas incertezas no dimensionamento estrutural.

Neste sentido, o presente trabalho propõe a aplicação da probabilidade de ruína para fundação executada na obra do Hospital do Alto Sertão em Delmiro Gouveia/AL, e para a situação de fundação proposta por sapata, a partir de análise probabilística, a fim de avaliar os riscos por meio de métodos semiempíricos e teóricos.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo geral apresentar a metodologia da fundação executada em tubulão e da fundação proposta do tipo sapata no estado limite último, incluindo a análise da probabilidade de ruína para o Hospital do Alto Sertão.

2.2 Objetivos específicos

- Estimar a capacidade de carga para tubulão através de métodos semiempíricos: Aoki-Velloso (1975) e Decourt-Quaresma (1978) e o método teórico de Terzaghi com proposição de Vésic (1943);
- Estimar a capacidade de carga para sapata através de método teórico: Terzaghi com proposição de Vésic (1943).
- Comparar os métodos de capacidade de carga determinadas tanto para o tubulão como para a sapata;
- Verificar as probabilidades de ruína para as capacidades de carga calculadas e solicitações em projeto;
- Comparar as probabilidades de ruína entre a fundação executada em tubulão e a fundação proposta do tipo sapata.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Investigação Geotécnica

Para a realizar o dimensionamento de qualquer projeto de fundações é essencial que haja o reconhecimento do solo. Para Spohr (2012), “O conhecimento do subsolo constitui um pré-requisito para os projetos de fundações seguro e econômico. O custo de uma investigação do subsolo no Brasil corresponde a 0,2 a 0,5% do custo da obra.” (*apud* BEILFUSS, 2012, p. 45). Portanto, diante do baixo custo de execução e devido à importância da sondagem não cabe justificativa para a não realização. Além disso, podem proporcionar redução nos custos da obra com a escolha adequada da fundação.

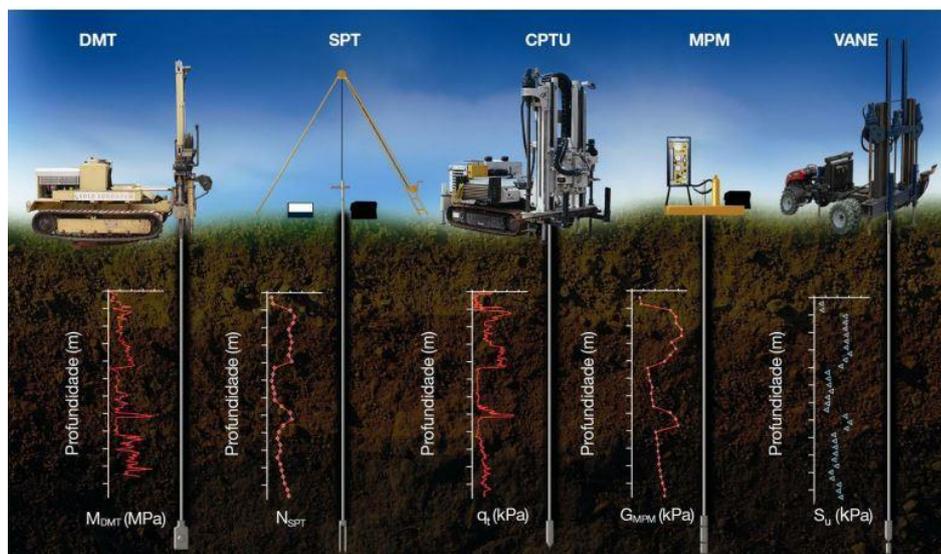
Dessa forma, os dados geotécnicos são obtidos através de ensaios em laboratórios ou em campo. Como mostra a Figura 1, os métodos mais utilizados, no Brasil, para o reconhecimento do solo, são:

- Ensaio dilatométrico, DMT.
- Standard Penetration Test, SPT.
- Ensaio de Penetração de Cone, CPT.
- Ensaio de Penetração de Cone com pressões neutras (Piezocone), CPTU.
- Ensaio pressiométrico, PMT ou MPM.
- Ensaio de palheta, VANE TEST.

Entre os ensaios citados anteriormente, o Standard Penetration Test (SPT), ou Ensaio de Simples Reconhecimento, é o mais empregado no Brasil, isso porque possui baixo custo operacional, além da facilidade de sua execução. A sondagem de SPT tem por finalidade determinar os tipos de solo e suas respectivas profundidades, a posição do nível da água e o índice de resistência à penetração por metro (NBR 6484, 2020).

Ainda, segundo a NBR 6484/2020 o ensaio deve conter aparelhagem-padrão: torre com roldana, tubo de revestimento, composição de perfuração, trado-concha, trépano de lavagem, amostrador padrão, cabeças de bateria, martelo padronizado para cravação do amostrador, medidor de nível d'água, recipientes para amostras, bomba d'água centrífuga, caixa d'água, entre outros materiais para operação.

Figura 1 – Métodos de Sondagem correntes no Brasil



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

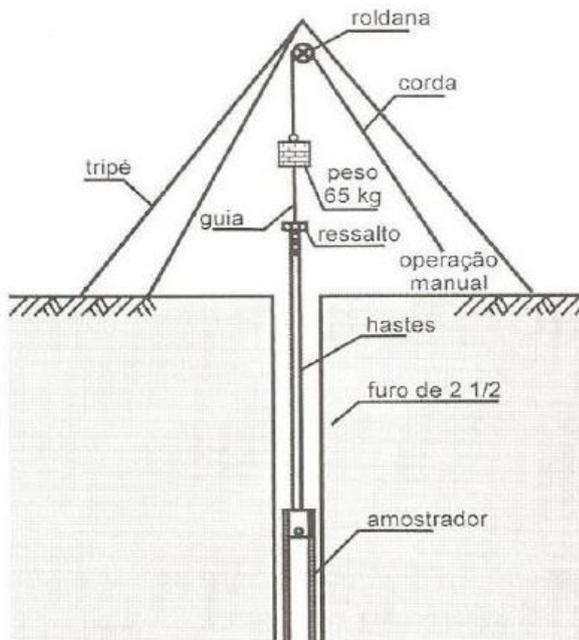
A Figura 2 apresenta os equipamentos para execução do ensaio, que ocorre inicialmente pela limpeza da superfície, em seguida é feita a locação dos furos no terreno, sendo estes marcados através de piquetes. Com isso, o primeiro metro é perfurado através do trado-concha ou cavadeira manual, e nele instala-se um tubo de revestimento. Em seguida, a amostragem do solo é coletada no trado a cada metro de perfuração. Na haste marca-se três intervalos com 15 cm. Posteriormente, com um peso de 65 kg em queda livre, a uma altura de 75 cm é feita a penetração do amostrador-padrão. Anota-se o número de golpes a cada 15 cm até completar 45 cm.

De acordo com Schaind (2000), o índice de resistência a penetração (N_{spt}) é obtido através do somatório do número de golpes dos últimos 30 cm, ou seja, a segunda e terceira etapa de 15 cm, em que apresentará o gráfico no boletim de sondagem. É importante analisar o solo a cada 1 metro retirado do amostrador, a fim de calcular as tensões admissíveis do solo, verificando o recalque por camada a partir da cota de assentamento do elemento de fundação.

Alguns dados obtidos através do Ensaio SPT são primordiais para análises durante o dimensionamento e escolha da fundação. Como por exemplo, se existe a necessidade de estabilização dos maciços do solo, de volume de escavação ou aterro, indicativo da melhor locação da estrutura de fundação, e a partir da análise de

interação estrutura-solo qual seria o melhor elemento de fundação para se implementar.

Figura 2 – Equipamentos do Ensaio SPT



Fonte: SCHNAID (2000).

3.2 Fundações

As fundações de um edifício têm como principal objetivo transmitir as cargas da estrutura para o terreno, através do carregamento próprio e sobrecargas. A NBR 6122/2019 classifica as fundações em: superficiais ou rasas, e profundas (Figura 3).

a) Fundações superficiais ou rasas

É o elemento de fundação em que as tensões transmitidas ao solo são distribuídas pela base. Com isso, elas podem ser definidas também de fundações direta. Além disso, sua profundidade de assentamento deve ser inferior à duas vezes sua menor dimensão. Ainda, segundo a norma existem três tipos usuais de fundação do tipo superficial direta, sendo estes: sapata, radier e blocos.

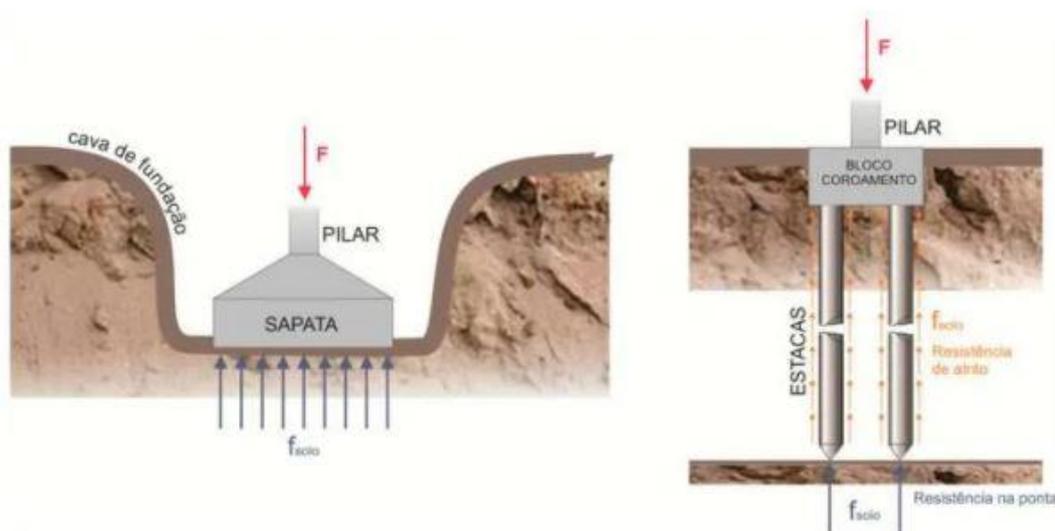
b) Fundações profundas

Diferente das fundações rasas, as cargas são transmitidas ao solo pela base (resistência de ponta) e por sua superfície lateral, também chamada de fuste

(resistência lateral). E por isso, podem ser definidas também por fundações indiretas. Esses elementos de fundação basicamente são divididos em estacas e tubulões.

De acordo com Aoki e Cintra (2010), os tubulões apesar de serem fundações profundas, podem ser consideradas como fundação direta, levando em consideração que a resistência lateral (causado por atrito) é desprezível devido ao peso próprio do elemento, e assim suas cargas são transmitidas apenas pela base.

Figura 3 – Fundação superficial e profunda.



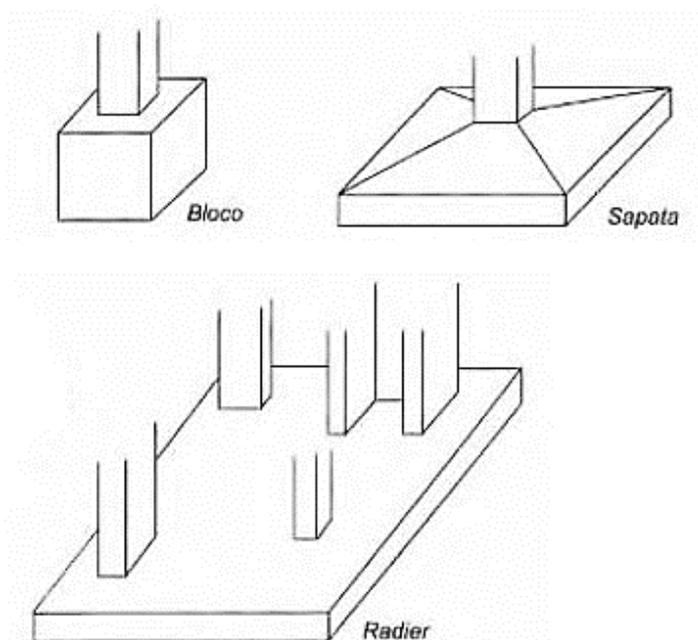
Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Quanto ao tipo de fundações superficiais, Velloso e Lopes (2010) as definem como (Figura 4):

- Sapatas – São fundações superficiais de concreto armado dimensionado de tal modo, que as tensões de tração sejam resistidas por armadura. Além da sapata de maneira isolada, existem outros tipos de sapatas, como as corridas e as associadas. As corridas possuem carregamento distribuídos linearmente, e de acordo com a NBR 6122/2019 também podem ser chamadas de vigas de fundação. Enquanto as associadas recebem mais de um pilar, não alinhados.

- Blocos – São elementos de fundação de concreto simples, dimensionado para que as tensões de tração possam ser resistidas pelo concreto, sem a necessidade de armadura. Normalmente, possuem formatos do tipo escalonado, pedestal ou tronco de cone.
- Radier – Corresponde a uma fundação que recebe todos os pilares da obra ou carregamentos distribuídos. Diferente das vigas de fundações, que recebem parte dos pilares da obra.

Figura 4 – Tipos de fundações superficiais



Fonte: Velloso e Lopes (2010, adaptada).

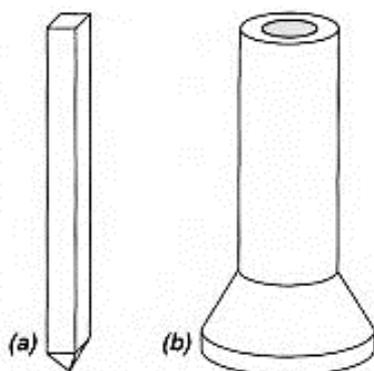
Segundo a NBR 6122/2019, as fundações profundas são classificadas em dois tipos (Figura 5):

- Estacas – São caracterizadas pela utilização de equipamentos ou ferramentas em todas as etapas, não havendo necessidade da descida de trabalhadores. Este elemento pode ocorrer através da cravação, a percussão ou prensagem, ou ainda mista. Para as estacas os tipos mais comuns são: Hélice contínua, Franki, raiz, broca e ômega. Enquanto as

cravadas ou pré-moldadas podem ser de madeira, aço, e concreto pré-moldado.

