

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS MG

ENGENHARIA CIVIL

KIMBERLY CHRYSTAL PEREIRA

**ESTUDO COMPARATIVO DE CAPACIDADE DE CARGA E PROBABILIDADE DE
RUÍNA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS PARA UM EDIFÍCIO EM LAMBARI-MG**

**Varginha
2020**

KIMBERLY CHRYSTAL PEREIRA

**ESTUDO COMPARATIVO DE CAPACIDADE DE CARGA E PROBABILIDADE DE
RUÍNA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS PARA UM EDIFÍCIO EM LAMBARI-MG**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel sob orientação da Professora Esp. Luane Caroline Mendes.

**Varginha
2020**

KIMBERLY CHRYSTAL PEREIRA

**ESTUDO COMPARATIVO DE CAPACIDADE DE CARGA E PROBABILIDADE DE
RUÍNA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS PARA UM EDIFÍCIO EM LAMBARI-MG**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito
para obtenção do grau de bacharel pela Banca
Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / / /

Prof^a Esp. Luane Carolina Mendes

OBS.:

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho a minha família que sempre esteve ao meu lado, apoiando e dando forças durante essa caminhada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, a Deus pois sem ele nada disso seria possível. A minha família, meus pais, Adriano e Claudia, meus irmãos, Yann e Yaman, meus cunhados, Helen e Eder, meus sobrinhos, Manoella e Rodrigo, que tanto me apoiaram, me dando forças, amor e estão comigo pro que der e vier. Ao meu namorado, Rafael, pelo companheirismo e apoio nesse último ano de faculdade. Aos meus amigos que contribuíram de alguma forma e torceram por mim.

“Seja forte e corajoso! Não se apavore nem desanime, pois o Senhor, o seu Deus, estará com você por onde você andar.”

(Josué 1:9)

RESUMO

A presente pesquisa tem como principal foco o estudo comparativo de capacidade de carga e a probabilidade de ruína de fundações profundas para um edifício em Lambari-MG. O objetivo geral é apresentar um estudo prático comparando os tipos de fundações, identificar as melhores a serem utilizadas e analisar as relações de confiabilidade e a probabilidade de ruína para o projeto. Para tanto, caracteriza-se o perfil geotécnico com os dados obtidos no ensaio Standard Penetration Test (SPT) e dimensiona-se o estrutural, capacidade de carga, carga admissível e a probabilidade de ruína. Aborda-se a análise comparativa de capacidade de carga e a probabilidade de ruína para fundações profundas, que tem o objetivo de evitar problemas após a execução ou até mesmo antes, no projeto, pois quando se trata do início da obra, é de suma importância evitar, ou até mesmo que não exista erros em sua concepção. Com o levantamento de informações ao longo da pesquisa e da análise das informações, conclui-se que seria viável o uso de estacas de fácil execução, que não produzissem vibrações pela presença de construções vizinhas, que não atingissem grandes profundidades e principalmente respeitando as limitações do município. Dessa forma, foram escolhidas as estacas tipo Hélice Contínua e as estacas Strauss, que possuem técnicas de construção semelhantes, porém desempenhos diferentes no solo. Com os dados obtidos a partir do estudo e cálculos, chegou-se a uma capacidade de carga maior para a Estaca Tipo Hélice Contínua e um índice de confiabilidade maior, e por consequência uma probabilidade de ruína menor. Já Estaca Strauss, que para o presente projeto deverá ser executada somente se a variabilidade do solo for inferior a 5%, sua capacidade de carga será menor e o índice de confiabilidade menor, como resultado, uma probabilidade de ruína maior.

Palavras-chave: Fundações profundas. Capacidade de Carga. Probabilidade de Ruína. Métodos Semiempíricos.

ABSTRACT

This search has as main focus the comparative study of weight capacity and the ruin probability of the deep foundations for a building in Lambari-MG. The general objective is to show a practical study, comparing the types of foundations, to identify the best ones to be used and to analyze the reliability relationships and the ruin probability for the project. For this, the geotechnical profile is characterized with the data obtained in the Standard Penetration Test (SPT) and the structural dimension, load capacity, permissible load and the probability of ruin are dimensioned. We will also address the comparative analysis of weight capacity and the ruin probability of the deep foundations, which has the importance of avoiding problems after the execution or even before, in the project, because when it comes the beginning of the building, it is very important to avoid, or even that prevent errors in its design. With the survey of information throughout the research and the analysis of the information, it was possible to conclude that it would be feasible to use piles of easy execution, do not produce vibrations due to the presence of neighboring buildings, did not reach great depths and mainly respecting the municipality limits. So, the Augercast piles and Strauss piles were chosen, which have similar construction techniques, but different performances in the soil. With the data obtained from the study and calculations, a greater load capacity was reached for the Augercast piles and a higher reliability index, and consequently a lower ruin probability. Strauss piles, which for the present project should only be carried out if the soil variability is less than 5%, its load capacity will be lower and the reliability index lower, as a result, a greater likelihood of ruin.

Keywords: *Deep foundations. Battery capacity. Probability of Ruin. Empirical Methods.*

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	11
1.1 Justificativa	11
1.2 Objetivo Geral	12
1.3 Objetivo Especifico	12
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1 Investigação Geotécnica	12
2.1.1 Sondagem a percussão com SPT	14
2.2 Segurança das Estruturas nas Fundações	17
2.2.1 Estados Limites Últimos (ELU)	17
2.2.2 Estados Limites de Serviço (ELS)	18
2.3 Elementos de Fundação.....	18
2.3.1 Fundação Rasas	18
2.3.2 Fundação Profunda	19
2.4 Capacidade Carga	21
2.4.1 Método Aoki-Velloso (1975)	21
2.4.2 Método Décourt-Quaresma (1978)	23
2.4.3 Método Teixeira (1996).....	25
2.5 Carga Admissível.....	26
2.5.1 Carga de Catálogo	27
2.5.2 Escolha do Tipo de Estaca	27
2.5.3 Metodologias de Projeto.....	28
2.5.3.1 Primeira Metodologia	28
2.5.3.2 Segunda Metodologia	29
2.5.3.3 Terceira Metodologia.....	29
2.6 Probabilidade de Ruína	29
2.6.1 Insuficiência do Fator de Segurança Global	30
2.6.2 Margem de Segurança	32
2.6.3 Índice de Confiabilidade.....	33
3. MATERIAIS E METODOS	36
4. ESTUDO DE CASO	37
4.1 Perfil Geotécnica do Solo	37
4.2 Dimensionamento da Capacidade de Carga	38
4.2.1 Estacas Tipo Hélice Contínua	38

4.2.2 Estaca Strauss.....	39
4.3 Dimensionamento Estrutural	40
4.4 Dimensionamento da Carga Admissível.....	41
4.5 Dimensionamento da Probabilidade de Ruína	41
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	42
6. CONCLUSÃO.....	48
REFERÊNCIAS	49
ANEXO A.....	51
ANEXO B.....	52
ANEXO C.....	53
ANEXO D.....	54
ANEXO E	55
ANEXO F	56
ANEXO G.....	57
ANEXO H.....	58
ANEXO I.....	59
ANEXO J.....	60

INTRODUÇÃO

No que se refere aos elementos de fundação é necessário cautela e precisão em sua execução, pois é onde serão envolvidos elementos da natureza e os solos, sendo primordial analisar as características geotécnicas do local, evitando assim consequências para a edificação.

Alonso (2010) enfatiza que como se trata de elementos enterrados, não será possível inspecioná-los facilmente após sua conclusão, diferentemente como ocorre com outros elementos da estrutura (pilares, vigas, alvenaria etc). Isso torna a eficiência e a competência de suma importância para um bom desempenho da fundação.

Dessa forma, antes de decidir qual o tipo de fundação será utilizada, é necessário cuidado na verificação dos dados, tais como: perfil geológico do terreno a partir dos dados de sondagem, acessibilidade, condições das edificações vizinhas, escolha da melhor técnica de dimensionamento e execução da obra, viabilidade econômica, entre outras.

Sendo assim, nesse trabalho, serão abordados os conceitos iniciais de fundação, caracterização e parâmetro de resistência dos solos. Serão abordadas também as metodologias utilizadas para cálculos de capacidade de carga das fundações e carga admissível da fundação investigando o conjunto solo-estrutura. E posteriormente, serão analisados os fatores de ruína que uma estrutura pode apresentar. Adotando-se medidas de prevenção e de redução dos possíveis danos as pessoas e ao ambiente.

1.1 Justificativa

A escolha da presente pesquisa de análise comparativa de capacidade de carga e da probabilidade de ruína para fundações profundas justifica-se pela importância de evitar problemas após a execução ou até mesmo antes, no projeto. Quando se trata do início da obra, é de suma importância que não exista erros em sua concepção.

Para evitar erros, é necessário compreender os tipos, as características, os estudos e a aplicação de cada uma das fundações, sendo importante encontrar a melhor solução definitiva, a partir da análise cautelosa desde o momento de execução, com essencial comparação com o projeto pré elaborado.

Fica claro que as empresas e os profissionais da área da construção civil serão beneficiados com a implantação da verificação e com o resultado do estudo comparativo e da análise de ruína.

Assim, é necessário entender que a execução do dimensionamento correto e a escolha

ideal de uma fundação que demonstra estabilidade para construção nos trará uma visão da importância de uma fundação, de sua confiabilidade e da probabilidade de ruína. Ainda, há o fator da viabilidade econômica, sendo sempre importante considerar para toda área da engenharia civil.

1.2 Objetivo Geral

O objetivo geral consiste em apresentar um estudo prático comparando os tipos de fundações, identificar as melhores a serem usadas e analisar as relações de confiabilidade e a probabilidade de ruína para o projeto.

1.3 Objetivo Específico

Para atingir o objetivo geral, é necessário que os objetivos específicos descritos a seguir sejam alcançados no decorrer do estudo:

- ✓ Caracterizar o perfil geotécnico com os dados obtidos no ensaio Standard Penetration Test (SPT) ;
- ✓ Apresentar o dimensionamento estrutural para a Estaca Tipo Hélice Contínua e Estaca Strauss;
- ✓ Dimensionar a capacidade de carga, carga admissível e a probabilidade de ruína;
- ✓ Elaborar um comparativo entre o dados obtidos no dimensionamento para cada estaca estudada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Investigação Geotécnica

Quando se trata de um projeto de fundações, é fundamental que seja feita a investigação geotécnica, pois é a partir dela que conseguimos definir o tipo de solo que iremos trabalhar. Com isso, poderá ser tomada a decisão de qual tipo de fundação será utilizado, o método de cálculo, além de determinar a tensão admissível do solo, o coeficiente de segurança e a carga de ruptura (ABBAD,2014).

Conforme Cintra *et al.* (2013) relatam o solo se trata de um material natural, e, portanto, muito variável quanto à posição e ao comportamento sob carga, o que leva a variabilidade do

maciço de solo evidenciando uma heterogeneidade tridimensional, a qual se torna de suma importância uma análise do maciço de solos.

Na área da engenharia civil, são conhecidos alguns métodos que possibilitam essa investigação do solo. De acordo com a ABNT NBR 6122:2019, os ensaios mais usuais na prática brasileira e outros disponíveis são: sondagem mista e rotativas, sondagem a percussão com SPT, ensaio de cone (CPT), ensaio de palheta (*vane test*), ensaio de placa, ensaio pressiométrico (PMT), ensaio dilatométrico, ensaio sísmico e ensaio de permeabilidade.