- Tubulões – Ocorrem através da escavação manual ou mecanizada, onde suas cargas são transmitidas apenas pela base. É caracterizada pela descida de um operário, pelo menos em sua etapa final, para que ocorra o alargamento da base ou a limpeza do fundo. Os tubulões podem ser do tipo à céu aberto ou a ar comprimido.

Figura 5 – Fundações profundas: (a) estacas; (b) tubulões



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

3.2.1 Sapatas

As sapatas isoladas são executadas de forma simples, contudo, faz-se necessário levar em consideração alguns parâmetros estabelecidos na NBR 6122 (2019) como, por exemplo, o que afirma que nenhuma sapata deve ter dimensão menor do que 60 cm. A NBR 6118 (2014) classifica as sapatas quanto à rigidez, podendo ser rígidas ou flexíveis. As sapatas flexíveis são indicadas para suportar pequenas cargas, outro fator determinando na escolha é a resistência do solo. Enquanto as sapatas rígidas são utilizadas em terreno que possua boa resistência nas camadas da superfície. Podem ser classificadas também quanto à sua posição: isoladas, corridas, associadas e possuindo vigas de equilíbrio. As isoladas são utilizadas para suportar um único pilar com seção não alongadas. Já as sapatas corridas costumam receber ações verticais de paredes, muros ou elementos alongados que transmitem carregamento uniformemente distribuído para as sapatas. Por fim, a sapatas com vigas de equilíbrio são mais utilizadas para sapatas de divisa,

onde não há o alinhamento das ações que são transmitidas. E, por último, são classificadas também quanto à solicitação: sob carga centrada e carga excêntrica. Atua sob carga centrada quando recebe carga de um único pilar que passa pelo centro de gravidade. E sob carga excêntrica, quando são submetidas a cargas que passem por sua excentricidade, gerando os momentos nas fundações.

Para executar corretamente uma sapata é necessário, a princípio, efetuar a escavação do terreno, seguindo dimensões e cotas pré-estabelecidas no projeto de fundações. Posteriormente, deve-se aplicar uma camada de concreto magro na escavação do terreno e nas suas laterais, esse deve ter no mínimo 5 cm de espessura. Em seguida, é realizada a montagem das fôrmas, seguindo as instruções contidas no projeto de locação. Coloca-se, então, os espaçadores na superfície, anteriormente sob aplicação do concreto magro, a fim de garantir o cobrimento do aço, por conseguinte é posicionada a armadura do pilar, que sairá da sapata isolada, podendo-se assim iniciar o processo de concretagem. Após o tempo de cura do concreto, retira-se a fôrma e realiza-se o reaterro da cava da sapata. A Figura 6 mostra a execução de uma sapata.

Figura 6 – Vista superior da sapata em execução



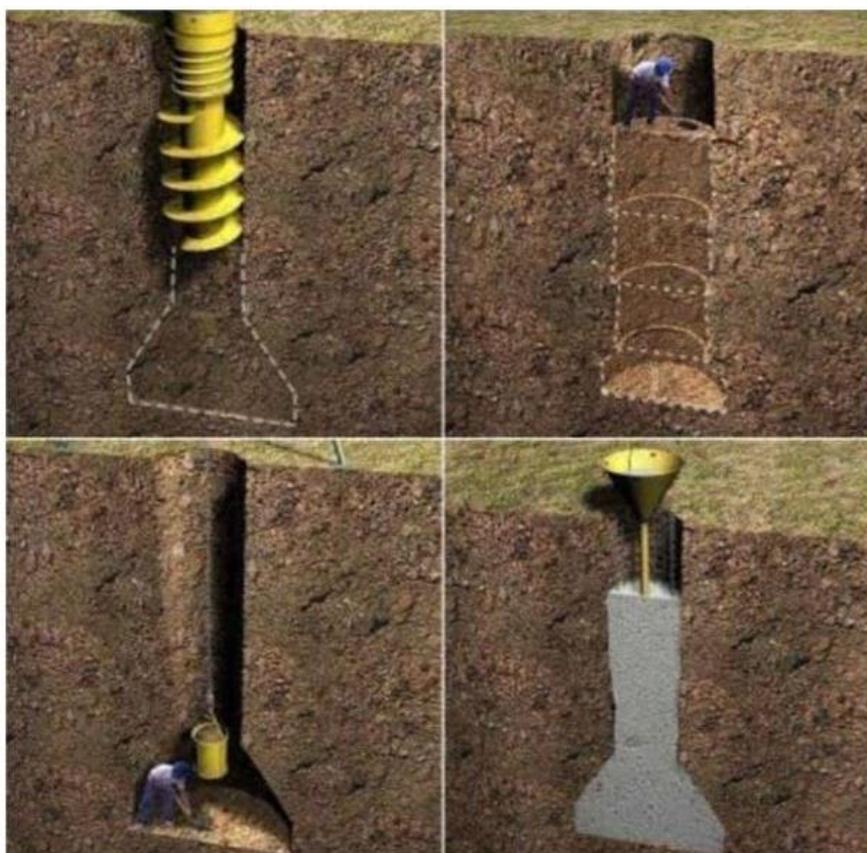
Fonte: Autora (2020).

3.2.2 Tubulão a céu aberto

De acordo com NBR 6122/2019, o procedimento executivo de tubulões a céu aberto consiste de poço aberto no terreno, realizando o alargamento de sua base, que pode ser feita manualmente ou escavada. A concretagem deve ser realizada imediatamente após sua escavação. São executados, normalmente, acima do lençol freático, ou a menos que se faça o rebaixamento do lençol freático para que não ocorra o desmoronamento devido a perfuração. O passo a passo da execução pode ser observado na Figura 7.

A norma recomenda, ainda, que para os casos que exista apenas carregamento vertical, pode utilizar armadura apenas no topo para fazer a ligação com o bloco de coroamento.

Figura 7 – Execução de tubulões a céu aberto



Fonte: Total construção,2020.

Marangon (2018) descreve algumas vantagens de tubulões comparado a outras fundações profundas, como:

- Os custos de mobilização e desmobilização são menores que os bate-estacas e outros equipamentos;
- As vibrações e ruídos provenientes do processo construtivo são de baixa intensidade, quase inexistente;
- Pode-se observar e identificar o solo durante a escavação e compará-los às condições de subsolo previstas no projeto;
- O diâmetro e o comprimento do tubulão podem ser modificados durante a escavação para compensar condições do subsolo diferentes das previstas;
- As escavações podem atravessar solos com pedras e matacões, sendo possível penetrar em vários tipos de materiais, em alguns casos em particulares até rochas;
- É possível apoiar cada pilar em um único fuste, em vez de apoiar em diversas estacas.

Por outro lado, os tubulões à céu aberto possuem algumas desvantagens que devem ser avaliadas na escolha da fundação. Dentre elas, têm-se:

- Grau de periculosidade elevado para o trabalhador, uma vez que podem ocorrer desmoronamento durante a escavação;
- Contato com o lençol freático contaminado, correndo risco de sofrer envenenamento com o ar;
- Difícil execução de provas de carga estática, devido ao alto custo, pois o ensaio deverá apresentar elevada magnitude;
- As vezes são necessárias altas pressões que podem ocasionar na ruptura ou em recalques excessivos.

3.3 Capacidade de carga

A capacidade de carga, carga última ou carga de ruptura corresponde à máxima resistência geotécnica que o sistema solo-elemento de fundação pode oferecer. Segundo a NBR 6122/2019, a capacidade de carga pode ser calculada por vários métodos, dentre eles:

- Provas de carga – Existem dois tipos de prova de cargas: estática e dinâmica. A estática ocorre com a aplicação de esforços por meio do macaco hidráulico. Enquanto a dinâmica mede a deformação através de sensores que captam a propagação da onda provocada pela carga.
- Métodos teóricos - São baseados principalmente nas propriedades de resistência ao cisalhamento e na compressibilidade do solo. Esse método é utilizado para fundações rasas. As principais formulações são de Terzaghi (1943), Meyehof (1963) e Vésic (1984).
- Métodos semiempíricos – São aqueles em que as propriedades dos materiais são estimadas por correlações através de ensaio *in situ*. E, costumam ser utilizados para fundações profundas. Os métodos brasileiros mais utilizados, são: Aoki e Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

3.3.1 Métodos Teóricos

A capacidade de carga está atrelada a forma como o solo rompe, ou seja, aos mecanismos de ruptura. Dessa forma, a ruptura pode ocorrer de maneira frágil, que é quando há o giro da sapata ocasionando o levantamento do maciço do solo. E do tipo extremo, em que a sapata sofre um deslocamento vertical, ou seja, recalque.

De acordo com Vésic (1975), a ruptura pode ocorrer de três formas: geral, por puncionamento e local. A ruptura geral ocorre em solos mais resistentes como argilas rijas e areias compactas. Por puncionamento, os recalques são mais elevados, ocasionando na penetração da sapata devido à compressão. Nesse caso, pode ocorrer em solos menos resistentes, como areia fofa e argila mole. Enquanto a ruptura local, em solos medianamente consistentes, sendo o caso intermediário entre os dois anteriores.

Apesar dos métodos teóricos serem utilizados para fundações rasas (diretas), podem ser também aplicados a fundação do tipo tubulão, que por sua vez, mesmo sendo uma fundação profunda, esta possui resistência lateral desprezível, distribuindo suas cargas pela base, ou seja, de forma direta.

A teoria de Terzaghi (1943) é dada por formulação teórica da capacidade de carga de solo-sapata. Nessa situação, Terzaghi considera três hipóteses básicas para cálculo:

1. Trata-se de uma sapata corrida, ou seja, seu comprimento L é bem maior do que a sua largura B ($L \geq 5B$), simplificando o problema para um caso bidimensional;
2. A profundidade de embutimento da sapata é inferior à largura da sapata ($h \leq B$), o que permite desprezar a resistência ao cisalhamento da camada de solo situada acima da cota de apoio da sapata e, assim, substituir essa camada de espessura h e peso específico γ por uma sobrecarga $q = \gamma \times h$;
3. O maciço de solo sob a base da sapata é rígido (pouco deformável), caracterizando o caso de ruptura geral.

E, portanto, a teoria de Terzaghi (1943) depende do maciço de solo, considerando três zonas distintas: coesão do solo (c), ângulo de atrito (ϕ) e peso específico (γ).

A formulação de Terzaghi pode ser também modificada pelas preposições de Vésic (1975), que propõe duas alterações dos fatores da equação geral da capacidade de carga. Primeiramente, os fatores de capacidade de carga (N_q , N_γ e N_c) sofrem alterações como mostram as Equações 1, 2 e 3, e o segundo são os fatores de forma (S_q , S_γ e S_c) que deverão ser substituídos pela tabela de Beer (1967), considerando os novos valores e o ângulo de atrito. Sendo assim, Vésic associa os fatores não apenas à geometria da sapata, mas também ao ângulo de atrito (ϕ).

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (\text{Eq. 1})$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \phi \quad (\text{Eq. 2})$$

$$N_\gamma \approx 2 (N_q + 1) \operatorname{tg} \phi \quad (\text{Eq. 3})$$

3.3.2 Métodos Semiempíricos

Levando em consideração que as fórmulas teóricas geralmente não são confiáveis na previsão da capacidade de carga de fundações por estacas, muitos

autores utilizam métodos semiempíricos ou empíricos através de ensaio *in situ*. Isso acontece devido à inúmeros parâmetros e formulações que trazem incertezas, ocasionando a falta de confiabilidade.

Como costumeiramente empregado, este trabalho utilizou os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1976).

Aoki e Velloso (1975) consideram as duas parcelas de resistência (ponta e lateral) para cálculo da capacidade de carga, utilizando fatores de correção e ensaios de penetração do tipo (CPT), ou como de costume, o ensaio de penetração simples (SPT).

Décourt-Quaresma (1976) difere do outro método, pois consideram na resistência lateral o índice de resistência à penetração (N_{spt}) maior que 3 e inferior a 15.

3.4 Probabilidade de ruína

Ao passar dos anos verificou-se que os fatores de segurança da norma eram insuficientes para garantir que não houvesse risco de ruína nos projetos de fundações. Dessa maneira, surgiu a necessidade de se analisar a confiabilidade, avaliando individualmente os casos para que se estabeleça uma probabilidade de ruína máxima, em que os riscos sejam considerados aceitáveis.

Conforme Nowark e Collins (2000), “os primeiros trabalhos abordando a segurança na engenharia são atribuídos a Mayer (1926), Wierzbicki (1936) e Streletzki (1947). Estes trabalhos reconhecem os parâmetros de resistência e solicitação são variáveis aleatórias e que uma estrutura tem probabilidade de ruína finita”. (*apud* Silva, 2004, p. 6).

De acordo com Bernardo (1999) e Vargas (1996):

“Para fazer a verificação de segurança de maneira mais científica, métodos estatísticos e conceitos probabilísticos começaram a ser aplicados, pois vários pesquisadores perceberam a possibilidade de quantificar os juízos e as incertezas que são a base dos coeficientes de segurança globais, usando a Teoria da Probabilidade. Foi dessa forma que surgiu a primeira geração de

normas de cálculo baseadas em estados limite último. (apud SILVA, 2003, p. 10)

O risco de ruína ocorre devido à algumas incertezas, como é o caso da investigação geotécnica, já que o solo é um material heterogêneo, apresenta diferentes reações as sobrecargas. Além disso, durante a realização do projeto ocorrem incertezas advindas das próprias cargas estruturais, como por exemplo, o vento, que se trata de uma carga variável.

Azevedo (2011) destaca, também, que podem ocorrer erros humanos durante o processo de elaboração e execução do mapeamento do solo. Por exemplo, erro na leitura de dados, na execução de ensaios e nos cálculos consideráveis em projeto.

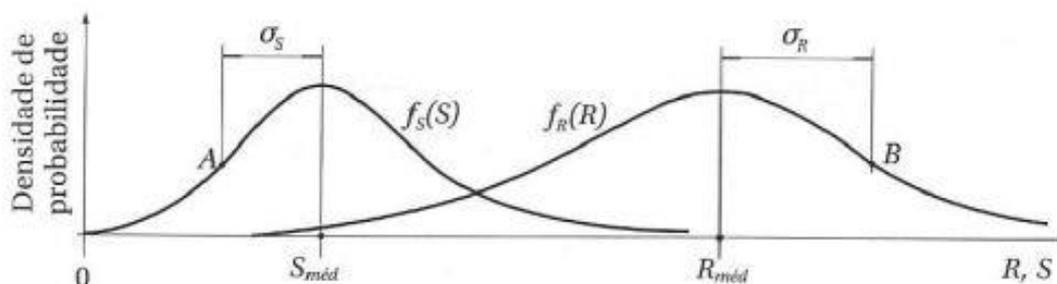
Sendo assim, a probabilidade de ruína é obtida através da solicitação do projeto e a resistência através de provas de cargas, que podem ser classificadas em estática ou dinâmica.

3.4.1 Densidade de probabilidade para solicitação e resistência

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a avaliação da probabilidade de ruína deve considerar a fundação com mesma seção transversal. Sabendo que cada elemento de fundação possui uma resistência e solicitação atuante.

Considerando a variabilidade na resistência (R) e na solicitação (S), constrói-se curvas de densidade de probabilidade para resistência $f_R(R)$ e de solicitação $f_S(S)$ a partir da distribuição probabilística normal, como mostra a Figura 8.

Figura 8 – Curvas de probabilidade de resistência e solicitação



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Na Figura 8, é possível visualizar a variação entre os pontos (A e B) e a respectiva resistência e solicitação média. Essa variação entre eles é conhecida como

desvio padrão (σ). A Equação 4 apresenta os coeficientes de variação ($v_{S,R}$) obtidos pela resistência e solicitação média.

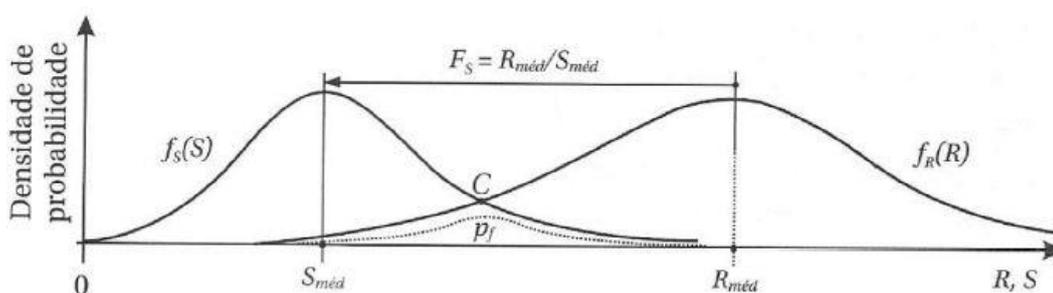
$$v_{S,R} = \frac{\sigma_{S,R}}{S, R_{méd}} \quad (\text{Eq. 4})$$

A partir da análise dos coeficientes de variação que são quantificados valores para a dispersão, ou seja, é considerada a variabilidade do projeto em cálculo. Assim, determina-se o fator de segurança pela Equação 5.

$$F_S = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (\text{Eq. 5})$$

O fator de segurança global é indicado pelo afastamento dos pontos de resistência e solicitação, ou ainda pela distância entre curvas, como observado na Figura 9. Quanto maior o distanciamento entre as curvas, maior será o fator de segurança e menor será a probabilidade de ruína, e vice-versa.

Figura 9 – Curva de probabilidade de ruína



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

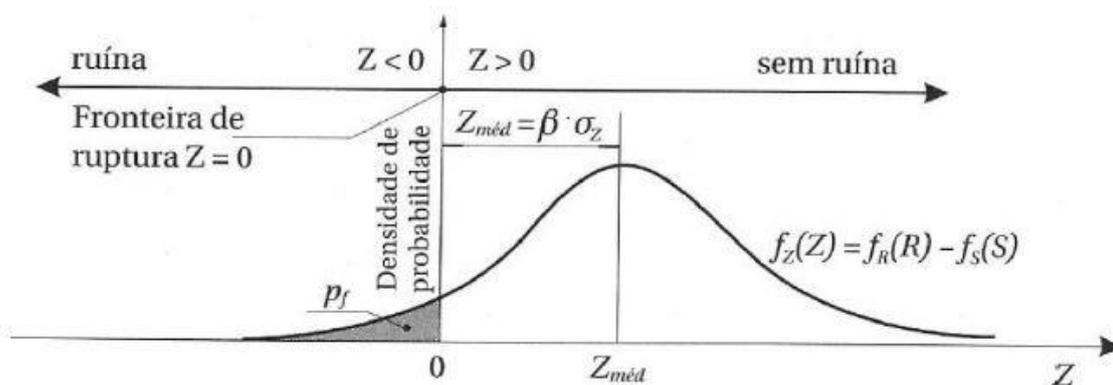
O ponto C no gráfico mostra onde a solicitação supera a resistência. Abaixo desse ponto, a linha pontilhada refere-se à área que apresenta probabilidade de ruína obtida pela expressão:

$$Pf = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(S) f_R(R) dS \quad (\text{Eq.6})$$

3.4.2 Verificação da margem de segurança

Segundo Aoki e Cintra (2010), a resistência e solicitação são totalmente independentes e, portanto, definem a função margem de segurança (f_Z) pela diferença entre as curvas. Na Figura 10, para $Z > 0$ a fundação apresenta probabilidade de ruína, enquanto para $Z < 0$ não ocorre ruína.

Figura 10 – Função margem de segurança



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Para o caso da curva de distribuição normal, tem-se que a margem de segurança é obtida pela diferença entre a resistência e solicitação média, através da Equação 7.

$$Z_{méd.} = R_{méd} - S_{méd} \quad (\text{Eq. 7})$$

3.4.3 Cálculo do índice de confiabilidade

O índice de confiabilidade (β) é obtido considerando os coeficientes de variação e o fator de segurança, através da Equação 8, deduzida por Cardoso e Fernandes (2001).

$$\beta = \frac{1-1/Fs}{\sqrt{u_R^2 + \left(\frac{1}{Fs}\right)^2 u_s^2}} \quad (\text{Eq. 8})$$

Ang e Tang (1984) define a probabilidade de ruína como função direta do índice de confiabilidade, expressa pela Equação 9.

$$Pf = 1 - \Phi(\beta) \quad (\text{Eq. 9})$$

Em que Φ é a função de distribuição normal tabelada em livro de estatística. De forma prática, a probabilidade de ruína pode ser calculada pelo uso do programa computacional Microsoft Excel, através da formulação na Equação 10:

$$Pf = 1 - \text{DIST.NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) \quad (\text{Eq. 10})$$

Cintra e Aoki (2010) cita que para um projeto de fundações não existe apenas um fator de segurança global, para cada resistência e solicitação obtemos uma probabilidade de ruína, considerando a variabilidade do projeto. Por isso, se faz necessário a análise do risco de ruína.

Pode-se adotar valores máximo e mínimo para probabilidade de ruína de uma fundação isolada, seguindo a literatura, e serve para indicação de projeto.

$$\frac{1}{10000} \leq Pf_{m\acute{a}x} = \frac{1}{n+1} \leq \frac{1}{100} \quad (\text{Eq. 11})$$

Como mostra a Equação 11, de acordo com Cintra e Aoki (2010), sendo n o número total de estacas, para baixos valores de n , deve-se substituir o denominador por $n + 1$ ou $2n$, $3n$ até $5n$, a depender do projetista. De maneira conservadora, esse método para fundação isolada pode ser aplicado para um conjunto de estacas, considerando a redistribuição da solicitação para as demais, e o ocorrendo não mais a ruptura do apoio representado pelo bloco que sustenta esse pil

4. METODOLOGIA

Este trabalho foi dividido em quatro etapas: primeiramente foram coletadas as cargas estruturais e dimensões da fundação executada a partir do projeto estrutural. Posteriormente, para análise da solução alternativa, foram utilizados dados da investigação geotécnica para o dimensionamento para fundação do tipo sapata. No terceiro momento, procedeu-se os cálculos de capacidade de carga para os dois tipos de fundações: tubulão e sapatas. Por fim, foi feito o cálculo e análise da probabilidade de ruína para fundação executada do tipo tubulão e a proposta em sapata. A 11 abaixo apresenta o fluxograma das etapas dessa pesquisa.

Figura 11 – Fluxograma das etapas desenvolvidas.



Fonte: Autora (2020).

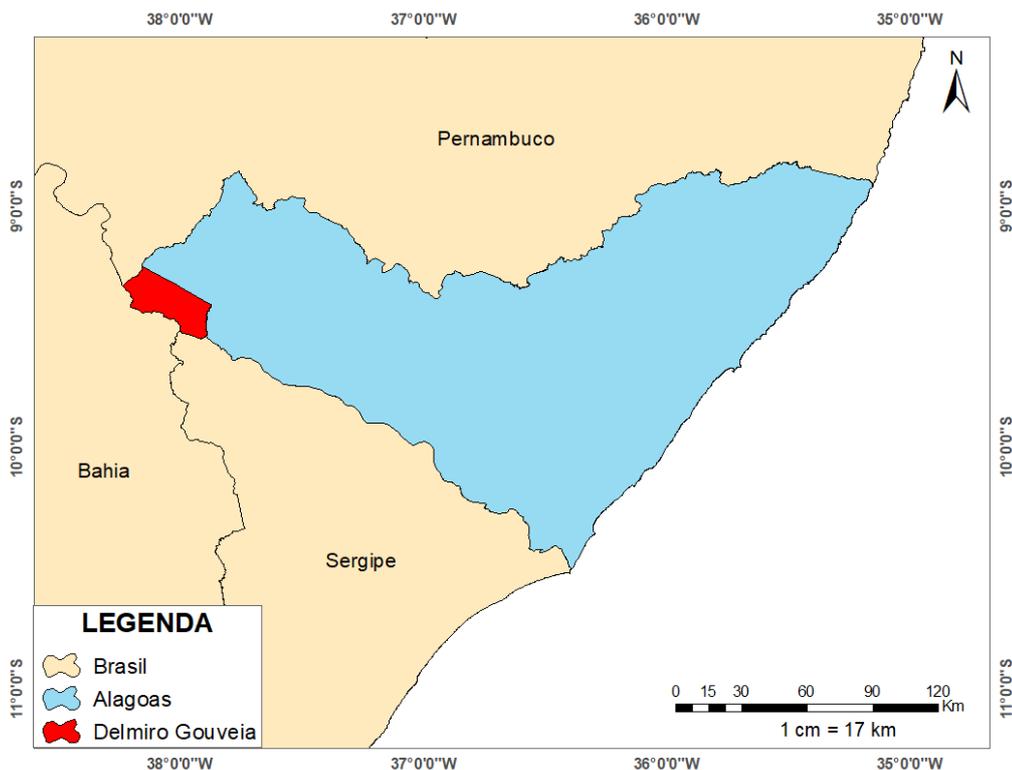
4.1 Caracterização da Área de Estudo

O município de Delmiro Gouveia está localizado na mesorregião do Sertão Alagoano com população estimada em aproximadamente 52262 habitantes e faz divisa com outros três estados (Figura 12), são eles: Bahia, Pernambuco e Sergipe (IBGE, 2020). Em consequência disso, o município torna-se uma das rotas do estado caracterizada pela grande movimentação de pessoas e mercadorias.

O objeto de estudo dessa pesquisa se trata do Hospital do Alto Sertão localizado no município de Delmiro Gouveia na AL -145, como mostra a Figura 13. O Hospital busca atender, além do local de instalação, outros 7 (sete) municípios da mesorregião, como: Inhapi, Canapi, Mata Grande, Água Branca, Olho d'água do Casado, Pariconha e Piranhas. A obra conta com um centro de referência e diagnóstico com área construída de 1700m² e fundação do tipo sapata. O empreendimento possui aproximadamente 5305m² de área construída, executada com fundação do tipo tubulão à céu aberto, um total de 390 tubulões divididos em blocos (A, B, C e D), como mostra o Anexo A, a fim de auxiliar no processo de

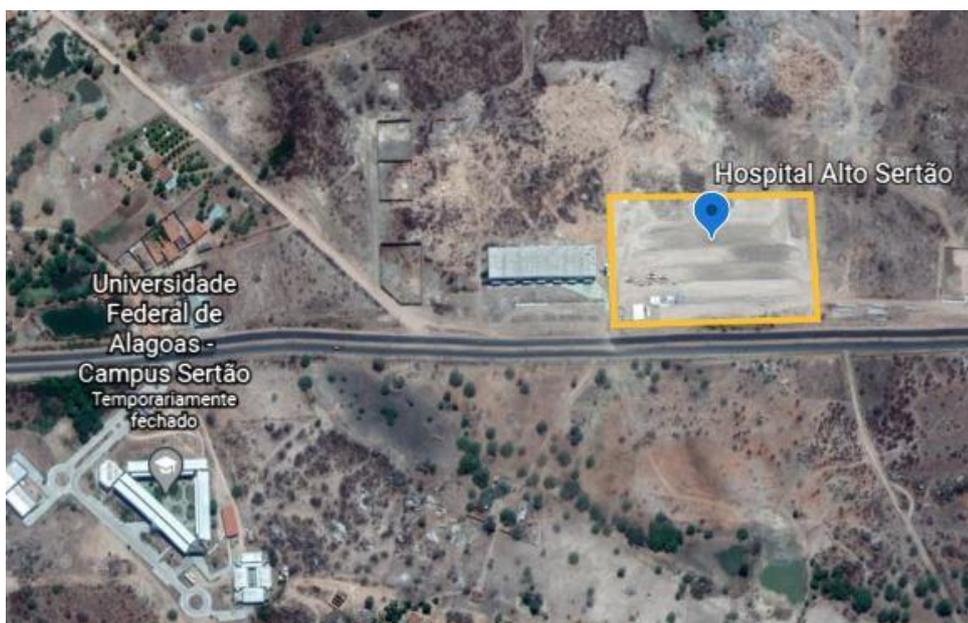
execução. Para essa pesquisa foram aplicados os dados do projeto estrutural do Bloco A, dispondo de um total de 72 tubulões, com diâmetro de 80 cm.