Cintra *et al.* (2013) acrescentam que o ensaio mais utilizado (e muitas vezes o único) para projeto de fundações é o SPT, a sigla inglesa de Standar Penetration Test, que consiste em fazer perfurações verticais no maciço do solo, os chamados furos de sondagem.

De acordo com a ABNT NBR 8036:1983, esses furos de sondagens devem ser executados a partir da seguinte análise:

1. Para cada 200m² de área da projeção em planta do edifício, até 1200m² de área, deverá ser feito no mínimo um furo de sondagem;
2. Para cada 400m² de área de projeção, deverá ser feito um furo de sondagem adicional, sendo a área entre 1200m² a 2400m²;
3. Para a projeção acima de 2400m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção.

Seja para qualquer situação, o número mínimo de sondagens deve ser:

- a) dois para área de projeção em planta do edifício até 200m²;
- b) três para área entre 200m² e 400m².

Dessa forma podemos elaborar uma tabela resumo relacionando a área e o seu respectivo número de furos. A Tabela 01 mostra a seguir.

Tabela 01: Número de furos de sondagens em relação à área construída.

Área construída (m²)	Número mínimo de furos
<200	2
200 a 400	3
400 a 600	3
600 a 800	4
800 a 1000	5
1000 a 1200	6
1200 a 1600	7
1600 a 20000	8
20000 a 2400	9
>2400	a critério

Fonte: ABNT NBR 8036:1983

2.1.1 Sondagem a percussão com SPT

Como o presente estudo de caso será feito com base no método de investigação de sondagem a percussão com o SPT, iremos focar somente nesse tipo de análise para que o mesmo seja aperfeiçoado. O método é normatizado pela ABNT (Associação de Normas Técnicas) através da ABNT NBR 6484:2001 “Solo – Sondagens de Simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio”, cujas finalidades são determinar os tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível d’água e os índices de resistência à penetração (N) a cada metro.

A partir dessa finalidade, caracteriza-se o procedimento feito para a execução de Sondagem a Percussão com SPT.

Primeiramente deverá ser feita a locação do furo e a determinação da quantidade, de acordo com a ABNT NBR 8036:1983, que levará em conta as características do terreno e o tipo de obra que será executada no local. Nos locais estabelecidos para a locação dos furos, será montado um equipamento chamado de torre. Posiciona-se a haste devidamente alinhada com o furo e apoia-se um amostrador padrão na base de cada furo. Esse procedimento é feito após retirar 1 metro de solo, e isso é necessário, pois normalmente nesse primeiro metro de solo a resistência é baixa por conter uma alta quantidade de matéria orgânica ou até mesmo sua compactação ter sido modificada, e ainda ajuda no nivelamento do amostrador.

Feito isto, ergue-se o martelo de 65 kg, 75 cm acima da cabeça da haste, sendo solto em queda livre, e a quantidade de golpes necessário para atingir os últimos 30cm de cada camada será caracterizado como o valor de resistência a penetração do solo naquele trecho, sendo denominado como N_{SPT} .

Em seguida, são intercalados os tipos de operações de perfuração entre às de ensaio e às de amostragem, sendo utilizado o trado helicoidal até atingir o nível d'água. Caso o avanço da perfuração do trato helicoidal for inferior a 5cm após 10 minutos de operação ou quando o solo não aderir ao trado, é utilizado o método por circulação de água, também chamado de lavagem. Em tal método é utilizado como ferramenta de escavação um trepano, que fará a função de remoção do material através da circulação de água, o qual será realizado por uma bomba d'água motorizada. No decorrer da operação de perfuração, as camadas detectadas por exame tátil-visual devem ser anotadas e assim como a mudança de coloração de materiais trazidos pelo trado helicoidal ou pela água de circulação.

O ensaio deverá ser interrompido quando atingir uma camada de solo impenetrável ou quando chegar ao critério técnico de construção da obra.

As amostras deverão ser coletadas a cada 1 metro de profundidade, sendo os últimos 45 cm de cravação usados na contagem de golpes, deve-se anotar claramente no relatório. Cada amostra é coloca em um recipiente etiquetado, acondicionado e levado ao laboratório onde serão analisadas quanto composição granulométrica, plasticidade, cor e origem do solo. A Tabela 02 expressa o tipo de solo caracterizado através de ensaios laboratoriais com seus respectivos índices de resistência à penetração e designações.

Tabela 02: Estados de compacidade e de consistência

	Índice de resistência à penetração	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compacidade das areis (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: ABNT NBR 6484:2001

A NBR mencionada acima ainda traz o que deverá constar no relatório definitivo:

- a) nome do interessado/contratante;
- b) local e natureza da obra;
- c) descrição sumária do método e dos equipamentos empregados na realização das sondagens;
- d) total perfurado, em metros;
- e) declaração de que foram obedecidas as normas brasileiras relativas ao assunto;
- f) outras observações e comentários, se julgados importantes; e
- g) referências aos desenhos constantes no relatório.

Tais desenhos, serão anexados ao relatório e devem conter planta do local da obra com a especificação do local de execução de cada furo, a posição de referência do nível d'água, o perfil de sondagem indicando a resistência do solo para cada metro perfurado e o tipo e espessura do material.

E por fim, os resultados finais obtidos através das sondagens de simples reconhecimento devem ser apresentados em relatórios numerados, datados e assinados por responsáveis técnicos pelo trabalho, diante o Conselho Regional de Engenharia e Agronomia – CREA.

2.2 Segurança das Estruturas nas Fundações

Quando nos referimos a segurança das estruturas, é de extrema importância analisar as ações provenientes da superestrutura, pois é a partir delas que poderemos estabelecer critérios e definições de quantificação das ações e das resistências a serem analisadas no projeto das estruturas de uma edificação. Essas ações podem ser classificadas como permanentes, variáveis e excepcionais. (ABNT NBR 8681:2003)

Além das ações mencionadas acima, a ABNT NBR 6122:2019 considera outros tipos de ações e suas combinações, e demais solicitações conhecidas e de suscetível ocorrência, que são:

1. Ações decorrentes do terreno;
2. Ações decorrentes da água superficial e subterrânea;
3. Ações variáveis especiais;
4. Análise de interação fundação-estrutura;
5. Peso próprio das fundações;
6. Alívio de cargas devido a vigas alavanca;
7. Atrito negativo.

A ABNT NBR 6122:2019 acrescenta que diante da presença de tais ações, a estrutura deve garantir a sua segurança sendo verificada quanto aos Estados Limite Últimos (ELU) e os Estados Limites de Serviço (ELS), onde deverá ser considerada a sensibilidade da estrutura às deformações das fundações.

2.2.1 Estados Limites Últimos (ELU)

Os estados limites últimos estão associados ao colapso da fundação, sendo considerados alguns mecanismos que podem caracterizar tal condição:

- a) Perda de estabilidade global;
- b) Ruptura por esgotamento da resistência do terreno;
- c) Ruptura por deslizamento (fundações rasas);
- d) Ruptura estrutural em decorrência de movimento da fundação;

- e) Arrancamento do terreno ou insuficiência de resistência por tração;
- f) Ruptura do terreno decorrente de carregamentos transversais;
- g) Ruptura estrutural por compressão, tração, flexão, cisalhamento ou flambagem (fundações profundas).

2.2.2 Estados Limites de Serviço (ELS)

Os estados limites de serviço consistem da verificação de ações que comprometem o desempenho da obra, levando a problemas em seu desempenho, tais como vibrações e trincas.

Devem atender a verificação:

$$E_k \leq C$$

Onde:

E_k é o valor característico do efeito das ações, calculado considerando-se parâmetros geotécnicos característicos e ações características;

C é o valor limite de serviço (admissível) do efeito das ações.

2.3 Elementos de Fundação

As fundações são elementos estruturais cuja função é transmitir os esforços do conjunto estrutural para o solo, ou seja, é a responsável pela interação solo-estrutura (AZEREDO,1997).

Segundo a ABNT NBR 6122:2019, as fundações são divididas em duas categorias: as fundações rasas (diretas ou superficiais) e as fundações profundas.

2.3.1 Fundação Rasas

As fundações rasas, também conhecidas como diretas ou superficiais, são aquelas que cuja profundidade de assentamento é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo as tensões distribuídas que serão as responsáveis por equilibrar a carga aplicada. (ABNT NBR 6122:2019)

Quanto aos tipos de fundações rasas, a NBR citada acima traz as formas como esse elemento pode ser apresentado e suas respectivas definições:

1. Bloco: elemento de concreto ou outros materiais tais como alvenaria ou pedra, o qual foi dimensionado para que as trações aplicadas sejam resistidas pelo material, sem necessidade de armadura;
2. Radier: elemento dotado de rigidez para receber e distribuir mais do que 70% das cargas da estrutura;
3. Sapata Isolada: elemento dimensionado de modo que as armaduras empregadas sejam dispostas especificamente para resistir a esforços de tensões de tração;
4. Sapata Associada: possui em comum dois pilares; sendo aplica também sua denominação a sapata comum a mais do que dois pilares, desde que não estejam alinhados e que representem menos de 70% das cargas da estrutura;
5. Sapata Corrida: submete-se à ação de uma carga distribuída linearmente ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento, desde que representem menos de 70% das cargas da estrutura.

2.3.2 Fundação Profunda

De acordo com a ABNT NBR 6122:2019 fundações profundas são elementos que transmitem a carga ao terreno ou pela base, através da resistência de ponta, ou por sua superfície lateral, também denominada de resistência de fuste. A sua ponta ou base é apoiada a uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 metros. Segundo a mesma NBR, as fundações profundas enquadram-se nessas definições:

1. Broca: furada com trado manual, preenchida de concreto, com comprimento mínimo de 3 metros, utilizada para pequenas construções, com cargas limitadas a 100 kN;
2. Estaca de Concreto moldada in loco: executada no terreno onde previamente são feitas as perfurações. Estas são preenchidas com concreto, argamassa ou calda de cimento. Suas armações podem ser totais ou parciais;
3. Estaca de reação (mega ou prensada): é introduzida no terreno por meio de macaco hidráulico e sua finalidade é reagir contra a estrutura. Pode ser metálica ou de concreto;
4. Estaca escavada com uso de fluído estabilizante: moldada in loco, sendo a estabilidade da perfuração assegurada pelo uso de fluído estabilizante (ou água, quando houver também revestimento metálico);

5. Estaca escavada mecanicamente: perfuração por trado mecânico, sem emprego de revestimento ou fluído estabilizante;
6. Estaca Franki: moldada in loco, sua execução por meio da cravação de um tubo de ponta fechada, por sucessivos golpes de um pilão;
7. Estaca Hélice contínua: moldada in loco, sua perfuração é mediante a introdução de um trado helicoidal rotativo. A concretagem é feita pela própria haste central do trado, simultânea à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca;
8. Estaca metálica ou de aço: estaca cravada, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos;
9. Estaca mista: é constituída de dois materiais de segmentos distintos, como madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco etc;
10. Estaca pré-moldada ou pré-fabricada de concreto: constituída de concreto, introduzida no terreno através de golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou vibratório;
11. Estaca Raiz: moldada in loco, sua perfuração é por meio da perfuração rotativa ou rotopercussiva. Estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia. É revestida integralmente por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis;
12. Estaca Strauss: perfurada através de uma sonda ou piteira e revestida totalmente com camisa metálica, onde é realizado gradativamente o lançamento e apiloamento do concreto, com retirada simultânea do revestimento;
13. Estaca trado vazado segmentado (Hollow Auger): moldada in loco, perfurada através da introdução, por rotação, de um trado helicoidal formado por segmentos de pequeno comprimento (aproximadamente 1 metro), rosqueado, e injeção de argamassa pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada;
14. Tubulões: fundação onde as cargas são resistidas predominantemente pela ponta, sendo necessário, pelo menos na etapa final da escavação do terreno, o trabalho manual em profundidade para realização do alargamento da base ou pelo menos para a limpeza do fundo da escavação.