Figura 12 – Localização do Município de Delmiro Gouveia



Fonte: Autora, via ArcGIS (2020).

Figura 13 – Localização do Hospital



Fonte: Autora, via Google Earth (2020).

4.2 Investigação Geotécnica

De acordo com a NBR 8036/1983:

As sondagens devem ser, no mínimo, uma para cada 200m² de área de projeção em planta do edifício, até 1200m². Entre 1200 e 2400m² deve-se fazer uma sondagem a cada 400m² que excederem 1200m². Acima de 2400m², o número de sondagem deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. (ABNT, 1983, p. 1).

Dessa maneira, para o Centro do Referência e Diagnóstico, com 1700m² de área, deveriam ser realizadas no mínimo 4 (quatro) sondagens. Enquanto o Hospital, com área de 5035m² fica a cargo do projetista. Com isso, através da Figura 14 pode-se observar que foram realizadas apenas 6 (seis) sondagens de simples reconhecimento SPT (SP-01, SP-02, SP-03, SP-04, SP-05 e SP-06) para ambos os prédios. Para o Bloco A, realizou-se apenas 1 (uma) sondagem (SP-04).

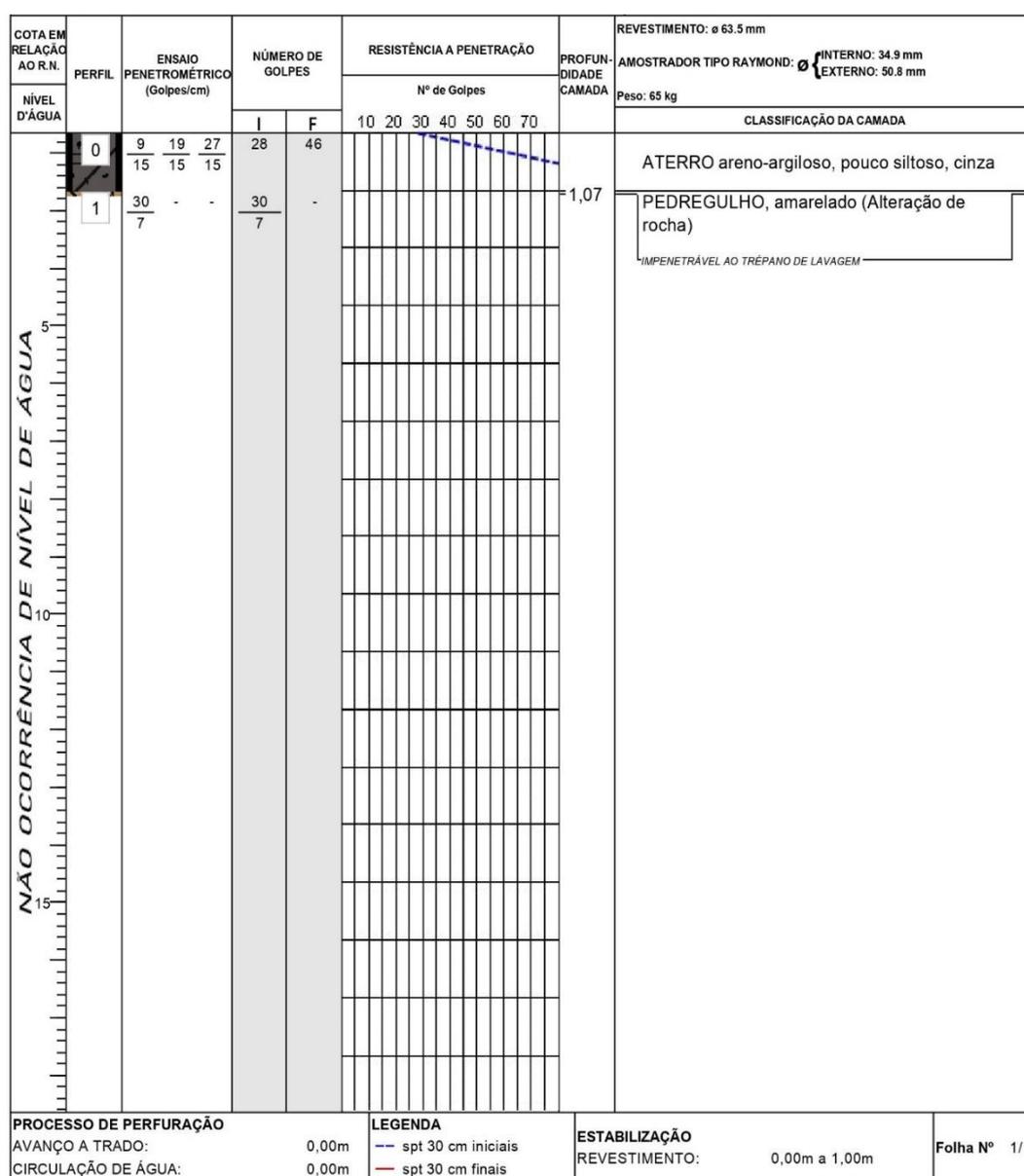
Figura 14 – Localização dos Furos de Sondagem



Fonte: Tecnosenge, via Google Earth (2020).

A figura 15 apresenta o relatório de sondagem de simples reconhecimento (SPT) para o furo SP-04 (Bloco A). Na parte superior consta os diâmetros do amostrador (interno de 34,9 mm e externo de 50,8 mm), o diâmetro do revestimento (63.9 mm) e o peso de 65 kg. No primeiro metro, tem-se a quantidade de golpes para penetrar 45 cm da camada, sendo o valor SPT definido pelo somatório dos últimos 30 cm. O tipo de material para essa camada foi definido como aterro do tipo areno-argiloso, pouco siltoso. Enquanto no segundo metro, não foi possível penetrar mais que 7 cm, isso devido ao material da camada identificado por pedregulho. Não houve ocorrência do nível de água.

Figura 15 – Relatório de Sondagem do Furo SP-04.



Fonte: Tecnosenge (2020).

4.3 Roteiro de Dimensionamento da Fundação Alternativa

Este roteiro apresenta a metodologia utilizada para o dimensionamento da solução alternativa adotada neste trabalho a fim de comparar com a solução executada na obra. Posteriormente, faz-se um comparativo e análise da probabilidade de ruína de ambas as soluções.

4.3.1 Solução de Fundação Direta por Sapatas

Para o dimensionamento inicial de elementos de fundação do tipo sapata é necessário fazer algumas verificações. Dentre elas, temos que o centro de gravidade do pilar deverá coincidir com o centro de gravidade da sapata e, portanto, a menor dimensão do pilar deverá ser paralela à menor dimensão da sapata e vice-versa. Segundo ALONSO (2010), adota-se o valor inicial da base, determina-se as dimensões da sapata a partir da Equação 12.

$$a_0 - b_0 = A - B \quad (\text{Eq. 12})$$

Onde:

a_0 : maior dimensão do pilar;

b_0 : menor dimensão do pilar;

A: maior dimensão da sapata;

B: menor dimensão da sapata

Com as dimensões da sapata determinadas anteriormente e a carga proveniente do pilar (dado em projeto), calcula-se a tensão admissível solicitante (Equação 13). Sendo essa tensão a máxima suportada pela sapata, e posteriormente, será utilizada para verificações.

$$\sigma_s = \frac{P}{A} \quad (\text{Eq. 13})$$

Onde:

P: Carga vertical aplicada à fundação (Dado em projeto);

A: área transversal da fundação

O cálculo da excentricidade (Equação 14) é obtido através do Momento e da força Normal aplicada à fundação, obtido a partir de dados de projeto, e deve ser calculado para as direções X e Y.

$$e_{x,y} = \frac{M_{x,y}}{N} \quad (\text{Eq. 14})$$

Em que:

$M_{x,y}$: momento nos eixos x ou y (kN.m);

N: carga aplicada no pilar (kN).

Para o caso de sapata isolada com momentos em duas direções é necessário realizar o cálculo das tensões máxima e mínima suportadas pela sapata para os dois eixos da sapata (x, y), como mostra a Equação 15, a fim de verificar se estas estão dentro do limite da tensão solicitante em projeto.

$$\sigma_{\min,max} = \frac{N}{A} \left(1 \pm 6 x \frac{ex,y}{a,b} \right) \quad (\text{Eq. 15})$$

Sendo:

A: área da sapata (m²);

e: excentricidade dos eixos x ou y (m)

a ou b: dimensão lateral da sapata referente para os eixos x e y (m);

Alguns critérios são considerados para garantir a segurança quanto às tensões e excentricidades calculadas. Para isso se faz necessário algumas verificações apresentadas a seguir. Na Equação 16, verifica-se que a excentricidade esteja dentro do núcleo central, ou seja, deverá ser inferior ou igual a sexta parte do lado da sapata. A Equação 17 apresenta que relação entre as dimensões da sapata deverá ser inferior a 2,5. Por fim, a Equação 18 e 19 fazem as verificações para que as tensões máximas sejam iguais ou inferiores a tensão solicitante mais 30%, e a média das tensões máxima e mínima deverão ser inferiores a tensão solicitante, respectivamente. Para todas as equações, as verificações abaixo são calculadas para as duas direções (x e y).

$$e_{x,y} \leq \frac{A,B}{6} \quad (\text{Eq. 16})$$

$$\frac{a}{b} \leq 2,5 \quad (\text{Eq. 17})$$

$$\sigma_{max} \leq 1,3 \sigma_s \quad (\text{Eq. 18})$$

$$\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \leq \sigma_s \quad (\text{Eq. 19})$$

4.4 Capacidade de Carga

Para obtenção da tensão resistente, ou capacidade de carga das fundações foram utilizados três métodos distintos: Os Métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975) e Decourt-Quaresma (1978); o método teórico de Terzaghi (1943).

a) Métodos Semiempíricos

- Aoki-Velloso (1975)

No método de Aoki-Velloso, a capacidade de carga (R) para fundação por tubulão a céu aberto se dá pelos métodos semiempíricos, desprezando a parcela de resistência lateral, pois na prática o atrito lateral é desprezível. Portanto, na Equação 20 a parcela de atrito lateral é nula (R_L). Na equação 21, o cálculo para resistência de ponta se dá através da área da ponta do tubulão e o coeficiente de resistência. Esse coeficiente é obtido através de fatores de correlação e o valor do N_{SPT} apresentado na Equação 22.

$$R = R_L + R_P \quad (\text{Eq. 20})$$

Em que:

R_L : Parcela de atrito lateral ao longo do fuste (desprezível);

R_P : Parcela da ponta do tubulão.

$$R_P = A_p \times r_P \quad (\text{Eq. 21})$$

Onde:

A_p : Área de projeção da ponta do tubulão (m²);

r_P = Resistência de ponta.

$$r_P = \frac{K \times NP}{F_1} \quad (\text{Eq. 22})$$

Onde:

K : Coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para SPT (Tabela 1);

NP : Valor do SPT;

F_1 : Coeficientes de correção das resistências de ponta (Tabela 2).

Tabela 1 - Coeficiente K em razão de atrito α

Solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975, *apud* Cintra e Aoki 2010).

Tabela 2 - Fatores de Correção F1 e F2.

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	2F1
Metalica	1,75	2F1
Pré-moldada	1+ D/0,8	2F1
Escavada	3,0	2F1
Raíz, hélice contínua e ômega	2,0	2F1

Fonte: Cintra e Aoki (2010) Adaptado de Aoki e Velloso 1975.

- Décourt-Quaresma (1978)

De maneira semelhante à Aoki e Velloso (1975), a capacidade de carga (R) se dá pela resistência de ponta do tubulão, porém admitindo outros coeficientes empíricos, como mostra a Equação 23.

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p \quad (\text{Eq. 23})$$

Onde:

α : Coeficiente a partir do tipo de tubulão e do tipo de solo (Tabela 3);

C: Coeficiente característico do solo (Tabela 4);

N_p : Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta do tubulão;

A_p : Área de projeção da ponta do tubulão (m²).

Tabela 3 - Valores de α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escada (betonita)	Hélice contínua	Raíz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*

* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Decourt (1996, *apud* Cintra e Aoki 2010).

Tabela 4 - Coeficiente característico do solo C

Tipo de solo	C (KPa)
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

* alteração de rocha (solos residuais)

Fonte: Décourt e Quaresma (1978, *apud* Cintra e Aoki 2010).

b) Método teóricos

- Terzaghi (1943)

Para esse método, a capacidade de carga é obtida através do somatório de três parcelas, e representam respectivamente a coesão, a sobrecarga e o peso específico. Dessa maneira, a Equação 24 apresenta de forma geral a resistência considerando os três tipos de ruptura (geral, por punção e local).

$$\sigma_r = cN_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (\text{Eq. 24})$$

Onde:

c: coesão do solo;

γ : peso específico do solo onde se apoia a fundação (Tabela 5);

q: pressão efetiva do solo na cota onde se apoia a fundação;

B: menor lado da sapata;

N_c, N_q e N_γ : Fatores de Capacidade de carga (Tabela 7);

S_c, S_q e S_γ : Fatores de forma (Tabela 8).

Tabela 5 – Peso específico do solo em função do N_{spt}

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa			
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta			
> 40	Muito compacta	18	20	21

Fonte: Godoy (1972, apud Marangon, 2018).

Os fatores de capacidade de carga, Tabela 7, pelo método Terzaghi com proposição de Vésic obtido pelas equações 1,2 e 3, depende além da geometria da sapata, do ângulo de atrito do solo, estabelecido pelo tipo do solo, como apresenta a Tabela 6.

Tabela 6 - Ângulo de atrito do solo

Descrição do solo	Compacidade/Consistência	Ângulo de atrito (graus)
Areia	Fofa	30
	Pouco/Mediana compacta	32,5
	Compacta	35
	Muito compacta	40
Argila	Mole	17,5
	Média	20
	Rija	25
	Dura	30
Pedregulho	Limpa	37,5
	Grosso anguloso	40

Fonte: Terzaghi e Peck (1967, apud TQS).

Tabela 7 - Fatores de Capacidade de Carga: Terzaghi com proposição Vésic

Φ °	Nc	Nq	Ny
0	5,14	1	0
10	8,35	2,47	1,22
20	14,83	6,4	5,39
30	30,14	18,4	22,4
40	75,31	64,20	109,41

Fonte: Cintra; Aoki e Albiero (2011, adaptada).