2.4 Capacidade Carga

Para o estabelecimento da capacidade de carga de uma estaca é realizada uma prova de carga, seguindo recomendações da norma ABNT NBR 12131:2006, que segundo a mesma, “A prova de carga consiste, basicamente, em aplicar esforços estáticos à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes. Os esforços aplicados podem ser axiais, de tração ou de compressão, ou transversais”.

A capacidade de carga de uma estaca, pode ser definida através da separação da resistência em duas parcelas: a resistência lateral (R_L), que acontece devido ao atrito entre solo e o fuste da estaca, e a resistência de ponta (R_P), que será feita a soma dessas duas variáveis (CINTRA E AOKI, 2010).

Para Velloso e Lopes (2010) a capacidade de carga é calculada por métodos estáticos, a partir de fórmulas que estudam a estaca, mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo. Com isso os métodos estáticos separam-se em:

- a) Racionais ou teóricos; que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo;
- b) Semiempíricos, que se baseiam em ensaios in situ de penetração (CPT e SPT).

Segundo Cintra e Aoki (2010), as fórmulas teóricas de previsão da capacidade de carga de fundações profundas não são confiáveis, dessa forma, autores apresentaram métodos baseado em correlações empíricas com resultados in situ e ajustados com provas de carga. Sendo assim, foram criados métodos semiempíricos: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

2.4.1 Método Aoki-Velloso (1975)

De acordo com Cintra e Aoki (2010), pelo Método Aoki e Velloso a capacidade de carga à ruptura é calculada a partir do somatório da resistência lateral (R_L) e a resistência de ponta da estaca (R_P), como mostra a Equação 01 a seguir:

$$R = R_L + R_P \quad (\text{Equação 01})$$

As parcelas R_L e R_P são dadas pelas Equações 02 e 03, respectivamente. Essas duas incógnitas foram inicialmente correlacionadas com ensaios de cone (CPT), obtendo-se os valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s).

(Equação 02)

$$R_p = \frac{q_c}{F_1}$$

(Equação 03)

$$R_L = \frac{f_c}{F_2}$$

Onde os fatores F_1 e F_2 são fatores de correção que levam em conta a diferença do comportamento entre a estaca (protótipo) e o resultado obtido através do ensaio CPT (modelo), chamado efeito escala, e também a influência do método executivo de cada tipo de estaca. Definidos na Tabela 03.

Tabela 03: Fatores de Correção F_1 e F_2 atualizados

Tipo de Estaca	F₁	F₂
Franki	2,5	2 F ₁
Metálica	1,75	2 F ₁
Pré-moldada	1 + D/0,80	2 F ₁
Escavada	3,0	2 F ₁
Raiz, Helice continua e Ômega	2,0	2 F ₁

Fonte: Aoki e Velloso (1975, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.25)

Porém, como o ensaio CPT não é tão utilizado como o SPT, foram criadas correlações que podem substituir o índice de valor de resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s), pelo índice de resistência à penetração (N_{SPT}), conforme a Equação 04 e 05, respectivamente.

(Equação 04)

$$q_c = K * N_{SPT}$$

(Equação 05)

$$f_c = \alpha * K * N_{SPT}$$

Em que, os valores de K e α , depende do tipo de solo. Definidos pela Tabela 04 a seguir.

Tabela 04 - Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,0	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 Veloso (1975, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.25)

Feita a substituição pelo N_{SPT} , teremos as equações reescritas para R_p e R_L , exemplificado pelas Equações 06 e 07.

$$R_p = \frac{K * N_p}{F_1} \quad \text{(Equação 06)}$$

$$R_L = \frac{\alpha * K * N_L}{F_2} \quad \text{(Equação 07)}$$

Onde N_p e N_L são, respectivamente, o valor de resistência a penetração na cota de apoio na ponta da estaca e o valor de resistência a penetração média em cada camada de solo, sendo obtidos a partir do relatório de sondagem feito no início do projeto como recomendado.

Com isso, chegamos à equação final para o cálculo da capacidade de uma estaca, como mostra a Equação 08.

$$R = \frac{K * N_p}{F_1} * A_p + \frac{U}{F_2} * \sum (\alpha * K * \Delta_L) \quad \text{(Equação 08)}$$

2.4.2 Método Décourt-Quaresma (1978)

Segundo Cintra e Aoki (2010), pelo Método Décourt-Quaresma a capacidade de carga (R) é calculada com a soma das parcelas de resistência (R_L e R_p). Expressadas pelas Equações 09 e 10, respectivamente.

(Equação 09)

$$R_L = r_L * U * L$$

(Equação 10)

$$R_p = r_p * A_p$$

Onde, na tensão de adesão ou atrito lateral (r_L) é calculado o valor médio de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L) que é estimado pela Equação 11.

(Equação 11)

$$r_L = \beta * 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right)$$

Em que, o valor de β se refere ao tipo de estaca e o tipo de solo. Como mostra a Tabela 05.

Tabela 05: Valores do Fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em Geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sobre altas pressões
Argilas	0,80*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.28)

E o valor de capacidade de carga junto à ponta ou base da estaca (r_p) é expressado pela Equação 12.

(Equação 12)

$$r_p = \alpha * N_p * A_p$$

Onde o valor de α corresponde ao tipo de estaca e o tipo de solo. Como mostra a Tabela 06.

Tabela 06: Valores do Fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de Estaca				
	Escavada em Geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sobre 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: Décourt (1996, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.28)

2.4.3 Método Teixeira (1996)

Cintra e Aoki (2010), determinam o cálculo da capacidade de carga pelo Método Teixeira como uma proposta unificada da equação de capacidade de carga, em função dos parâmetros, α e β . Dessa forma, será feito o somatório das parcelas de resistência de ponta (R_P) e resistência lateral (R_L), como mostrado nas Equação 13.

(Equação 13)

$$R = R_P + R_L = \alpha * N_P * A_P + \beta * N_L * U * L$$

Em que:

N_P = valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

N_L = valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

O valor do parâmetro α , refere-se à parcela da resistência de ponta, em função do solo e do tipo de estaca. Como mostra a Tabela 07, a seguir.

Tabela 07: Valores do parâmetro α

Solo ($4 < N_{spt} < 40$)	Tipo de Estaca - α (KPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila Siltosa	110	100	100	100
Silte Argiloso	160	120	110	110
Argila Arenosa	210	160	130	140
Silte Arenoso	260	210	160	160
Areia Argilosa	300	240	200	190
Areia Siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.30)

Já o parâmetro β , refere-se à parcela da resistência de atrito lateral, em função do tipo de estaca e independe do tipo de solo. Os valores sugeridos são expostos na Tabela 08.

Tabela 08: Valores do parâmetro β

Tipo de estaca	β (KPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996, *apud* Cintra e Aoki, 2010, p.30)

O método possui uma advertência de uso, de acordo com Teixeira (apud Cintra e Aoki, 2010, p. 29) não se aplica ao caso de estacas pré-moldadas de concreto flutuante em espessas camadas de argila mole.

2.5 Carga Admissível

Para se obter a carga admissível ou a força resistente de cálculo das estacas a partir do estado limite último, é necessário determinar a carga de ruptura, a partir das provas de carga, que pode ser determinada de acordo com a ABNT NBR 12131:2006. É necessário considerar alguns fatores para as provas de carga como: devem ser estáticas, especificadas na fase de projeto e executadas no início da obra, e levadas até uma carga no mínimo duas vezes a carga admissível previsto em projeto. (ABNT NBR 6122:2019)

No caso da determinação da carga admissível a partir do estado limite de serviço, isso é feito também pela prova de carga, ou pelo método teórico ou semiempírico.

Cintra e Aoki (2010), enfatizam que o conceito de carga admissível é aplicável para o conjunto de estacas em uma mesma seção transversal e não só para uma estaca individual. Contudo cada elemento possui seu próprio fator de segurança. Associando a capacidade de carga e a carga admissível para termos o fator de segurança médio de todos os elementos.

Dessa forma, o cálculo da carga admissível (P_a) é feito a partir da divisão entre a capacidade de carga (R) e o fator de segurança (F_s), sendo estabelecido pela NBR 6122:2010 usando o método semiempírico é 2. Assim chega-se à Equação 14.

(Equação 14)

$$P_a = \frac{R}{F_s}$$

A partir da Equação 14, autores fizeram suas próprias recomendações com a utilização do fator de segurança. (Cintra e Aoki, 2010)

Aoki e Velloso (1975) utilizaram o mesmo fator de segurança global normatizado de 2. Representado pela Equação 15.

(Equação 15)

$$P_a = \frac{R}{2} = \frac{R_L + R_P}{2}$$

Já Décourt e Quaresma (1978) adotaram fatores de segurança diferentes para resistências de ponta (R_P) e resistência lateral (R_L). Como exposta na Equação 16.

(Equação 16)

$$P_a = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3}$$

Por fim, Teixeira (1996) utiliza o fator de segurança igual à 2 como previsto por norma, salvo para estacas escavadas a céu aberto, adotando-se fatores de segurança diferenciados. Chega-se assim à Equação 17.

(Equação 17)

$$P_a = \frac{R_P}{2} + \frac{R_L}{1,5}$$

2.5.1 Carga de Catálogo

Nessa verificação do estado limite último é analisado somente a estaca. Cada tipo em particular é analisado, não sendo considerado o aspecto geotécnico. É feita a comparação entre os valores da carga admissível da fundação (P_a) e da carga de catálogo (P_e), definida inicialmente. O resultado dessa comparação passa a representar o limite superior para carga admissível da fundação, como é visto na Equação 18.

(Equação 18)

$$P_a \leq P_e$$

2.5.2 Escolha do Tipo de Estaca

Cintra e Aoki (2010) falam da importância da análise dos dados da edificação como: tipo, porte, localização, valores das cargas de pilar e tc; e dados do terreno como: sondagem SPT, principalmente; permitindo a delimitação dos tipos de fundação tecnicamente viáveis, unindo para a escolha final aspectos como custo e prazo de execução.

Eles acrescentam que, feita a escolha por determinado tipo de estaca, já se incluirá a definição dos diâmetros ou seção do fuste da estaca, de acordo com as cargas de catálogo. No caso da variação das cargas de pilar serem muito amplas, pode-se trabalhar com dois ou até três diâmetros no mesmo projeto, sendo necessário o cálculo separado da carga admissível para cada diâmetro.

Com isso, para cada tipo de estaca deverá ainda ser feita a verificação de dois aspectos relativos à exequibilidade. O primeiro é a limitação do comprimento do equipamento, e o outro é diminuição da eficiência do equipamento com o aumento da resistência do solo, provocando a parada da estaca. Dessa forma, cada tipo de estaca possui uma faixa de valores N_{SPT} em que costuma ocorrer a parada da estaca, apresentado pela Tabela 09.

2.5.3 Metodologias de Projeto

No aspecto geotécnico, todo projeto de fundações por estacas é de suma importância para a previsão de cota de parada das estacas e para a determinação da carga admissível. Como mostra a tabela 09.

Tabela 09: Valores limites de N_{SPT} para a parada das estacas

Tipo de estaca		N_{lim}
Pré-moldada de concreto	$\varnothing < 30 \text{ cm}$	$15 < N_{SPT} < 25$
		$\Sigma N_{SPT} = 80$
	$\varnothing \geq 30 \text{ cm}$	$25 < N_{SPT} \leq 35$
Perfil metálico		$25 < N_{SPT} \leq 55$
Tubada (oca, ponta fechada)		$20 < N_{SPT} \leq 40$
Strauss		$10 < N_{SPT} \leq 25$
Franki	em solos arenosos	$8 < N_{SPT} \leq 15$
	em solos argilosos	$20 < N_{SPT} \leq 40$
Estação e diafragmas, com lama bentonítica		$30 < N_{SPT} \leq 80$
Hélice contínua		$20 < N_{SPT} \leq 45$
Ômega		$20 < N_{SPT} \leq 40$
Raiz		$N_{SPT} \geq 60$ (penetra na rocha sã)

Fonte: Cintra e Aoki, 2010

Determinamos, então, a carga admissível a partir de três metodologias de projeto, que serão vistas abaixo, apresentadas originalmente por Aoki e Cintra (2000,2001). Considera-se nas três, a prática usual da sondagem média. Pode-se trabalhar com qualquer uma delas ou iniciar com uma metodologia e terminar com outra. (Cintra e Aoki, 2010)

2.5.3.1 Primeira Metodologia

Conforme Cintra e Aoki (2010) explicam, com o tipo de estaca e o diâmetro ou seção transversal do fuste definidos, tem-se a correspondente carga de catálogo. Portanto, utiliza-se a carga admissível como sendo a própria carga de catálogo e, multiplicando pelo fator de segurança, tem-se o valor necessário da capacidade de carga. Assim, por tentativas, e utilizando um dos métodos semiempíricos, procura-se o comprimento da estaca (L) compatível com essa capacidade de carga. Como é visto na Equação 18.

(Equação 18)

$$P_a = P_e \rightarrow R = P_a * F_S \rightarrow L$$

A vantagem de se usar essa metodologia é a otimização do aproveitamento da estaca, entretanto é necessário que a carga admissível seja inferior do que a carga de catálogo.

2.5.3.2 Segunda Metodologia

A partir da limitação do equipamento impõem-se um comprimento máximo ($L_{m\acute{a}x}$) para a estaca. A posição do nível da d'água pode caracterizar uma profundidade máxima, dependendo do tipo de estaca. (Cintra e Aoki, 2010)

Dessa forma, adota-se o comprimento como sendo máximo e calcula-se capacidade de carga por um dos métodos semiempíricos, que aplicando o fator de segurança, tem-se à carga admissível. Expressa pela Equação 19.

(Equação 19)

$$L = L_{m\acute{a}x} \rightarrow R \rightarrow P_a = \frac{R}{F_S}$$

2.5.3.3 Terceira Metodologia

Segundo Cintra e Aoki (2010), em cada tipo de estaca há uma faixa de valores de N_{SPT} , como visto na Tabela 09, que provocam a parada da estaca. Isso se dá por conta da incapacidade dos equipamentos de atingirem esses valores. Logo, adotam-se os valores de N_{SPT} que se encontram dentro desses limites (N_{lim}), nos quais indicam as prováveis cotas de parada ou os possíveis comprimentos (L). Para cada um desses comprimentos, calcula-se a capacidade de carga e a carga admissível. Tem-se, portanto, a Equação 20.

(Equação 20)

$$N_{lim} \rightarrow L \rightarrow R \rightarrow P_a = \frac{R}{F_S}$$

2.6 Probabilidade de Ruína

Na elaboração de projetos é recomendado que sejam atendidas as especificações previstas por norma, tais como, no caso de projetos estruturais, possuem fatores de segurança globais adequados, sendo no caso de fundações profundas, baseiam-se na determinação da carga admissível.

Sendo assim, adotou-se a ideia, se o coeficiente de segurança for elevado, portanto a obra estará segura de qualquer dano e, por consequência fora de qualquer porcentagem de colapso.

Com tudo, essa conclusão se tornou ultrapassada, de acordo com Cintra e Aoki (2010, p. 67): “Em toda fundação, sempre teremos um risco de ruína e, por isso, no projeto, além de utilizar os fatores de segurança de norma, é necessário adotar uma probabilidade de ruína máxima [...]”.

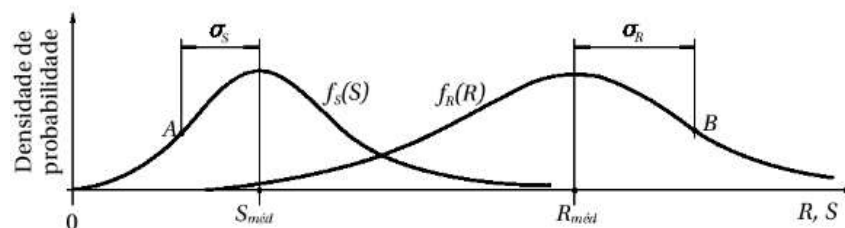
Os autores acrescentam: “É um mito o risco zero de ruína de uma função.” (CINTRA E AOKI, 2010, p. 68). Dessa forma, será feita a análise de confiabilidade, a qual nos dará uma ideia da probabilidade de ruína.

2.6.1 Insuficiência do Fator de Segurança Global

Em um projeto geotécnicos de fundação profundas, deve ser sempre levado em conta os valores de carga atuante (solicitação S) e de capacidade de carga (resistência R), em cada elemento presente na estrutura.

Cintra e Aoki (2010) dizem, devido a variabilidade existente tanto em R como em S , pode ser feita a análise estatística e construir as curvas de probabilidade de resistência $f_R(R)$ e de solicitações $f_S(S)$, conforme a Figura 01 mostra.

Figura 01: Curvas de densidade de probabilidade de resistência e solicitação



Fonte: Cintra e Aoki, 2010

A Figura 01, representa os valores $S_{méd}$ e $R_{méd}$, que são os valores médios de solicitação e de resistência, respectivamente. Já os valores σ_S e σ_R representam o desvio padrão, sendo responsáveis em quantificar a dispersão do valor médio das variáveis aleatórias S e R . E os pontos A e B , caracterizam os pontos de inflexão nas curvas, representando o valor de cada desvio padrão.

Sendo a dispersão ou variabilidade, à razão entre o desvio padrão e a média, temos a Equação 21 e a Equação 22.

(Equação 21)

$$v_S = \frac{\sigma_S}{S_{méd}} = \text{coeficiente de variação da solicitação}$$

(Equação 22)

$$v_R = \frac{\sigma_R}{R_{méd}} = \text{coeficiente de variação da resistência}$$

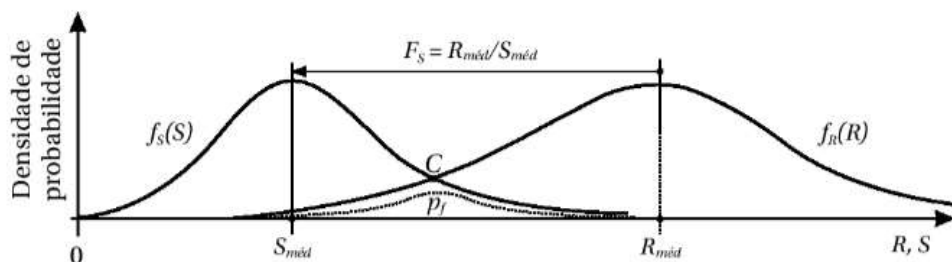
Com tudo, o fator de segurança global (F_S) quando calculado é usado somente a razão entre os valores médios de resistência ($R_{méd}$) e de solicitação ($S_{méd}$). Desse modo, obtém a Equação 23.

(Equação 23)

$$F_S = \frac{R_{méd}}{S_{méd}}$$

Observa-se na equação 23, não é considerado a variabilidade de R e S, criando a falsa ilusão de que o problema é determinista e, como resultado, não haverá a probabilidade de ruína da fundação. Sendo esse o risco, pois não será cogitado o risco nos fatores de segurança parciais. Os valores de R e S, sempre apresentaram variações, e o fator de segurança global indicará não só o afastamento entre aos valores médios de resistência e de solicitação, mas o próprio afastamento entre as curvas ou a posição relativa entre elas. (CINTRA E AOKI, 2010)

Figura 02: Curva de Probabilidade de Ruína



Fonte: Cintra e Aoki, 2010

A Figura 02, mostra o encontro das curvas, sendo representado pelo ponto C, caracterizando assim uma situação de ruína. Assim, a linha pontilhada, presente na região abaixo da curva de resistência à esquerda do ponto C e abaixo da curva de solicitação à direita, será a curva de densidade de probabilidade de ruína. E área abaixo da linha pontilhada é a total

probabilidade de ruína (p_f) da infraestrutura. Dessa forma, essa área é dada pela integral da curva de densidade de probabilidade de ruína. Representada pela Equação 24.

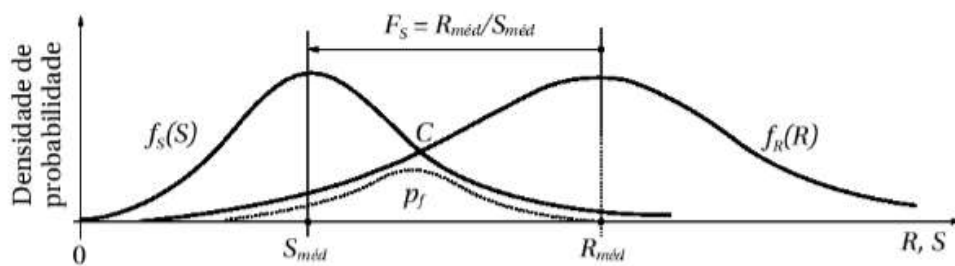
(Equação 24)

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(S)F_R(S)dS$$

Onde, $F_R(S)$ é a distribuição acumulada de probabilidade de resistência $f_R(S)$, condicionada por valores da função de solicitações $f_S(S)$.

Cintra e Aoki (2010) acrescentam que aproximando as curvas de solicitação e de resistência, ou seja, diminuindo o fator de segurança global, obtendo a Figura 03.

Figura 03: Curvas de solicitação e de resistência mais próximas entre si



Fonte: Cintra e Aoki, 2010

Observando então uma maior probabilidade de ruína, em relação a Figura 02. Concluindo, quanto menor o fator de segurança global, ou seja, as curvas de solicitação e de resistência mais próximas, maior a probabilidade de ruína. Logo, é possível identificar a relação entre as variáveis F_S e P_f . Sendo indispensável analisar sempre o valor de P_f é aceitável ou não.