Tabela 8 - Fatores de Forma: Terzaghi com proposição de Vésic

FORMA DA SAPATA	Fatores de Forma		
	S_c	S_q	S_y
Corrida	1,0	1,0	1,0
Retangular	$1 + (B/L) (N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \text{Tg}\phi$	$1 - 0,4 (B/L)$
Circular ou Quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \text{tg}\phi$	0,6

Fonte: Beer (1967, apud Vésic 1975).

4.5 Probabilidade de ruína

A aplicação da probabilidade de ruína é dada através da análise das curvas de sollicitação e resistência, levando em consideração outras variáveis envolvidas como apresentado na Revisão Bibliográfica. Assim, a sollicitação foi obtida através do projeto estrutural de fundação e a resistência calculada a partir de métodos semiempíricos (Aoki e Velloso; Decourt-Quaresma) e método teórico (Terzaghi com proposição de Vésic).

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Análise dos dados Geotécnicos adotados

Para se estimar a capacidade de carga pelos métodos propostos neste trabalho, se fez necessário a adoção de alguns parâmetros a partir de dados da Sondagem de Simples Reconhecimento (SPT). Sendo assim, de acordo com a sondagem, a fundação foi assentada em um solo do tipo pedregulho coberto por aterro com características areno-argilosa.

Tendo em vista que os valores adotados partiram do índice de resistência a penetração (N_{spt}) como obtido na Figura 15, temos que o somatório dos 30 últimos centímetros (cm) da camada foi equivalente a 46. Ainda, partir do N_{spt} e o tipo de solo, se obtém o peso específico do solo, como indica a tabela 5. Como o tipo de solo é arenoso, não apresenta coesão, logo as parcelas N_c e S_c são nulas, sendo assim os fatores de capacidade de carga (N_q , N_y) e os fatores de forma (S_q , S_y) foram obtidos a partir do ângulo de atrito para o solo do tipo pedregulho, tabela 6. Logo, a tabela 9 apresenta todos os parâmetros utilizados para o método de Terzaghi com a proposição de Vésic (1943).

Tabela 9 - Dados adotados método Terzaghi com proposição de Vésic (1943)

N_{spt}	46
γ	18 kN/m ³
N_q	64,2
N_y	109,41
S_q	1,84
S_y	0,6
ϕ °	40

Fonte: Autora (2021).

Para o método utilizado em Aoki-Velloso (1975), a resistência de ponta é calculada com o valor de conversão para ponta (k) que está correlacionado com o tipo de solo, em que para camada de assentamento da fundação, a sondagem apresentou solo em pedregulho não definindo sua característica, e na Tabela 1 não apresenta

dados para pedregulho, foi utilizado o solo do tipo arenoso, sendo este utilizado para os cálculos apresentados. Além disso, o coeficiente de correção (F1) inversamente proporcional ao coeficiente de resistência de ponta, está relacionada ao tipo de execução da fundação, sendo esta escavada.

Tabela 10 - Dados adotados método Aoki-Velloso (1975)

K	1.000 (kPa)
F1	3,0

Fonte: Autora (2021).

Enquanto Décourt-Quaresma, Tabela 11, adotou-se valores considerando o tipo de solo e sua execução (α), e o fator característico considerando apenas o tipo de solo (C), ambos retirados da Tabela 3 e 4, respectivamente.

Tabela 11 - Dados adotados método Décourt-Quaresma (1978)

α	0,5
C	400 (kPa)

Fonte: Autora (2021).

5.2 Fundação Alternativa

O projeto de fundações para o bloco A contém 72 pilares enumerados (P1 à P72), sendo estes de dimensões distintas, entretanto a maioria é retangular e quadrado. Com exceção dos pilares P11 e P25 possuírem formato em L, porém com dimensões iguais para ambos os eixos (X; Y), concluindo que para este caso a sapata é quadrada. A tensão admissível do solo calculada foi equivalente a 1.181,32 kN/m².

Como apresentado no roteiro, as sapatas possuem geometria relacionada à solicitação vertical proveniente dos pilares, que diferem entre si. Após análise da Sondagem de simples reconhecimento (SPT), com incidência de pedregulho a 1 metro do solo, sem ocorrência de água subterrânea, as sapatas foram assentadas a 1,5 metro de profundidade. Logo, atendendo todos os critérios e verificações, com o

auxílio do *software* Excel, obtiveram-se as dimensões das sapatas como fundação alternativa, conforme a Tabela 12.

Tabela 12 - Dimensões da fundação alternativa em Sapatas

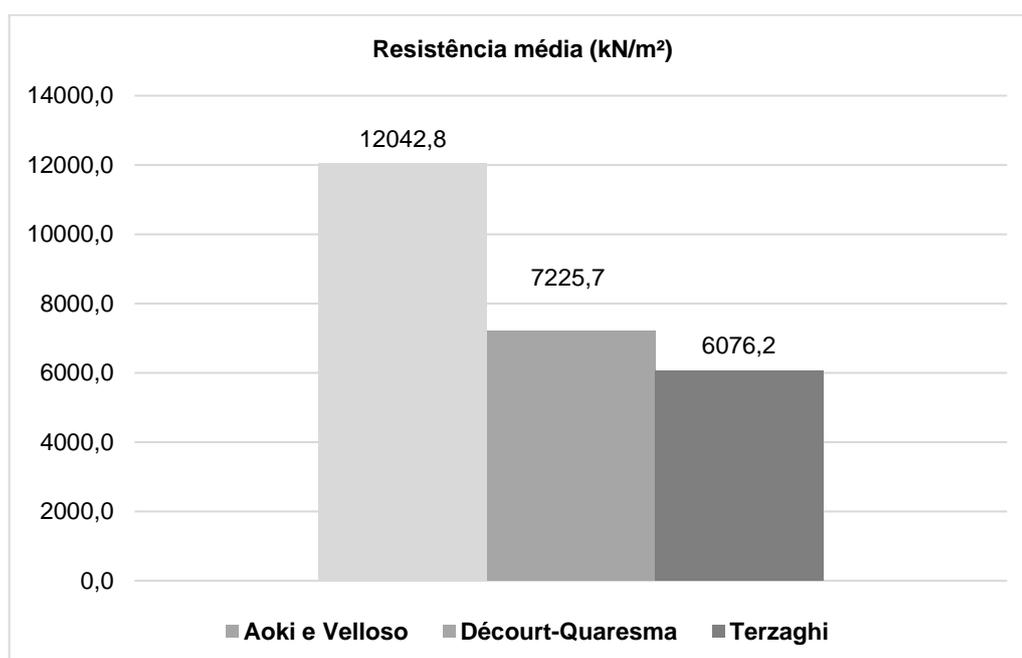
Pilares	Dimensões dos pilares (cm)		Dimensões das Sapatas (cm)		Pilares	Dimensões dos pilares (cm)		Dimensões das Sapatas (cm)	
	ao	bo	A	B		ao	bo	A	B
P1	25	25	60	60	P36	30	25	85	80
P2	30	25	75	75	P37	20	20	80	80
P3	25	25	70	70	P38	20	20	90	90
P4	20	20	60	60	P39	20	20	70	70
P5	20	20	60	60	P40	20	20	70	70
P6	20	20	60	60	P41	20	20	60	60
P7	20	20	60	60	P42	20	20	60	60
P8	20	20	70	70	P43	20	20	60	60
P9	25	25	60	60	P44	20	20	60	60
P10	25	20	75	70	P45	20	20	60	60
P11 (Em L)	40x20	40x20	100	100	P46	25	20	70	70
P12	25	20	100	90	P47	30	30	60	60
P13	20	20	80	80	P48	20	20	85	85
P14	20	20	60	60	P49	20	20	90	90
P15	20	20	70	70	P50	25	20	60	60
P16	20	20	70	70	P51	25	20	70	70
P17	40	20	90	70	P52	20	20	65	60
P18	40	20	90	75	P53	20	20	75	70
P19	20	20	60	60	P54	20	20	60	60
P20	20	20	75	75	P55	20	20	75	75
P21	20	20	60	60	P56	25	25	90	90
P22	20	20	80	80	P57	20	20	70	70
P23	20	20	60	60	P58	30	25	75	75
P24	20	20	70	70	P59	20	20	90	90
P25 (Em L)	40x20x	40x20	100	100	P60	20	20	80	75
P26	25	20	100	90	P61	20	20	60	60
P27	20	20	80	80	P62	30	25	70	70
P28	20	20	60	60	P63	20	20	70	70
P29	20	20	60	60	P64	20	20	75	70
P30	70	20	120	90	P65	20	20	60	60
P31	20	20	70	70	P66	20	20	60	60
P32	20	20	80	80	P67	20	20	60	60
P33	20	20	70	70	P68	20	20	60	60
P34	20	20	60	60	P69	50	20	70	70
P35	20	20	70	70	P70	30	25	70	70
					P71	20	20	100	80
					P72	20	20	70	65

5.3 Métodos de Capacidade de carga

A Figura 16 apresenta a média das resistências obtidas para o conjunto de tubulões. Pode-se observar uma grande variabilidade entre os métodos propostos. Os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) possuem maiores resistências, isso porque o índice de resistência a penetração (N_{spt}) é elevado, considerando o solo muito resistente.

Tendo em vista que foi realizado apenas uma sondagem no Bloco A, todos os tubulões possuem o mesmo valor de N_{spt} , além de serem executados com mesma dimensão de fuste ($\varnothing 60$ cm). Sendo assim, os métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) com dados característicos tabelados pelo tipo de solo e sua execução, para todos os tubulões com o mesmo método, apresentam a mesma resistência de ponta, ou seja, possuem mesma capacidade de carga. Sendo assim, adotou-se o método de Terzaghi com preposição de Vésic (1943) para análise da probabilidade de ruína. No método de Terzaghi com preposição de Vésic (1943), é considerado o diâmetro da base do tubulão, e sua cota de assentamento que variou de 1 a 6 metros de profundidade.

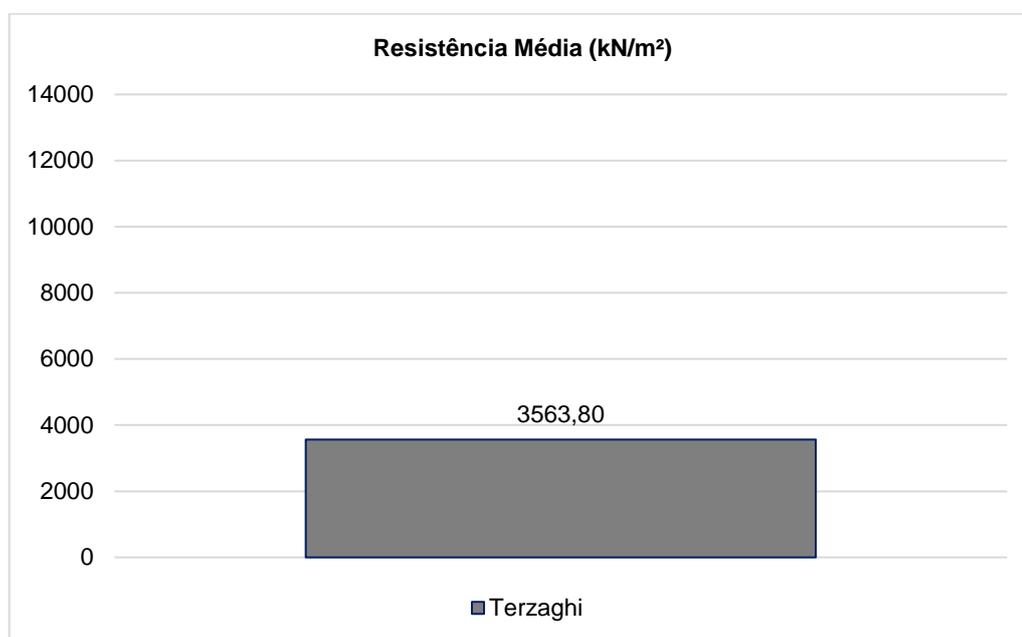
Figura 16 – Resistência média para Tubulões



Fonte: Autora (2021).

Para fundação em Sapatas, a resistência média calculada, Tabela 13, foi obtida pelo somatório das resistências a partir do método teórico de Terzaghi com preposição de Vésic (1943), que apresentou diferentes resistências, pois em sua metodologia é considerado a geometria da sapata, que por sua vez, possuem dimensões distintas.

Figura 17 – Resistência média para Sapatas



Fonte: Autora (2021).

5.4 Resistência e Solicitação

5.3.1 Sapatas

Conforme mostra a Figura 18, a curva de distribuição normal para resistência das sapatas, sofreu variações entre 3.262,24 a 3.780,27 kN/m², atingindo uma densidade de probabilidade no ponto 3.595 kN/m². Enquanto, para solicitações, Figura 19, variou entre 194,70 a 1.030,70 kN/m², com maior densidade de probabilidade em 973,50 kN/m². Portanto, o fator de segurança global para média dos dados das curvas a seguir, considerando as dispersões foi de 4,19, sendo este um valor superior ao exigido por norma. Para elaboração das curvas de solicitação *versus* resistência, alguns parâmetros estatísticos são considerados, como indicado na Tabela 13.