2.6.2 Margem de Segurança

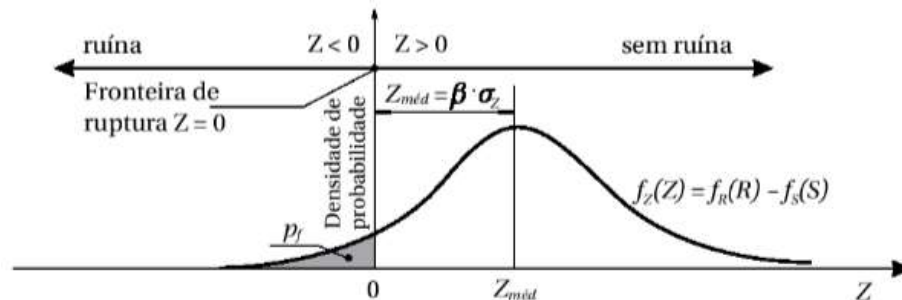
A verificação da margem de segurança $f_Z(Z)$, é um conceito muito aplicado em engenharia. Sendo definida por Cintra e Aoki (2010) a diferença entre as curvas de resistência (R) e de solicitação (S). Assim, temos a equação 25.

(Equação 25)

$$f_Z(Z) = f_R(R) - f_S(S)$$

Podendo dizer que a fundação sofre ruína quando $Z \leq 0$, ou seja, quando $R \leq S$. E para $Z > 0$ a fundação não sofrerá ruína. Sendo à probabilidade de ruína representada pela área hachurada, como mostra a Figura 04.

Figura 04: Função margem de segurança



Fonte: Cintra e Aoki, 2010

Cintra e Aoki (2010) definiram, o desvio padrão σ_Z da função margem de segurança, no caso de distribuição normal de R e de S , de acordo com a Equação 26.

(Equação 26)

$$\sigma_Z = \sqrt{(\sigma_R)^2 + (\sigma_S)^2}$$

Enquanto o valor médio ($Z_{méd}$) é dado pela Equação 27:

(Equação 27)

$$Z_{méd} = R_{méd} - S_{méd}$$

Visto que, temos a Equação 23, podemos reescrever a Equação 27, como sendo a Equação 28.

(Equação 28)

$$Z_{méd} = S_{méd}(F_S - 1)$$

2.6.3 Índice de Confiabilidade

Como será visto a segurança e a confiabilidade são relacionados matematicamente. Inicialmente será adotado o valor médio da margem de segurança ($Z_{méd}$) em termos de unidade do desvio padrão (σ_Z) por meio de um parâmetro (β) chamado índice de confiabilidade. Tal relação é apresentada pela Equação 29.

(Equação 29)

$$Z_{méd} = \beta * \sigma_z$$

Como visto na figura 04, Cintra e Aoki (2010) observam, quanto maior o valor de $Z_{méd}$, maior probabilidade de ruína, para o mesmo desvio padrão. Desse modo, um $Z_{méd}$ menor implica em menor β , conclui-se que β e P_f são inversamente proporcionais.

Combinando a Equações 27 e Equação 28, é obtido uma relação entre a margem de segurança, o fator de segurança global e o índice de confiabilidade. Resultando na Equação 30.

(Equação 30)

$$S_{méd}(F_S - 1) = \beta * \sigma_Z$$

Desta maneira, Cintra e Aoki (2010) mostram que os valores presentes na Equação 30 são estatisticamente dependentes. Desenvolvendo a Equação 31, chegando à seguinte equação do segundo grau:

(Equação 31)

$$F_S^2(\beta^2 v_R^2 - 1) + 2F_S + \beta^2 v_R^2 - 1 = 0$$

Resultando na Equação 32, cuja raiz positiva:

(Equação 32)

$$F_S = \frac{1 + \beta \sqrt{v_S^2 + v_S^2 - \beta^2 v_S^2 v_R^2}}{1 - \beta^2 v_R^2}$$

Analisando a Equação 32, os autores Cintra e Aoki (2010) relatam:

Isso indica que, uma vez fixadas as formas de curvas R e S, definidas pelos respectivos coeficientes de variação v_R e v_S , o fator de segurança global F_S torna-se dependente do índice de confiabilidade β , ou seja, a segurança e a confiabilidade são inseparáveis do ponto de vista matemático. (CINTRA E AOKI, 2010, p. 75)

Com isso enfatizam mais sobre a inseparabilidade dos valores de confiabilidade (β) e o fator de segurança (F_S), dependendo um do outro do ponto de vista matemático.

Cintra e Aoki (2010) trazem ainda a relação inversa, deduzida por Cardoso e Fernandes (2001), resultando na Equação 33.

(Equação 33)

$$\beta = \frac{1 - 1/F_S}{\sqrt{v_R^2 + (1/F_S)^2 v_S^2}}$$

Os autores citam ainda o valor de probabilidade de ruína (P_f) é função direta do índice de confiabilidade (β), como demonstrado por Ang e Tang (1984) na Equação 34.

(Equação 34)

$$P_f = 1 - \phi(\beta)$$

Onde ϕ representa a função de distribuição normal.

Conclui-se então, não se pode considerar o fator de segurança global (F_S) de forma independente da probabilidade de ruína (P_f), mesmo que o fator de segurança atinge valores infinitamente grandes, sempre haverá a probabilidade de ruína nas fundações por estacas.

Tendo então a relação entre o índice de confiabilidade (β) e o inverso da probabilidade de ruína (N), expressada pela Equação 35.

(Equação 35)

$$N = \frac{1}{p_f}$$

A Figura 05, representa a relação dada na Equação 35.

Figura 05: Inverso da probabilidade de Ruína (N)



Fonte: Cintra e Aoki, 2010

Cintra e Aoki (2010) mostram alguns valores típicos da Figura 05, apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Valores de β em função de P_f (distribuição normal)

N	$P_f=1:N$	β
2	0,5	0,000
5	0,2	0,842
10	0,1	1,282
20	0,05	1,646
100	0,01	2,326
1.000	0,001	3,090
5.000	0,0002	3,540
10.000	0,0001	3,719
50.000	0,00002	4,107
100.000	0,00001	4,265
1.000.000	0,000001	4,768

Fonte: Cintra e Aoki, 2010

3. MATERIAIS E METODOS

O seguinte trabalho propõe um estudo de caso de fundações profundas com estaca moldada *in loco* Tipo Hélice Contínua e com a Estaca Strauss, sendo feito de acordo com o boletim de sondagem real do local. A caracterização do solo foi feita de acordo com a Tabela 02, no item 2.1.1.

O projeto teve início com uma pesquisa bibliográfica, afim de avaliar os procedimentos a serem analisados e executados buscando mais eficiência na escolha do tipo de fundação profunda, os métodos e metodologias a serem aplicados e, posteriormente, um melhor estudo de viabilidade técnica ao se definir a probabilidade de colapso da estrutura.

Para um melhor estudo foram estabelecidos os tópicos a serem pesquisados em livros, artigos, entrevistas com profissional da área e consultas online. Tal pesquisa inicial foi feita previamente através de um roteiro estabelecido com o auxílio do orientador, com objetivo de estabelecer a qualidade de referências técnicas do trabalho.

Por fim, apresentar os cálculos para a capacidade de carga conforme apresentado no item 2.4 com os métodos Aoki-Velloso (1975), item 2.4.1 e Décourt-Quaresma (1978), item 2.4.2 e carga admissível visto no item 2.5. Analisando a influência separadamente de cada

método para cada tipo de estaca, comparando o comportamento para cada estaca estudada e verificando ainda, parâmetros de confiabilidade e a probabilidade de ruína utilizando formulas do item 2.6.

4. ESTUDO DE CASO

Este estudo de caso refere-se à um edifício residencial de 04 pavimentos, sendo garagem e os três últimos apartamentos residências tipos, localizado na Avenida Renato Nascimento, s/n, Centro – Lambari -Minas Gerais.

Segundo Nascimento (2020), a cidade de Lambari – MG possui restrições para a construção de edifícios acima de 4 pavimentos em um raio de 200 metros da captação de água mineral, pois a fundação poderá atingir as rochas e, conseqüentemente, a pressão da água, levando a perda das propriedades minerais da mesma. Levando-se em conta que a cidade se desenvolveu ao redor dessas fontes, temos a motivação da proibição citada.

4.1 Perfil Geotécnica do Solo

Para a obtenção do perfil geotécnico do solo, foi utilizado o ensaio Standard Penetration Test (SPT) e executado um furo. Os dados obtidos no ensaio encontram-se no **ANEXO A**.

Como previsto pela ABNT NBR 6122:2019, citado no item 2.1, deve ser executado no mínimo 2 furos para uma área inferior a 200m. Então, recomenda-se que seja executado mais um furo de sondagem para uma elaboração de um projeto mais preciso.

O limite do Furo SP 01 está em 13 metros de profundidade e o nível d'água na profundidade de 3 metros. Encontrando-se solo residual jovem, heterogêneo e anisotrópico, silte arenoso, cor roxo e marrom até a profundidade 6,80 metros. Aos 12 metros de profundidade, solo residual jovem, heterogêneo e anisotrópico, silte argiloso, cor cinza e amarelo, solo de alteração. E no limite do furo aos 13,45 metros alteração de rocha, argilo arenoso, cor cinza variegado.

Sendo classificado o solo conforme a ABNT NBR 6484:2001, temos: até 6,80 metros, varia de média a rija; aos 12 metros e até atingir o limite de profundidade do furo, varia de rija a dura.

4.2 Dimensionamento da Capacidade de Carga

No dimensionamento da capacidade de carga, serão utilizados os métodos Aoki-Velloso (1975) e de Décourt-Quaresma (1978) citados no item 2.4.

Considerando alguns parâmetros de cálculo para a previsão da capacidade de carga nas fundações, temos:

1° Passo: Cálculo dos fatores de correção (F_1 e F_2) de acordo com o tipo de estaca adotada, sendo feito somente no método de Aoki-Velloso (1975). Como é exposto na tabela 03;

2° Passo: Cálculo da resistência lateral (R_L), variando de acordo com a profundidade;

3° Passo: Cálculo da resistência de ponta (R_P), que depende do tipo de solo e o cálculo do N_{SPT} que depende da ponta da estaca;

4° Passo: Cálculo da resistência total, ou seja, a capacidade de carga da estaca. Sendo o somatório dos valores de R_L e R_P ;

5° Passo: Cálculo da carga admissível da estaca (P_{adm}).

Inicialmente foi verificado a previsão da profundidade para cada tipo de estaca considerando somente a condição geotécnica do local da obra. Os cálculos foram feitos com o auxílio da planilha de Previsão da Capacidade de Carga criada pelos autores Ferreira e Dalalibera (2012).

4.2.1 Estacas Tipo Hélice Contínua

Para o dimensionamento da primeira estaca adotou-se os valores de K e α , de acordo com o tipo de solo silte argiloso, sendo eles 0,23Mpa e 3,4%, respectivamente, como visto na Tabela 04.

E partir disso, foram executados os cálculos com auxílio do Software Excel, com a planilha desenvolvida pelos autores Ferreira e Dalalibera (2012), obtendo os valores para cada método proposto no estudo.

Observa-se no **ANEXO B**, o dimensionamento da capacidade de carga e as respectivas carga admissíveis a cada metro de solo para o método Aoki-Velloso. O diâmetro proposto foi de 35 mm.

Já no **ANEXO C**, tem-se os valores obtidos no dimensionamento para o Método Décourt-Quaresma, com os valores de capacidade de carga e as respectivas cargas admissíveis para cada metro de solo. Foram adotados os valores para β e α , respectivamente, como 1,0 e 0,30, visto na Tabela 05 e Tabela 06. O diâmetro proposto foi de 35 mm.

Feito isso, determinou-se a carga geotécnica admissível calculada para cada método estudado, como é visto na Tabela 11, a seguir.

Tabela 11: Carga Geotécnica Admissível (kN)

Profundidade (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma
1	46,25	4,98
2	113,24	4,76
3	90,79	36,30
4	121,36	60,97
5	122,12	87,57
6	140,55	112,69
7	133,63	138,34
8	156,51	164,58
9	188,16	192,29
10	203,20	225,10
11	337,18	257,33
12	364,96	290,90
13	418,10	319,24

Fonte: Ferreira e Dalalibera, 2012

Com os seguintes valores da Tabela 11, determinou-se a profundidade da Estaca Tipo Hélice Contínua, de acordo com a carga de catálogo de 400kN para o diâmetro de 35 mm, como é previsto pelo item 2.5.1, definindo assim a profundidade de 12 metros.

4.2.2 Estaca Strauss

Para o dimensionamento da estaca Strauss pelo método Aoki-Velloso foi utilizado o mesmo processo de cálculo citado no item 4.3.1, executado com o Software Excel. O diâmetro proposto foi de 38 mm.

Como visto no **ANEXO D**, obteve-se o dimensionamento para o Método Aoki-Velloso, com os valores de capacidade de carga e as respectivas cargas admissíveis para cada metro de solo.

E para o Método de Décourt-Quaresma, representado no **ANEXO E**, tem-se os valores de capacidade de carga e as respectivas cargas admissíveis para cada metro de solo. Foram adotados os valores para β e α , respectivamente, como 0,65 e 0,60, visto na Tabela 05 e Tabela 06. O diâmetro proposto foi de 38 mm.

Após o cálculo de ambos os métodos, determinou-se a carga geotécnica admissível para cada um, como verifica-se na Tabela 12.

Tabela 12: Carga Geotécnica Admissível (kN)

Profundidade (m)	Aoki- Velloso	Décourt- Quaresma
1	35,88	23,48
2	87,45	22,46
3	69,15	44,21
4	92,30	59,24
5	92,17	78,97
6	105,85	91,00
7	99,81	102,77
8	117,06	117,26
9	140,99	136,12
10	151,89	176,97
11	255,03	212,64
12	274,80	251,54
13	314,30	266,22

Fonte: Ferreira e Delalibera, 2012

Com os seguintes valores da Tabela 12, determinou-se a profundidade da Estaca Strauss de acordo com a carga de catalogo de 450kN para o diâmetro de 38mm, como é previsto pelo item 2.5.1, definindo assim a profundidade de 10 metros.

4.3 Dimensionamento Estrutural

Para determinação da superfície resistente da fundação do objeto de estudo foi utilizado o Software Eberick. A partir do arquitetônico, representado no **ANEXO F**, disponibilizado pelo responsável da obra, chegou-se a um total de 30 pilares. Com os dados obtidos para a solicitação dos pilares dimensionou o número de estacas por bloco. Tal cálculo foi usado a planilha Dimensionamento e Verificação de Blocos Sobre Estacas, criada por Lopes *et al.* (s/d).

Executando os cálculos para os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma resultou nas tabelas resumos; representadas no **ANEXO G** e o **ANEXO H**, respectivamente. No decorrer da análise da solicitação de cada pilar para as estacas em estudo, chegou-se à conclusão que os diâmetros inicialmente adotados para a Estacas Tipo Hélice Contínua e a Estaca Strauss, apresentado no item 4.2.1 e 4.2.2, não eram suficientes tendo então que redimensionar o diâmetro.

Essa conclusão foi possível, pois a planilha usada para cálculo apresentou as verificações e quando não atendidas pede-se para redimensionar. O motivo para que não atendesse as verificações é que a carga nominal não era suficiente para a carga admissível geotécnica. Chegando em um diâmetro de 40mm para Estaca Tipo Hélice Contínua e o diâmetro de 32mm para Estaca Strauss.

Feita análise entre os dois métodos, determinou o uso de apenas um sendo o método de Aoki-Velloso. Essa escolha justifica-se pelo o estudo mais aprofundado nas pesquisas desenvolvidas pelo autor Nelson Aoki, tendo grande influência quando se fala em projetos de fundações.

4.4 Dimensionamento da Carga Admissível

A garantia da estabilidade de uma fundação está diretamente ligada as cargas atuantes na mesma. Dessa forma, exige-se que a solicitação que nela atua seja menor que a resistência do elemento (AOKI,2002). Seguindo essa exigência, o coeficiente de segurança de cada elemento isolado da fundação deve atender à condição de que seja maior ou igual a um.

Em uma obra é considera para um conjunto de n elementos isolados a média chegando então à solicitação média (S_m) das estacas.

Como ainda é citado por Aoki (2002), baseado na crença de que o coeficiente de segurança global terá o valor mais provável esperado de ocorrência é o valor médio da variável de estudo. Neste caso desconsidera-se a dispersão de valores de resistência em torno do valor médio, não importando se o desvio padrão é grande ou pequeno. Analisando essa concepção para o estado limite último, pode-se concluir que à solicitação média (S_m) será igual a Carga admissível (P_{adm}).

Efetuada a análise verificou-se o número de estacas por bloco e a carga máxima atuante em cada conjunto de estaca, chegando a um valor médio de solicitação para cada tipo de estaca em estudo, apresentado no **ANEXO I** à Estaca Tipo Hélice Contínua e o **ANEXO J** à Estaca Strauss.

4.5 Dimensionamento da Probabilidade de Ruína

Na engenharia civil o termo de probabilidade ruína ou falha ainda não é tão conhecido entre os profissionais dessa área, mesmo o risco estando presente em toda atividade humana e profissional. Vale ressaltar que o cálculo desse fator não garante o risco zero de uma fundação,

porém com o seu conhecimento irá permitir a análise de qual a porcentagem de falha pode ser adotada para diferentes tipos de obra, ou seja, qual o risco que eu posso correr para determinada obra.

Seguindo-se o item 2.6 para execução do cálculo de Probabilidade de Ruína, obteve-se os resultados para Fator de Segurança (F_s), Índice de Confiabilidade (β) e a Probabilidade de Ruína (P_f) com o auxílio do Excel como recurso de conta para análise dos resultados e cálculos mais precisos.

Primeiramente devesse analisar as condições de resistência e solitação de cada estaca:

- Estaca Tipo Hélice Contínua: $R_{med} = 500 \text{ kN} > S_{med} = 215,15 \text{ kN}$
- Estaca Strauss: $R_{med} = 300 \text{ kN} > S_{med} = 102,7 \text{ kN}$

Executou-se as verificações para os dois tipos de estacas e adotando-se condições de variabilidade do terreno, uma vez que o mesmo não é conhecido nesse estudo. Dessa forma, será possível quantificar o desempenho no solo para variabilidades diferentes.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Analisando primeiramente o local da obra e o seu perfil geotécnico, conclui-se que seria viável o uso de estacas de fácil execução, que não produzissem vibrações pela presença de construções vizinhas, que não atingissem grandes profundidades e principalmente que respeitassem as limitações do município. Dessa forma, foram escolhidas as estacas tipo hélice contínua e Strauss, que possuem técnicas de construção semelhantes, porém desempenhos diferentes no solo.

Nos resultados obtidos na Tabela 11 e na Tabela 12, percebe-se uma proximidade dos valores para a carga geotécnica admissível, contudo, cada tipo de estaca possui fatores que influenciam na eficiência de atuação de cada método e na aplicação das metodologias de projeto, como previsto do item 2.5.3.

Para estaca tipo hélice contínua, adotou-se uma profundidade de 12 metros, usando o diâmetro de 35 mm, atendendo primeiramente a carga de catálogo, como visto no item 2.5.1. Logo após, verificou-se as metodologias de projeto, sendo adotada a terceira metodologia que analisa as condições geológicas, determinando então a cota de parada através no N_{SPT} , na Tabela 09.

Já na estaca Strauss, adotou-se uma profundidade de 10 metros, usando o diâmetro de 38 mm, atendendo inicialmente a carga de catálogo. Em seguida, verificou-se as metodologias de projeto, sendo também adotada a terceira metodologia através do N_{SPT} .

A análise inicial adotada para a capacidade de carga considerou somente a condição geotécnica, como relatado acima.

Analisou-se então o conjunto solo-estrutura para o dimensionamento de estacas por bloco. Onde apresentou que os diâmetros iniciais propostos não atendiam. E por tentativas de qual apresentasse melhor desempenho, pode-se concluir para Estaca Tipo Hélice Contínua o diâmetro de 40mm com carga de catálogo de 500 kN e para Estaca Strauss o diâmetro 32mm com carga de catálogo de 300 kN. Ambas mudanças atenderam as solicitações e mantendo as profundidades iniciais consideradas.

Entre os valores obtidos para os métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, para o número de estacas por bloco, estabeleceu para o avanço dos cálculos somente o método de Aoki-Velloso limitando assim as comparações entre as duas estacas em estudo.

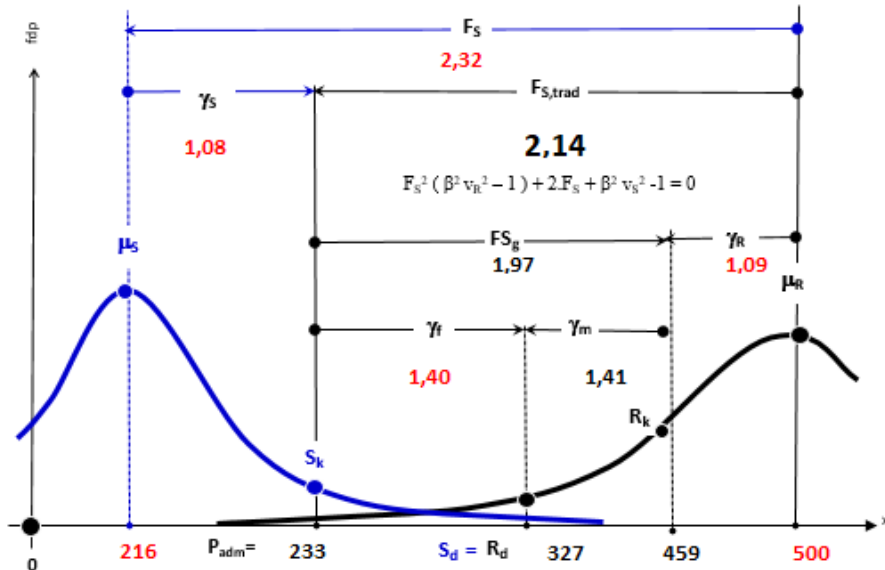
Chegasse à solicitação média para o conjunto de estacas da estrutura, por consequência, a carga admissível. Sendo para Estaca Tipo Hélice Contínua de 215,50 kN e para Estaca Strauss de 102,70 kN. Vale salientar que as condições de resistência e solicitação foram atendidas.

A probabilidade de falha (P_F) de uma fundação está diretamente relacionada com o índice de confiabilidade (β) de uma estrutura. Dessa forma, além de considerar o fator de segurança (F_S) normativo deve ser adotado um valor para probabilidade de ruína, e consequentemente um índice de confiabilidade.