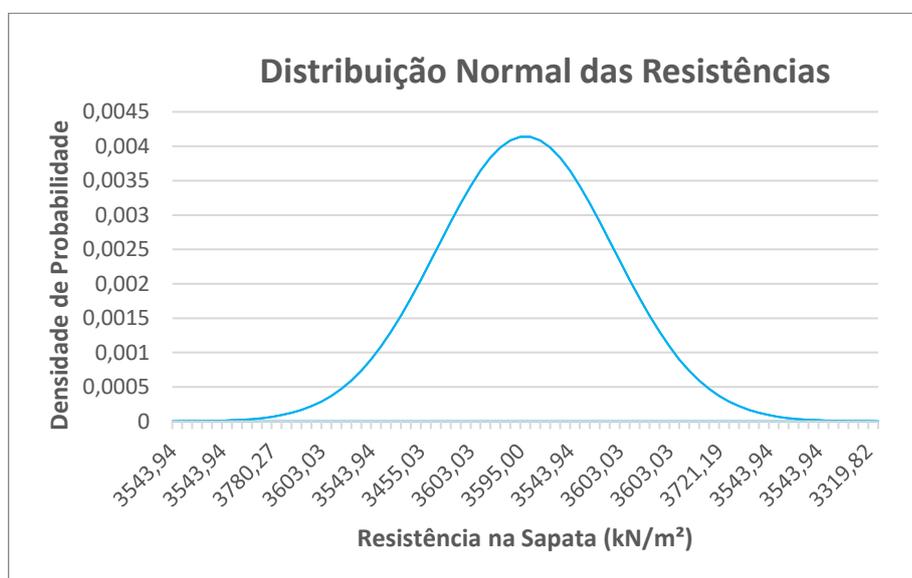
Analisando a Tabela 13, pode-se perceber que o coeficiente de variação para solicitação (0,19) comparado a resistência (0,03) sofreu maiores dispersões, isso porque a carga vertical aplicada a fundação sofreu maiores variações, isso ocorreu, porque, a fundação alternativa apresentou dimensões similares ou muito próximas, considerando que o método de Terzaghi sofre influência de sua geometria.

Tabela 13 – Parâmetros estatísticos considerados

Solicitação (kN/m²)	Dados
Média	850,12
Desvio padrão	157,35
Coef. de variação	0,19
Resistência (kN/m²)	Dados
Média	3.563,80
Desvio padrão	96,27
Coef. de variação	0,03

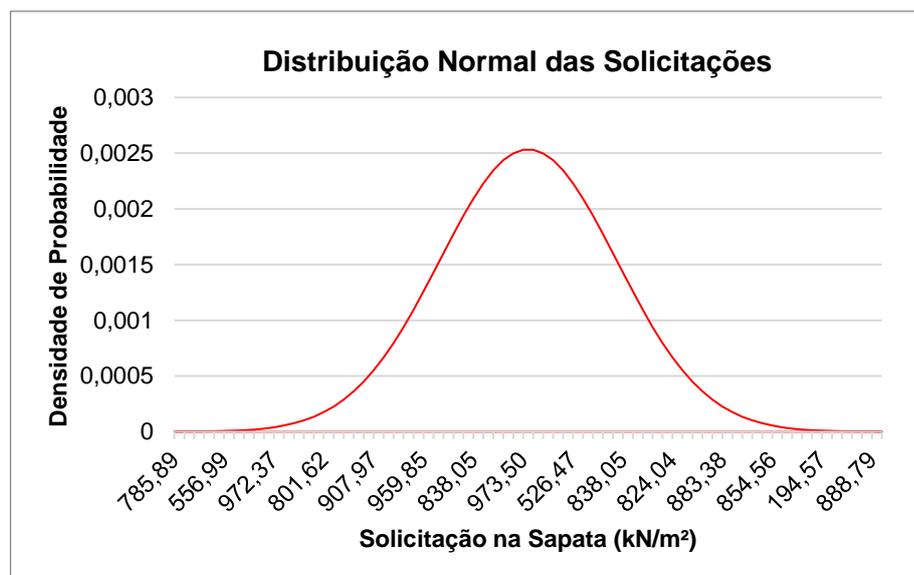
Fonte: Autora (2021).

Figura 18 – Curva de distribuição normal das Resistências: Sapatas



Fonte: Autora (2021).

Figura 19 - Curva de distribuição normal das Solicitações: Sapatas



Fonte: Autora (2021).

5.3.2 Tubulões à céu aberto

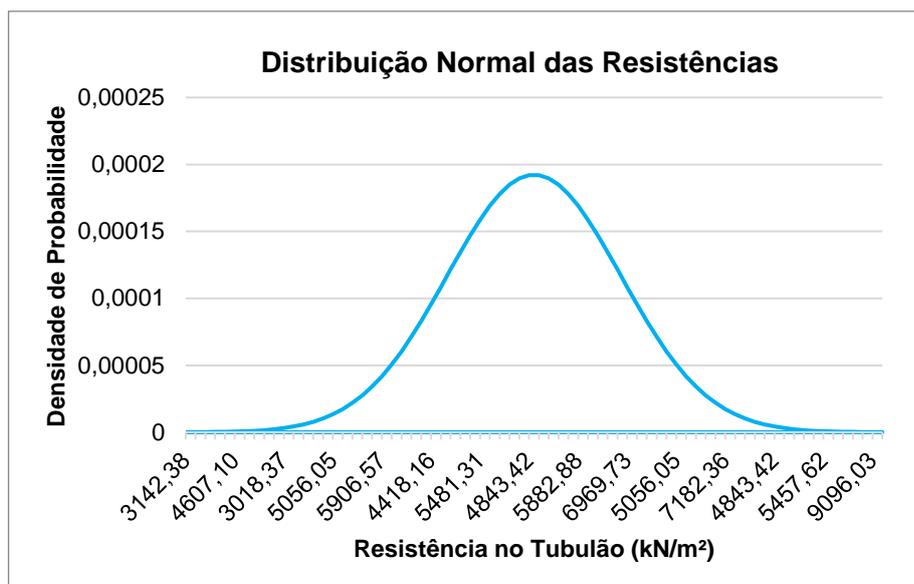
Para os tubulões a céu aberto, nota-se na Figura 20, a curva de distribuição normal para resistência dos tubulões apresenta maiores variações entre os dados de solicitação, bem como a resistência comparando com as sapatas. Isso é justificado através do comprimento do tubulão, em que no Anexo B mostra uma variação entre sua cota de assentamento. Para resistência, o ponto 4.843,42 kN/m² indicou maior densidade de probabilidade, enquanto a solicitação em 842,86 kN/m².

Tabela 14 – Parâmetros estatísticos considerados

Solicitação (kN/m²)	Dados
Média	633,31
Desvio padrão	222,88
Coef. de variação	0,35
Resistência (kN/m²)	Dados
Média	6.076,2
Desvio padrão	2.074,48
Coef. de variação	0,34

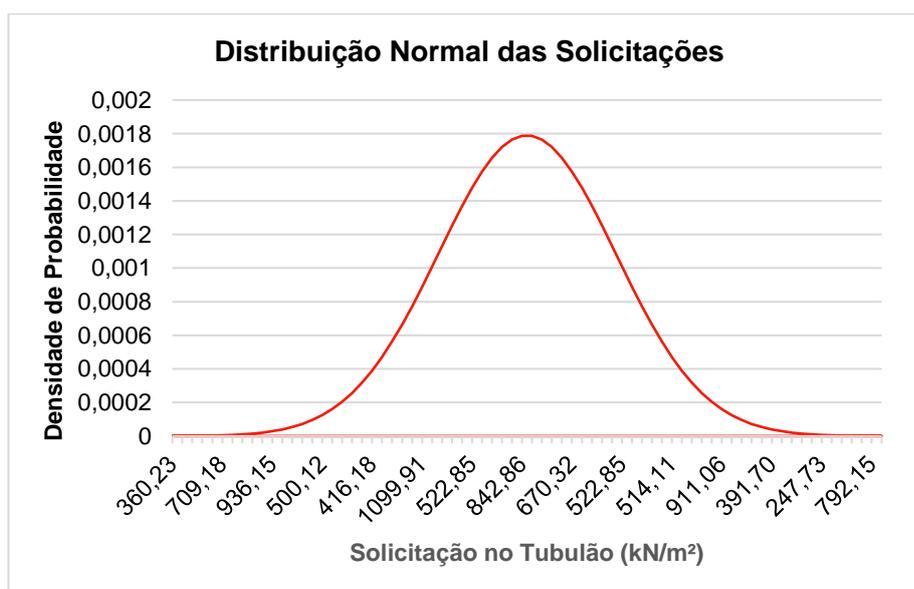
Fonte: Autora (2021).

Figura 20 – Curva de distribuição normal das Resistências: Tubulões



Fonte: Autora (2021).

Figura 21 - Curva de distribuição normal das Solicitações: Tubulões



Fonte: Autora (2021).

5.5 Confiabilidade e Probabilidade de ruína

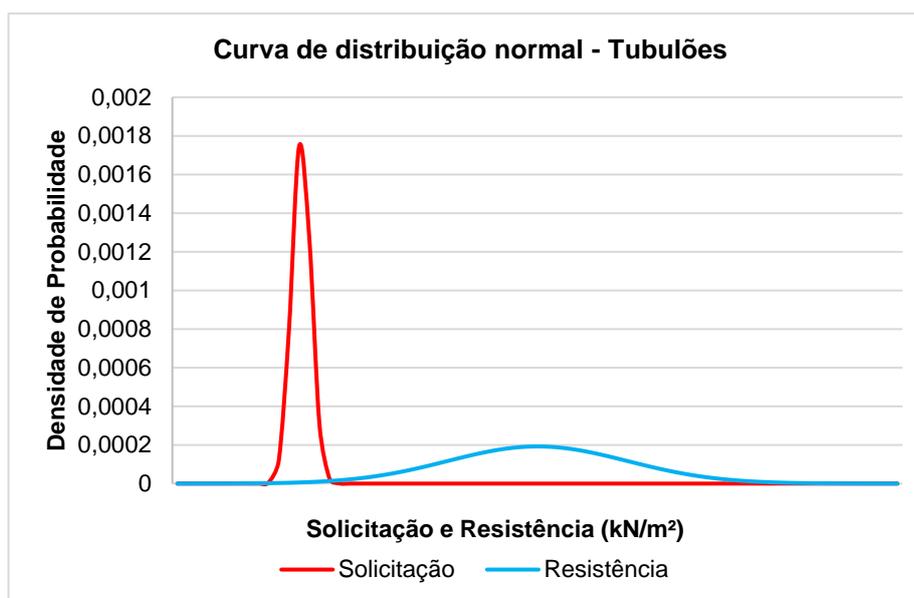
Na tabela 15 é apresentada a análise da confiabilidade e probabilidade de ruína para fundação executada em tubulão. Nela, estão os parâmetros para definir a probabilidade de ruína, Figura 22, através da curva abaixo da intersecção entre a resistência e a solicitação.

Tabela 15 - Análise de confiabilidade: Tubulões

Parâmetros		
Resistência média (kN/m ²)	R_m	6.076,2
Solicitação média (kN/m ²)	S_m	633,31
Fator de Segurança	FS	9,59
Margem de segurança média (kN/m ²)	$Z_{méd.}$	5.442,93
Índice de confiabilidade	β	2,609
Probabilidade de ruína (%)	P_f	0,005
Inverso da probabilidade de ruína	$1/P_f$	220,08

Fonte: Autora (2021).

Figura 22 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação: Tubulões



Fonte: Autora (2021).

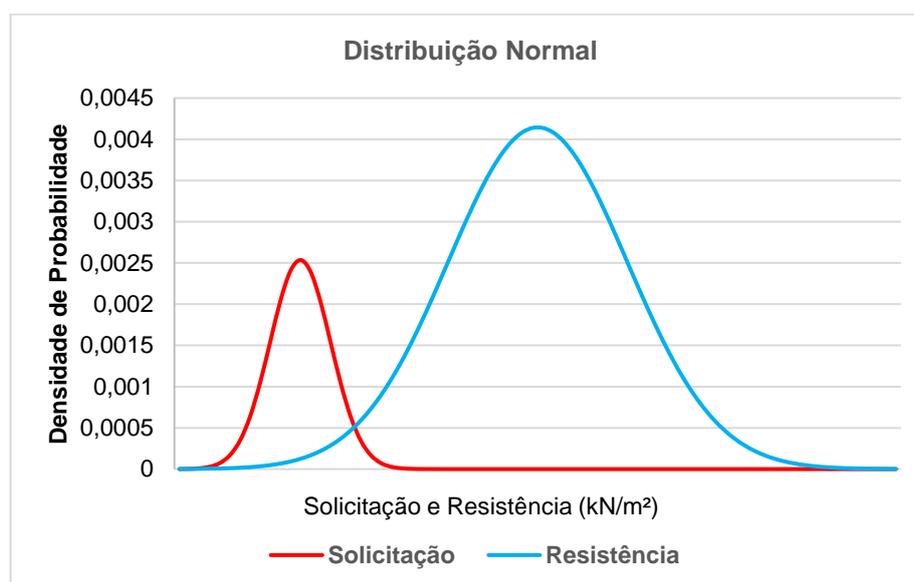
Para fundação alternativa, a Tabela 16 apresenta de forma resumida os parâmetros calculados para se obter a probabilidade de ruína, Figura 23. A probabilidade de ruína para as sapatas apresentou valores muito próximo de zero, considerando-o desprezível.

Tabela 16 - Análise de confiabilidade: Sapatas

Parâmetros		
Resistência média (kN/m ²)	R_m	3.563,80
Solicitação média (kN/m ²)	S_m	850,12
Fator de Segurança	FS	4,19
Margem de segurança média (kN/m ²)	$Z_{méd.}$	2.713,69
Índice de confiabilidade	β	14,711
Probabilidade de ruína (%)	P_f	$\approx 0,0$
Inverso da probabilidade de ruína	$1/P_f$	$\approx 0,0$

Fonte: Autora (2021).

Figura 23 – Curva de distribuição normal de resistência e solicitação: Sapatas



Fonte: Autora (2021).

A análise das curvas obtidas pelo método Aoki e Velloso (2010) demonstram baixa probabilidade de ruína para ambos os casos de fundação. As curvas mais abertas apresentam grande variabilidade nos dados, como o caso das resistências nas fundações, ocorrendo o inverso para solicitação.

A NBR 6122/2019 define o fator de segurança mínimo para os métodos semiempíricos ou analíticos equivalente a 3,0 e, portanto, ambas as fundações atendem à norma. Contudo, a probabilidade de ruína deve ser analisada através do índice de confiabilidade atrelado ao fator de segurança do elemento estrutural.

Na Figura 22, a curva de distribuição normal para os tubulões a céu aberto evidencia a área entre as curvas mínima para que haja ocorrência da ruína, o que não quer dizer que não apresente algum risco. Isso seria possível caso houvesse o afastado entre as curvas, ou seja, não havendo alguma intersecção entre elas o que implica à não ocorrência de ruína. Na Tabela 15, a fundação executada mostra que apenas o fator de segurança (9,59) não é suficiente para garantir a ocorrência de ruína, isso pode ser notado pelo índice de confiabilidade (2,609), que de maneira probabilística é muito superior ao que apresentou a fundação em sapata (14,711), sendo esta com um fator de segurança (4,19) muito inferior a fundação executada.

Outra maneira de ser fazer a análise da probabilidade de ruína é considerando a ocorrência mínima para população total. Considera-se o risco de ruína de pelo menos um entre setenta e dois ($1/72$) elementos de fundação, em que de maneira reversa calcula-se o fator de segurança mínimo, conseqüentemente, elevando o índice de confiabilidade, reduzindo a geometria da estrutura, afetando na minimizando de custos.

Em tabela, Aoki e Velloso sugerem valores do índice de confiabilidade máximos para se obter risco não considerável, como é o caso do risco de ruína em um elemento estrutural para um milhão ($1/1.000.000$) atribuindo 4,728 como índice de confiabilidade, sendo este um valor irreal para um projeto estrutural. Considerando as sapatas com valores quatro vezes superior de confiabilidade temos um risco de ruína muito próximo a zero, ou desprezível. Já para os tubulões a céu aberto, a curva apresenta uma probabilidade de ruína de um para duzentos ($1/200$) entre os elementos estruturais.

6 CONCLUSÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho analisou a probabilidade de ruína de duas soluções de fundações para uma parte da obra do Hospital Metropolitano de Delmiro Gouveia. As soluções correspondem à fundação executada no local, e uma outra solução sugerida neste trabalho. Para tanto, determinou-se a resistência do elemento de fundação, que para o caso da fundação executada foi calculada por métodos teóricos e semiempíricos. Neste caso, foi possível concluir que os métodos semiempíricos (Aoki e Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978)) não apresentaram distribuição probabilística normal, ou seja, não houve dispersão na amostragem. Sendo assim, a fundação executada em tubulão à céu aberto e a fundação alternativa em sapata tiveram resistências calculadas pelo método teórico de Terzaghi com proposição de Vésic (1943).

Diante disso, os resultados mostraram que a fundação executada apresentou um fator de segurança de 9,59 com um índice de confiabilidade de 2,609, enquanto a fundação alternativa apesar do fator de segurança de 4,19, mostrou maior confiabilidade de 14,711. Ou seja, quanto maior índice de confiabilidade, menor o risco de ruína, o que implica que apenas o fator de segurança considerado por norma não é o suficiente para se determinar a segurança da estrutura de fundação.

Com isso percebe-se que para o Bloco A da Obra do Hospital do Alto Sertão, a fundação alternativa em sapata possui risco de ruína desprezível. A fundação em sapatas possui menores complexidades de execução comparado a tubulões à céu aberto, além da incidência de periculosidade na fundação profunda, pois se faz necessário a descida de um funcionário para limpeza de sua base.

Neste sentido, o projetista poderá analisar não apenas os fatores de segurança globais, mas os parciais, as dispersões (desvio-padrão) para resistência e solicitação, admitindo maiores índices de confiabilidade, garantindo qualidade e segurança na estrutura de fundações.

Por fim, a análise da probabilidade de ruína mostra que apesar do coeficiente de segurança ser definido por norma, não significa que o evento não ocorra. O que apresenta na prática, uma adequação do projeto para não ocorrência da ruína, ou para se evitar problemas futuros, caso haja o mínimo de ruína possível.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Analisar a probabilidade de ruína para os outros blocos do Hospital do Alto Sertão (B, C e D), como também para o Centro de Referência e Diagnóstico;
- Estimar a capacidade de carga por outros métodos semiempíricos e empíricos, e compará-los;
- Utilizar outros métodos estatísticos para o cálculo de probabilidade de ruína;
- Analisar custos para fundação executada, e outros métodos de fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R. **Exercício de fundações**. Editora Edgard Blucher LTDA. São Paulo, 2010.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 2º ed. Rio Grande: Dunas, 2003. 4 v., p. 231.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR – 6122 Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2019.

_____. **NBR 15575-2 Edificações habitacionais – Desempenho parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais**. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 6484 Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.

_____. **NBR 8036 Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

AZEVEDO, C. P. B. **Projeto de fundações de linhas de transmissão baseado em confiabilidade**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

BEILFUSS, T. **Estudo comparativo da fundação de um edifício modelo: estaca x tubulão**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí-RS, 2012.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficinas de Textos, 2011.

GOOGLE EARTH. **Área de implantação do Hospital do Alto Sertão, Delmiro Gouveia/AL**. Disponível em: <<https://earth.google.com/web/>>. Acesso em 23 de novembro de 2020.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA ESTATÍSTICA, IBGE. **Cidades**. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/>>. Acesso em 23 de novembro de 2020.

MARANGON, M.; **Geotecnia de Fundações e Obras de Terra**. 2018. Disponível em: <<https://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/GEF06-CapacidadeCarga-FundProfunda-2018-11.pdf>> Acesso em: 10 de dezembro de 2020.

SANTOS, N. J.A. F. **Análise de Confiabilidade de projetos de fundações por estacas a partir de metodologia semi-empíricas aplicadas em casos reais de obra**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia-AL, 2018.

TOTAL CONSTRUÇÃO. **Tubulões**. Disponível em: <<https://www.totalconstrucao.com.br/>>. Acesso em: 10 de dezembro de 2020.

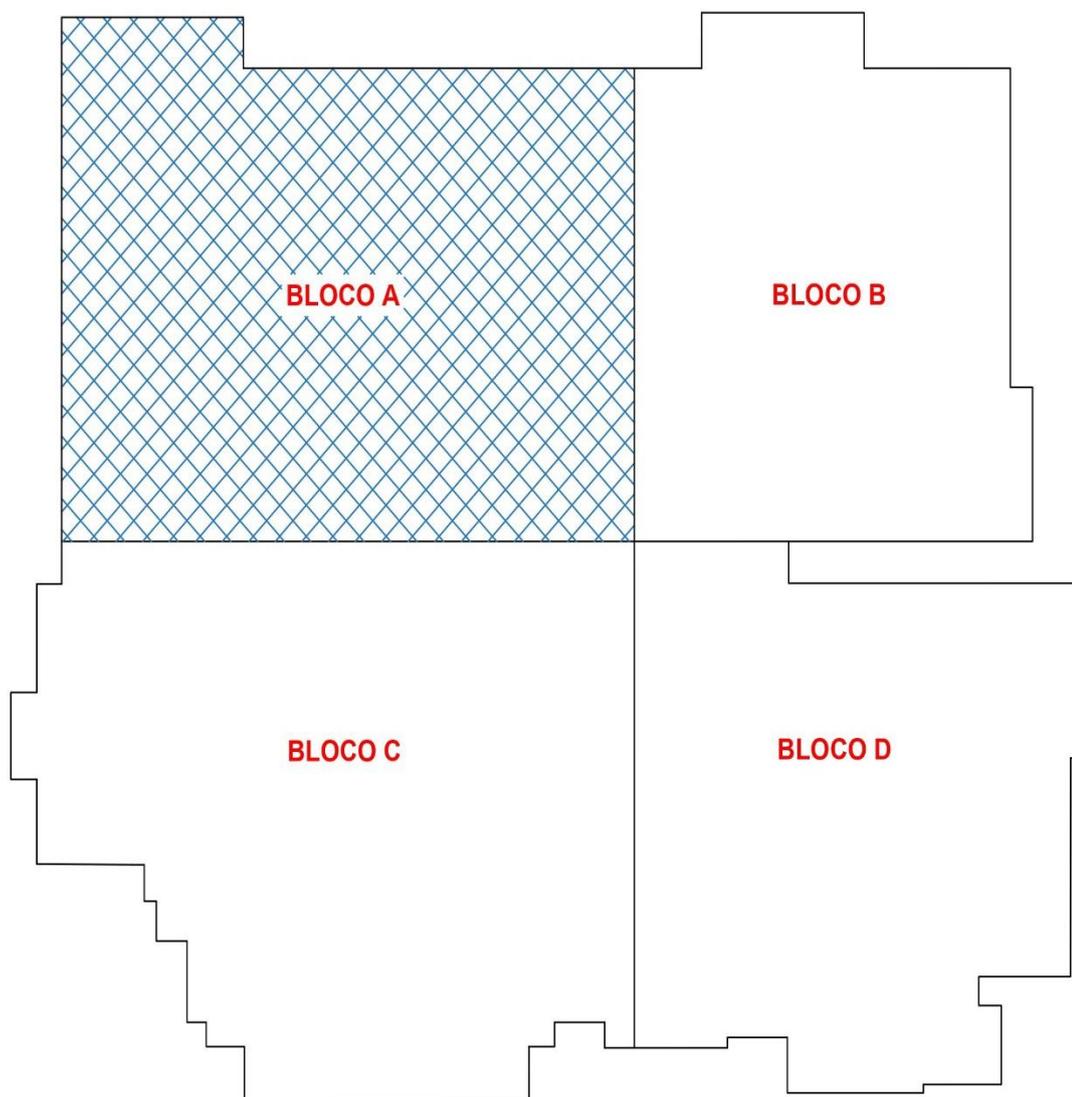
TQSDOCS. **Capacidade de carga – Sapatas**. Disponível em: <<http://docs.tqs.com.br/Docs/>>. Acesso em: 20 de janeiro de 2020.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2^od. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ANEXO A

Figura 24 - Divisão dos Blocos em planta baixa



Fonte: Autora (2020).

ANEXO B

Quadro 1 – Dados dimensionados para fundação executada em Tubulão à céu aberto

BLOCO A - TUBULÕES												
Total: 72	BLOCO	Dimensões		Cota de arrasamento (m)	H (m)	N (tf)	N (kN)	Ap	Solicitação (KN/m ²)	AOKI	DECOURT	TERZAGHI
		Df (m)	Db(m)									
		0,6	1	0	1,2	20,6	282,92	0,79	360,23	12042,8	7225,7	3142,38
		0,6	1	0	1,5	38,2	524,64	0,79	667,99			3780,27
		0,6	1	0	2,2	35,6	488,93	0,79	622,53			5268,68
		0,6	0,6	0	4	15,1	207,38	0,28	733,47			8859,70
		0,6	1	0	2,1	26,5	363,95	0,79	463,40			5056,05
		0,6	0,6	0	2	14,6	200,52	0,28	709,18			4607,10
		0,6	0,6	0	2,2	10,3	141,46	0,28	500,31			5032,36
		0,6	1	0	2,5	28,8	395,54	0,79	503,62			5906,57
		0,6	1	0	3,3	18,6	255,45	0,79	325,25			7607,62
		0,6	1	0	1,2	34,7	476,57	0,79	606,79			3142,38
	0,9	0,6	1,15	0,75	1,1	70,8	972,37	1,04	936,15			3018,37
		0,6	1	0	1,5	65,2	895,46	0,79	1140,13			3780,27
		0,6	1	0	2	40,4	554,85	0,79	706,46			4843,42
		0,6	1	0	2,1	19,5	267,81	0,79	340,99			5056,05
		0,6	1	0	2	34,7	476,57	0,79	606,79			4843,42
		0,6	1	0	2,1	28,6	392,79	0,79	500,12			5056,05
		6	1	0	2,5	34,8	477,94	0,79	608,54			5906,57

BLOCO A - TUBULÕES												
Total: 72	BLOCO	Dimensões		Cota de arrasamento (m)	H (m)	N (tf)	N (kN)	Ap	Solicitação (KN/m²)	AOKI	DECOURT	TERZAGHI
		Df (m)	Db(m)									
		0,6	1	0	1,2	20,6	282,92	0,79	360,23	12042,8	7225,7	3142,38
		0,6	1	0	1,8	39,3	539,75	0,79	687,23			4418,16
		0,6	1	0	2,35	25,4	348,84	0,79	444,16			5587,63
		0,6	1	0	3,35	39	535,63	0,79	681,98			7713,93
		0,6	1	0	2,5	23,8	326,87	0,79	416,18			5906,57
		0,6	1	0	2,3	42,4	582,32	0,79	741,43			5481,31
		0,6	1	0	2	24,1	330,99	0,79	421,43			4843,42
		0,6	1	0	1	32,5	446,36	0,79	568,32			2717,12
	0,9	0,6	1	0,75	1,2	69,3	951,77	0,79	1211,83			3142,38
		0,6	1	0	1,8	62,9	863,87	0,79	1099,91			4418,16
		0,6	1	0	2,4	43,3	594,68	0,79	757,17			5693,94
		0,6	0,6	0	2,3	13,9	190,90	0,28	675,18			5244,99
		0,6	0,6	0	2,3	24,2	332,36	0,28	1175,49			5244,99
	0,9	0,6	1,05	0,75	3,3	61,2	840,52	0,87	970,69			7637,16
		0,6	1	0	2,3	29,9	410,65	0,79	522,85			5481,31
		0,6	1	0	3	41,7	572,71	0,79	729,19			6969,73
		0,6	1	0	2,35	29	398,29	0,79	507,11			5587,63
		0,6	1	0	2,8	25,2	346,10	0,79	440,66			6544,47
		0,6	1	0	3	34	466,96	0,79	594,55			6969,73
		0,6	1	0	2	48,2	661,98	0,79	842,86			4843,42