Para verificação de probabilidade de falha considerou-se ainda a variabilidade do solo, é importante ressaltar, para o presente estudo a mesma é desconhecida. Então adotou três diferentes variabilidades, sendo 5%, 10% e 15%.

Utilizou-se o Excel como recurso de conta, considerando as distintas variabilidades e a resistência e a solicitação definidas para cada estaca estudada obteve as curvas. Sendo elas analisadas a seguir em relação à Estaca Tipo hélice Contínua e à Estaca Strauss, respectivamente.

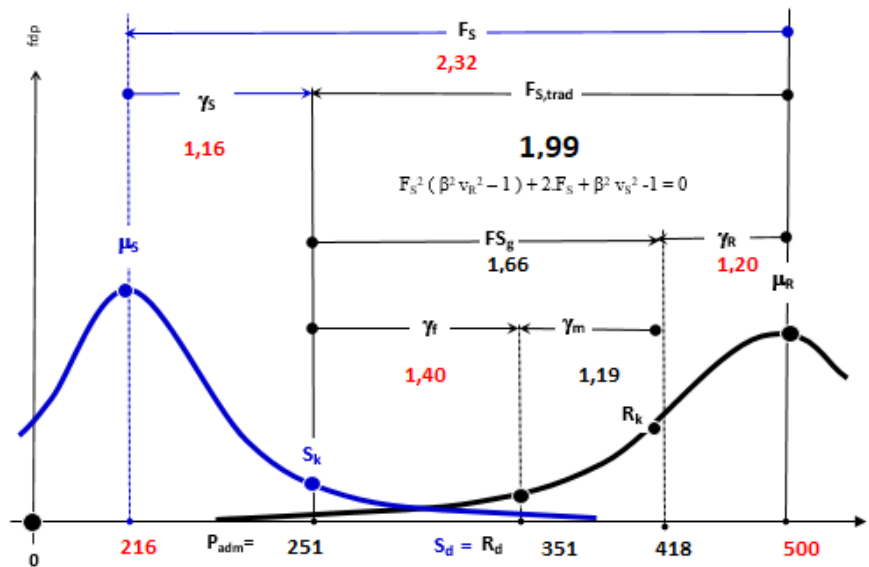
Figura 05: curvas de solicitação e resistência, probabilidade de ruína e coeficiente de segurança, global para Estaca Tipo Hélice Contínua



Fonte: O autor, 2020

A curva representada pela Figura 05, adotou-se o coeficiente de variabilidade de 5%. Chegou-se à probabilidade de falha de 0 (zero) e o índice de confiabilidade de 10,45.

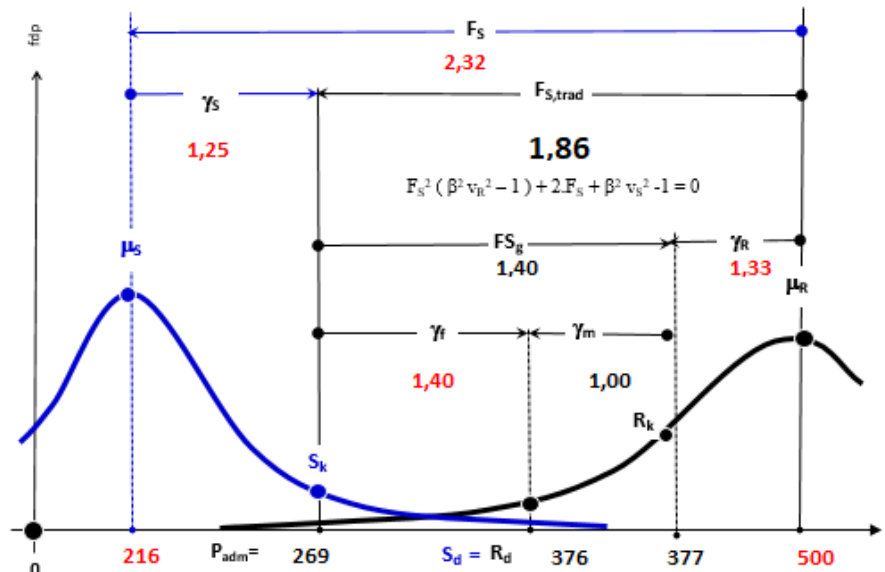
Figura 06: curvas de solicitação e resistência, probabilidade de ruína e coeficiente de segurança, global para Estaca Tipo Hélice Contínua



Fonte: O autor, 2020

Já a curva representada pela Figura 06, adotou-se o coeficiente de variabilidade de 10%. Chegou-se à probabilidade de falha de $8,69 \times 10^{-08}$ e o índice de confiabilidade de 5,23.

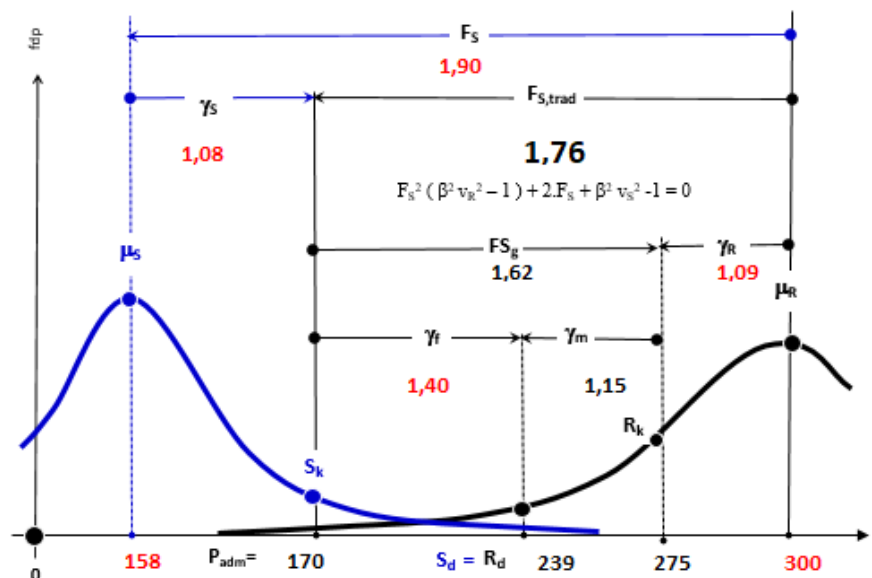
Figura 07: curvas de solicitação e resistência, probabilidade de ruína e coeficiente de segurança, global para Estaca Tipo Hélice Contínua



Fonte: O autor, 2020

Para a curva representada pela Figura 07, adotou-se o coeficiente de variabilidade de 15%. Chegou-se à probabilidade de falha de $2,47 \times 10^{-04}$ e o índice de confiabilidade de 3,48.

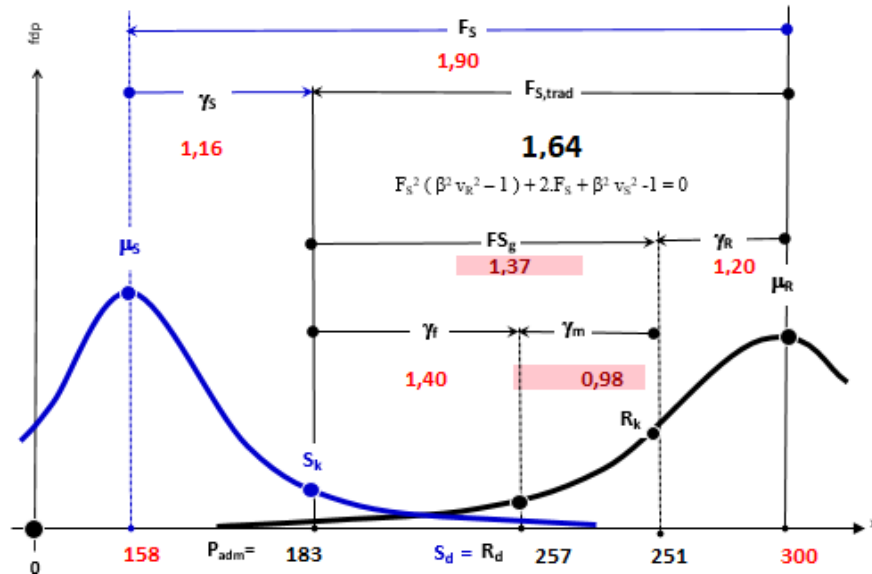
Figura 08: curvas de solicitação e resistência, probabilidade de ruína e coeficiente de segurança, global para Estaca Strauss



Fonte: O autor, 2020

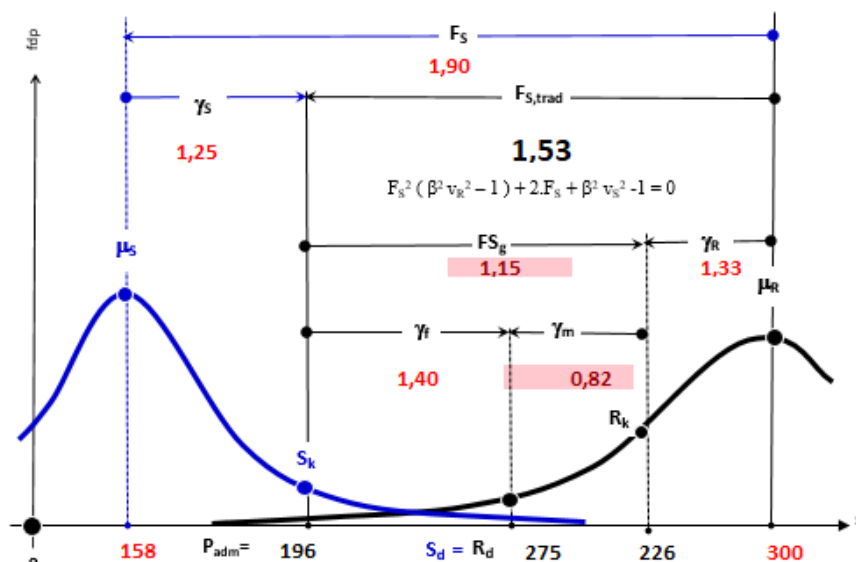
A curva representada pela Figura 08, adotou-se o coeficiente de variabilidade de 5%. Chegou-se à probabilidade de falha de 0 (zero) e o índice de confiabilidade de 8,41.

Figura 09: curvas de solicitação e resistência, probabilidade de ruína e coeficiente de segurança, global para Estaca Strauss



Já curva representada pela Figura 09, adotou-se o coeficiente de variabilidade de 10%. Chegou-se à probabilidade de falha de $1,30 \times 10^{-3}$ e o índice de confiabilidade de 4,21.

Figura 10: curvas de solicitação e resistência, probabilidade de ruína e coeficiente de segurança, global para Estaca Strauss



E por fim, a curva representada pela Figura 10, adotou-se o coeficiente de variabilidade de 15%. Chegou-se à probabilidade de falha de $2,5 \times 10^{-3}$ e o índice de confiabilidade de 2,80.

Para melhor entendimento e análise, criou-se a Tabela 13. Resumo das curvas de solicitações e resistência, probabilidade de ruína e coeficiente de segurança, global encontradas na Figura 05, Figura 06, Figura 07, Figura 08, Figura 09 e Figura 10, considerando as variabilidades adotadas.