BLOCO A - TUBULÕES												
Total: 72	BLOCO	Dimensões		Cota de arrasamento (m)	H (m)	N (tf)	N (kN)	Ap	Solicitação (KN/m ²)	AOKI	DECOURT	TERZAGHI
		Df (m)	Db(m)									
BA1		0,6	1	0	1,2	20,6	282,92	0,79	360,23	12042,8	7225,7	3142,38
BA37		0,6	1	0	2,2	45,3	622,15	0,79	792,15			5268,68
BA38		0,6	1	0	3,06	55,3	759,49	0,79	967,01			7097,30
BA39		0,6	1	0	2	29,4	403,78	0,79	514,11			4843,42
BA40		0,6	1	0	2,8	32,1	440,86	0,79	561,32			6544,47
BA41		0,6	0,6	0	2,6	13,8	189,53	0,28	670,32			5882,88
BA42		0,6	1	0	3	23,6	324,12	0,79	412,69			6969,73
BA43		0,6	1	0	3	21,9	300,77	0,79	382,96			6969,73
BA44		0,6	1	0	2,7	23	315,88	0,79	402,19			6331,83
BA45		0,6	1	0	1,9	19,9	273,31	0,79	347,98			4630,79
BA46		0,6	1	0	3	29,9	410,65	0,79	522,85			6969,73
BA47		0,6	0,6	0	2,8	15,5	212,88	0,28	752,90			6308,14
BA48		0,6	1	0	3,2	52,4	719,66	0,79	916,30			7394,99
BA49		0,6	1	0	6	57,3	786,96	0,79	1001,99			13348,64
BA50		0,6	0,6	0	2,1	16,4	225,24	0,28	796,62			4819,73
BA51		0,6	1	0	2,1	29,4	403,78	0,79	514,11			5056,05
BA52		0,6	1	0	2,3	27,2	373,56	0,79	475,64			5481,31
BA53		0,6	1	0	2,6	39,4	541,12	0,79	688,97			6119,20
BA54		0,6	1	0	3	24,6	337,86	0,79	430,17			6969,73
BA55		0,6	1	0	3	38,6	530,13	0,79	674,99			6969,73
BA56		0,6	1	0	3,1	52,1	715,54	0,79	911,06			7182,36

BLOCO A - TUBULÕES												
Total: 72	BLOCO	Dimensões		Cota de arrasamento (m)	H (m)	N (tf)	N (kN)	Ap	Solicitação (KN/m ²)	AOKI	DECOURT	TERZAGHI
		Df (m)	Db(m)									
BA1		0,6	1	0	1,2	20,6	282,92	0,79	360,23	12042,8	7225,7	3142,38
BA57		0,6	1	0	2,8	34,5	473,82	0,79	603,29			6544,47
BA58		0,6	1	0	4	38,5	528,76	0,79	673,24			9096,03
BA59		0,6	1	0	3,38	60	824,04	0,79	1049,20			7777,72
BA60		0,6	1	0	6	44,3	608,42	0,79	774,66			13348,64
BA61		0,6	1	0	2	22,4	307,64	0,79	391,70			4843,42
BA62		0,6	1	0	2,1	36,4	499,92	0,79	636,51			5056,05
BA63		0,6	1	0	2,1	30,3	416,14	0,79	529,85			5056,05
BA64		0,6	1	0	2,4	40,2	552,11	0,79	702,96			5693,94
BA65		0,6	1	0	2,5	26,4	362,58	0,79	461,65			5906,57
BA66		0,6	0,6	0	2,4	5,1	70,04	0,28	247,73			5457,62
BA67		0,6	1	0	2,4	16,1	221,12	0,79	281,54			5693,94
BA68		0,6	1	0	2,1	17,4	238,97	0,79	304,27			5056,05
BA69		0,6	1	0	2,5	31	425,75	0,79	542,09			5906,57
BA70		0,6	1	0	4	29,3	402,41	0,79	512,36			9096,03
BA71		0,6	1	0	4	45,3	622,15	0,79	792,15			9096,03
BA72		0,6	1	0	6	30,8	423,01	0,79	538,59			13348,64

Fonte: Autora (2021).

ANEXO C

Quadro 2 – Dados dimensionados para fundação alternativa em Sapatas

BLOCO A - SAPATAS															
Total: 72	PILAR (A) (cm)	PILAR (B) (cm)	Dimensões		Mx (Kgf.m)	My (Kgf.m)	ex (m)	ey(m)	Cota de assentamento (m)	N (tf)	N (kN)	Resistência (kN/m ²)	Solicitação (kN/m ²)		
			A (m)	B (m)											
P1	25	25	0,60	0,60	900	12,361	400	5,4936	0,04369	0,01942	1,5	20,6	282,92	3543,94	785,89
P2	30	25	0,75	0,75	2300	31,588	200	2,7468	0,06021	0,00524	1,5	38,2	524,639	3513,28	932,69
P3	25	25	0,70	0,70	1100	15,107	300	4,1202	0,0309	0,00843	1,5	35,6	488,93	3603,03	997,82
P4	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,01325	0,01325	1,5	15,1	207,383	3543,94	576,07
P5	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,00755	0,00755	1,5	26,5	363,951	3543,94	1010,98
P6	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,0137	0,0137	1,5	14,6	200,516	3543,94	556,99
P7	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,01942	0,01942	1,5	10,3	141,46	3543,94	392,95
P8	20	20	0,70	0,70	200	2,7468	200	2,7468	0,00694	0,00694	1,5	28,8	395,539	3603,03	807,22
P9	25	25	0,60	0,60	500	6,867	0	0	0,02688	0	1,5	18,6	255,452	3543,94	709,59
P10	25	20	0,75	0,70	100	1,3734	300	4,1202	0,00288	0,00865	1,5	34,7	476,57	3482,26	907,75
P11		40x40x20x20	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0	1,5	70,8	972,367	3780,27	972,37
P12	25	20	1,00	0,95	200	2,7468	300	4,1202	0,00307	0,0046	1,5	65,2	895,457	3486,54	942,59
P13	20	20	0,80	0,80	300	4,1202	300	4,1202	0,00743	0,00743	1,5	40,4	554,854	3662,11	866,96
P14	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,01026	0,01026	1,5	19,5	267,813	3543,94	743,93
P15	20	20	0,70	0,70	300	4,1202	200	2,7468	0,00865	0,00576	1,5	34,7	476,57	3603,03	972,59
P16	20	20	0,70	0,70	200	2,7468	200	2,7468	0,00699	0,00699	1,5	28,6	392,792	3603,03	801,62

BLOCO A - SAPATAS															
Total: 72	PILAR (A) (cm)	PILAR (B) (cm)	Dimensões		Mx (Kgf.m)	Mx	My (Kgf.m)	My	ex (m)	ey(m)	Cota de assentamento (m)	N (tf)	N (kN)	Resistência (kN/m ²)	Solicitação (kN/m ²)
			A (m)	B (m)											
P17	40	20	0,90	0,70	200	2,7468	900	12,3606	0,00575	0,02586	1,5	34,8	477,943	3340,67	758,64
P18	40	20	0,90	0,75	300	4,1202	500	6,867	0,00763	0,01272	1,5	39,3	539,746	3374,59	799,62
P19	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,00787	0,00787	1,5	25,4	348,844	3543,94	969,01
P20	20	20	0,80	0,80	200	2,7468	200	2,7468	0,00513	0,00513	1,5	39	535,626	3662,11	836,92
P21	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,0084	0,0084	1,5	23,8	326,869	3543,94	907,97
P22	20	20	0,80	0,80	200	2,7468	200	2,7468	0,00472	0,00472	1,5	42,4	582,322	3662,11	909,88
P23	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	300	4,1202	0,0083	0,01245	1,5	24,1	330,989	3543,94	919,42
P24	20	20	0,70	0,70	200	2,7468	200	2,7468	0,00615	0,00615	1,5	32,5	446,355	3603,03	910,93
P25		40x40x20x20	1,00	1,00	3400	46,696	0	0	0,04906	0	1,5	69,3	951,766	3780,27	951,77
P26	25	20	1,00	0,90	400	5,4936	300	4,1202	0,00636	0,00477	1,5	62,9	863,869	3455,03	959,85
P27	20	20	0,80	0,80	200	2,7468	300	4,1202	0,00462	0,00693	1,5	43,3	594,682	3662,11	929,19
P28	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,01439	0,01439	1,5	13,9	190,903	3543,94	530,29
P29	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,00826	0,00826	1,5	24,2	332,363	3543,94	923,23
P30	70	20	1,20	0,90	0	0	1500	20,601	0	0,02451	1,5	61,2	840,521	3262,23	778,26
P31	20	20	0,70	0,70	300	4,1202	200	2,7468	0,01003	0,00669	1,5	29,9	410,647	3603,03	838,05
P32	20	20	0,80	0,80	300	4,1202	300	4,1202	0,00719	0,00719	1,5	41,7	572,708	3662,11	894,86
P33	20	20	0,70	0,70	200	2,7468	300	4,1202	0,0069	0,01034	1,5	29	398,286	3603,03	812,83
P34	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,00794	0,00794	1,5	25,2	346,097	3543,94	961,38
P35	20	20	0,70	0,70	200	2,7468	200	2,7468	0,00588	0,00588	1,5	34	466,956	3603,03	1026,28
P36	30	25	0,85	0,80	0	0	300	4,1202	0	0,00622	1,5	48,2	661,979	3595,00	973,50

BLOCO A - SAPATAS															
Total: 72	PILAR (A) (cm)	PILAR (B) (cm)	Dimensões		Mx (Kgf.m)	My (Kgf.m)	My (Kgf.m)	ex (m)	ey(m)	Cota de assentamento (m)	N (tf)	N (kN)	Resistência (kN/m ²)	Solicitação (kN/m ²)	
			A (m)	B (m)											
P37	30	25	0,80	0,80	0	0	400	5,4936	0	0,00883	1,5	45,3	622,15	3590,80	972,11
P38	25	25	0,90	0,90	400	5,4936	400	5,4936	0,00723	0,00723	1,5	55,3	759,49	3721,19	937,64
P39	20	20	0,70	0,70	300	4,1202	200	2,7468	0,0102	0,0068	1,5	29,4	403,78	3603,03	824,04
P40	20	20	0,70	0,70	300	4,1202	300	4,1202	0,00935	0,00935	1,5	32,1	440,861	3603,03	899,72
P41	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	300	4,1202	0,01449	0,02174	1,5	13,8	189,529	3543,94	526,47
P42	20	20	0,60	0,60	300	4,1202	300	4,1202	0,01271	0,01271	1,5	23,6	324,122	3543,94	900,34
P43	20	20	0,60	0,60	300	4,1202	300	4,1202	0,0137	0,0137	1,5	21,9	300,775	3543,94	835,49
P44	20	20	0,60	0,60	300	4,1202	300	4,1202	0,01304	0,01304	1,5	23	315,882	3543,94	877,45
P45	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,01005	0,01005	1,5	19,9	273,307	3543,94	759,19
P46	20	20	0,70	0,70	200	2,7468	300	4,1202	0,00669	0,01003	1,5	29,9	410,647	3603,03	838,05
P47	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	300	4,1202	0,0129	0,01935	1,5	15,5	212,877	3543,94	591,33
P48	25	20	0,85	0,85	300	4,1202	500	6,867	0,00573	0,00954	1,5	52,4	719,662	3289,40	931,60
P49	30	30	0,90	0,90	0	0	0	0	0	0	1,5	57,3	786,958	3721,19	971,55
P50	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	200	2,7468	0,0122	0,0122	1,5	16,4	225,238	3543,94	625,66
P51	20	20	0,70	0,70	200	2,7468	300	4,1202	0,0068	0,0102	1,5	29,4	403,78	3603,03	824,04
P52	25	20	0,65	0,60	600	8,2404	300	4,1202	0,02206	0,01103	1,5	27,2	373,565	3450,11	957,86
P53	25	20	0,75	0,70	700	9,6138	300	4,1202	0,01777	0,00761	1,5	39,4	541,12	3489,15	1030,70
P54	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	300	4,1202	0,00813	0,0122	1,5	24,6	337,856	3543,94	938,49
P55	20	20	0,75	0,75	200	2,7468	300	4,1202	0,00518	0,00777	1,5	38,6	530,132	3632,57	942,46
P56	20	20	0,90	0,90	200	2,7468	300	4,1202	0,00384	0,00576	1,5	52,1	715,541	3721,19	883,38
P57	20	20	0,70	0,70	300	4,1202	300	4,1202	0,0087	0,0087	1,5	34,5	473,823	3603,03	966,99

BLOCO A - SAPATAS															
Total: 72	PILAR (A) (cm)	PILAR (B) (cm)	Dimensões		Mx (Kgf.m)	My (Kgf.m)	My (Kgf.m)	ex (m)	ey(m)	Cota de assentamento (m)	N (tf)	N (kN)	Resistência (kN/m ²)	Solicitação (kN/m ²)	
			A (m)	B (m)											
P58	25	25	0,75	0,75	400	5,4936	300	4,1202	0,01039	0,00779	1,5	38,5	528,759	3632,57	940,02
P59	20	20	0,90	0,90	300	4,1202	300	4,1202	0,005	0,005	1,5	60	824,04	3721,19	1017,33
P60	30	25	0,80	0,75	500	6,867	0	0	0,01129	0	1,5	44,3	608,416	3560,03	1014,03
P61	20	20	0,60	0,60	300	4,1202	300	4,1202	0,01339	0,01339	1,5	22,4	307,642	3543,94	854,56
P62	20	20	0,70	0,70	300	4,1202	300	4,1202	0,00824	0,00824	1,5	36,4	499,918	3603,03	1020,24
P63	20	20	0,70	0,70	300	4,1202	300	4,1202	0,0099	0,0099	1,5	30,3	416,14	3603,03	849,27
P64	30	25	0,75	0,70	0	0	300	4,1202	0	0,00746	1,5	40,2	552,107	3482,26	920,18
P65	20	20	0,60	0,60	300	4,1202	300	4,1202	0,01136	0,01136	1,5	26,4	362,578	3543,94	1007,16
P66	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	300	4,1202	0,03922	0,05882	1,5	5,1	70,0434	3543,94	194,57
P67	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	300	4,1202	0,01242	0,01863	1,5	16,1	221,117	3543,94	614,22
P68	20	20	0,60	0,60	200	2,7468	300	4,1202	0,01149	0,01724	1,5	17,4	238,972	3543,94	663,81
P69	20	20	0,70	0,70	300	4,1202	300	4,1202	0,00968	0,00968	1,5	31	425,754	3603,03	868,89
P70	20	20	0,70	0,70	200	2,7468	300	4,1202	0,00683	0,01024	1,5	29,3	402,406	3603,03	821,24
P71	50	20	1,00	0,80	0	0	2800	38,4552	0	0,06181	1,5	45,3	622,15	3319,82	888,79
P72	30	25	0,70	0,65	0	0	0	0	0	0	1,5	30,8	423,007	3487,77	929,69

Fonte: Autora (2021).