Tabela 13: Resumo curvas de solicitação e resistência, probabilidade de ruína e coeficiente de segurança, global

Estaca Tipo Hélice Contínua				Estaca Strauss			
ν	β	$1/P_f$	F_s	ν	β	$1/P_f$	F_s
5%	10,45	0,5	1,97	5%	8,41	0,5	1,62
10%	5,23	11.504.488	1,66	10%	4,21	76.821	1,37
15%	3,48	4.042	1,40	15%	2,80	396	1,15

Fonte: O autor, 2020

Primeiramente observa-se os Fator de Segurança (F_s) que não deve ser menor que 1,6. Dessa forma, viu-se que para Estaca Tipo Hélice Contínua se a variabilidade do solo for superior à 10% deverá ser redimensionado o projeto. E para a Estaca Strauss se a variabilidade solo apresentar índices superiores 5% deverá ser redimensionado.

Analisasse então, a Probabilidade de Falha (P_f), considerando somente as variabilidades que atenderam ao Fator de Segurança. Para ambas as estacas com a variabilidade de 5% não ocorrerá ruína. E para Estaca Tipo Hélice Contínua com a variabilidade de 10% e índice de confiabilidade de 5,23, a ruína é improvável, ou seja, se ocorrer será em milênios.

É notável a diferença entre os dois tipos de estaca quanto ao desempenho no solo, podendo reafirmar a importância de se estudar as condições geotécnicas onde se deseja construir. Sendo assim, chegasse a seguinte análise, a Estaca Tipo Hélice contínua apresentou uma capacidade de carga maior e um índice de confiabilidade maior, e por decorrência uma probabilidade de ruína menor. E a Estaca Strauss, que apresentou resultados satisfatórios somente para a variabilidades igual ou inferior a 5%, obteve uma capacidade de carga menor e um índice de confiabilidade menor, chegando então a uma probabilidade de ruína maior.

6. CONCLUSÃO

Conforme apresentado ao longo do estudo de caso, utilizou-se as Estacas Tipo Hélice Contínua e à Estaca Strauss. Sendo o objetivo principal analisar os desempenhos e, dessa forma decidir qual das estacas será mais viável para se usar na execução do projeto proposto.

Analisando os dados finais, obteve-se uma diferença significativa no desempenho das estacas quando o solo apresenta variabilidade, com isso podendo quantificar ainda mais o risco de probabilidade de ruína.

Portanto, conclui-se que a Estaca Tipo Hélice Contínua para variabilidades até 10% irá atender, enquanto a Estaca Strauss atenderá para variabilidades até 5%. Com isso, se a variabilidade do terreno apresentar valores superiores aos mostrados nos cálculos deverá redimensionar o projeto de fundações para que atenda a variabilidade real do terreno.

Com os dados obtidos a partir do estudo e cálculos, pode-se observar também que a Estaca Tipo Hélice contínua terá uma capacidade maior e apresentará um índice de confiabilidade maior, e por consequência uma probabilidade ruína menor. Já Estaca Strauss, que para o presente projeto deverá ser executada somente se a variabilidade do solo for inferior a 5%, sua capacidade de carga será menor e o índice de confiabilidade menor, como resultado, uma probabilidade de ruína maior.

Pode-se reafirmar a importância da análise criteriosa na escolha da fundação, visto que esta pode impactar fortemente a edificação se não for bem executada. Qualquer outra parte de uma estrutura demanda cuidado, porém a fundação demanda mais cautela pela dificuldade de inspeção após a conclusão.

É importante que seja feita a análise da escolha da fundação a partir dos dados de ensaio de sondagens, executando as correlações semiempíricas para capacidade de carga, sendo verificadas a partir das metodologias. As informações e dados apresentados neste trabalho contribuem de forma significativa ao dimensionamento de fundações profundas, dessa forma contribuindo diretamente para um melhor desempenho, controle de qualidade e, por conseguinte, controle de segurança da edificação.

Sendo assim, esse estudo mostra a importância do engenheiro civil na execução de projetos de fundações, nas análises e dimensionamentos para cada caso específico. Pois, o mesmo poderá evitar gastos excessivos ou até mesmo evitar falhas na concepção da estrutura.

REFERÊNCIAS

- ABBAD, Gustavo Panciera. **Estudo de pré-viabilidade na especificação de fundação do tipo estaca escavada ou sapata isolada em edificação multifamiliar**. Santa Maria: UFSM, 2014.
- ALONSO, Urbano Rodrigues. **Previsão e controle das fundações – Uma introdução ao controle de qualidade em fundações**. São Paulo: Editora Blücher, 2010.
- AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura–Prática da construção civil**. São Paulo: Edgard Blücher, 1977. p. 29-47.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6122: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6484: **Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8036: **Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 12131: **Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- AOKI, Nelson. Probabilidade de Falha e Carga Admissível de Fundações por Estacas. **Revista Militar de Ciência e Tecnologia**, V. XIX, n. 1, p. 48-64, set./dez. 2002.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnicos**. São Paulo: Oficina De Textos, 2010.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; TSUHA, Cristina de H.C.; GIACHETI, Heraldo L. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

EBERICK AltoQi 2019, versão demonstrativo. Software da AltoQi 2019.

FERREIRA, Tobias Ribeiro; DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. **Planilha da previsão da capacidade de carga em fundações por estacas**. Universidade Federal de Goiás – UFG, 2012. Acesso em: 19/06/2020.

LOPES, Bárbara Crysthine Sousa; SOUZA, Rhuan Karlo Queiroz; FERREIRA, Tobias Ribeiro; DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. **Planilha de Dimensionamento e Verificação de Blocos sobre Estacas**. Universidade Federal de Goiás – UFG, s/d. Acesso em: 12/10/2020.

NASCIMENTO, Paulo Juscelino S. **Informação Verbal**. Lambari-MG. Acesso em: 03/03/2020

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações Superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina De Textos, 2010.

ANEXO A – Relatório de Sondagem

Revestimento		Método cravação		Cota relação R.N.		NA Inic.		NA Final		Índice de SPT Iniciais/30cm		Índice SPT finais/30cm		Amostras		Prof. Camadas (m)		Relatório de Sondagem		Nº 001/20	
4,0		Tirado cunha		95,73						6 7		13 16		1		0,30		Furo SP 01		Cota 100,730	
		CA		90,73						6 10		8 13		2		1,00		SPT - Standart Penetration Test		Camadas - Classificação dos solos	
				85,73						8 11		10 12		3				— 30 cm finais		- - - 30 cm Iniciais	
				80,73						10 14		6 9		4				Solo residual maduro, silte argiloso, marrom			
				75,73						7 11		8 14		5				Solo residual jovem, heterogêneo e anisotrópico, silte arenoso, cor roxo e marrom			
				70,73						10 14		23 32		6				Solo residual jovem, heterogêneo e anisotrópico, silte argiloso, cor cinza e amarelo. Solo de alteração			
				65,73						24 31		26 34		7				Alteração de rocha, argilo arenoso, cor cinza variegado			
														8				↑ Furo terminado			
														9							
														10							
														11							
														12							
														13							
														14							
														15							
														16							
														17							
														18							
														19							
														20							
														21							
														22							
														23							
														24							
														25							
														26							
														27							
														28							
														29							
														30							
														31							
														32							
														33							
														34							
														35							
														36							
														37							
														38							
Nível d'água				Amostrador				Revestimento Ø 2 3/8 "				Data de execução									
NA Inic. 3,18 m		10/01/2020		Ø interno 1 3/8 "		Peso 65,0 kg		Início 10/01/2020													
NA Final 3,00 m		10/01/2020		Ø externo 2 "		Altura de queda 75,0 cm		término 10/01/2020													
Obs: 0																					
Digitadora		Tec. Edificações Luciene Carvalho				Engº Geolº		Leonardo C. Mariano-Crea 105449D				14/01/2020 Folha 01									

ANEXO B – Estaca Tipo Hélice Contínua Planilha de Capacidade de carga pelo Método Aoki-Velloso (1975)

Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	R _p na camada (kN)	R _L por metro (kN)	R _L acumulada (kN)	R _{Total do solo} (kN)	P _{adm} (kN)
1	230,00	0,034	2,00	4,00	77,45	15,05	15,04	92,50	46,25
2	230,00	0,034	2,00	4,00	177,03	34,39	49,44	226,47	113,24
3	230,00	0,034	2,00	4,00	110,64	21,50	70,94	181,58	90,79
4	230,00	0,034	2,00	4,00	143,84	27,95	98,88	242,72	121,36
5	230,00	0,034	2,00	4,00	121,71	23,65	122,53	244,24	122,12
6	230,00	0,034	2,00	4,00	132,77	25,80	148,32	281,10	140,55
7	230,00	0,034	2,00	4,00	99,58	19,35	167,67	267,25	133,63
8	230,00	0,034	2,00	4,00	121,71	23,65	191,32	313,02	156,51
9	230,00	0,034	2,00	4,00	154,90	30,09	221,41	376,31	188,16
10	230,00	0,034	2,00	4,00	154,90	30,09	251,41	406,41	203,20
11	230,00	0,034	2,00	4,00	354,06	68,79	320,30	674,35	337,18
12	230,00	0,034	2,00	4,00	342,99	66,64	386,93	729,93	364,96
13	230,00	0,034	2,00	4,00	376,19	73,09	460,02	836,21	418,10

**ANEXO C – Estaca Tipo Hélice Contínua Planilha de Capacidade de carga pelo Método
Décourt-Quaresma (1978)**

Profundidade (m)	Np	NL	α (%)	β (%)	Coef. Solo	Rp (kN)	Rl (kN)	Rl acumulada (kN)	R total (kN)	Padm (kN)	R/2	(R/1,3)+(Rp/4)
1	11,50	7,00	0,30	1,00	200,00	19,92	36,65	0,00	19,92	4,98	9,96	4,98
2	11,00	11,00	0,30	1,00	200,00	19,05	51,31	0,00	19,05	4,76	9,52	4,76
3	13,00	10,67	0,30	1,00	200,00	22,51	50,09	50,09	72,60	36,30	36,30	44,16
4	11,33	11,25	0,30	1,00	200,00	19,63	52,23	102,32	121,95	60,97	60,97	83,61
5	12,00	11,20	0,30	1,00	200,00	20,78	52,05	154,37	175,15	87,57	87,57	123,94
6	10,67	11,33	0,30	1,00	200,00	18,47	52,53	206,90	225,37	112,69	112,69	163,77
7	10,67	11,00	0,30	1,00	200,00	18,47	51,31	258,21	276,69	138,34	138,34	203,24
8	11,33	11,00	0,30	1,00	200,00	19,63	51,31	309,53	329,15	164,58	164,58	243,00
9	13,00	11,33	0,30	1,00	200,00	22,51	52,53	362,06	384,57	192,29	192,29	284,14
10	20,00	11,60	0,30	1,00	200,00	34,64	53,51	415,57	450,21	225,10	225,10	328,33
11	25,67	11,91	0,30	1,00	200,00	44,45	54,64	470,22	514,67	257,33	257,33	372,82
12	32,33	12,17	0,30	1,00	200,00	55,99	55,59	525,81	581,67	290,90	290,90	318,46
13	32,50	12,38	0,30	1,00	200,00	56,28	56,39	582,19	638,48	319,24	319,24	461,91

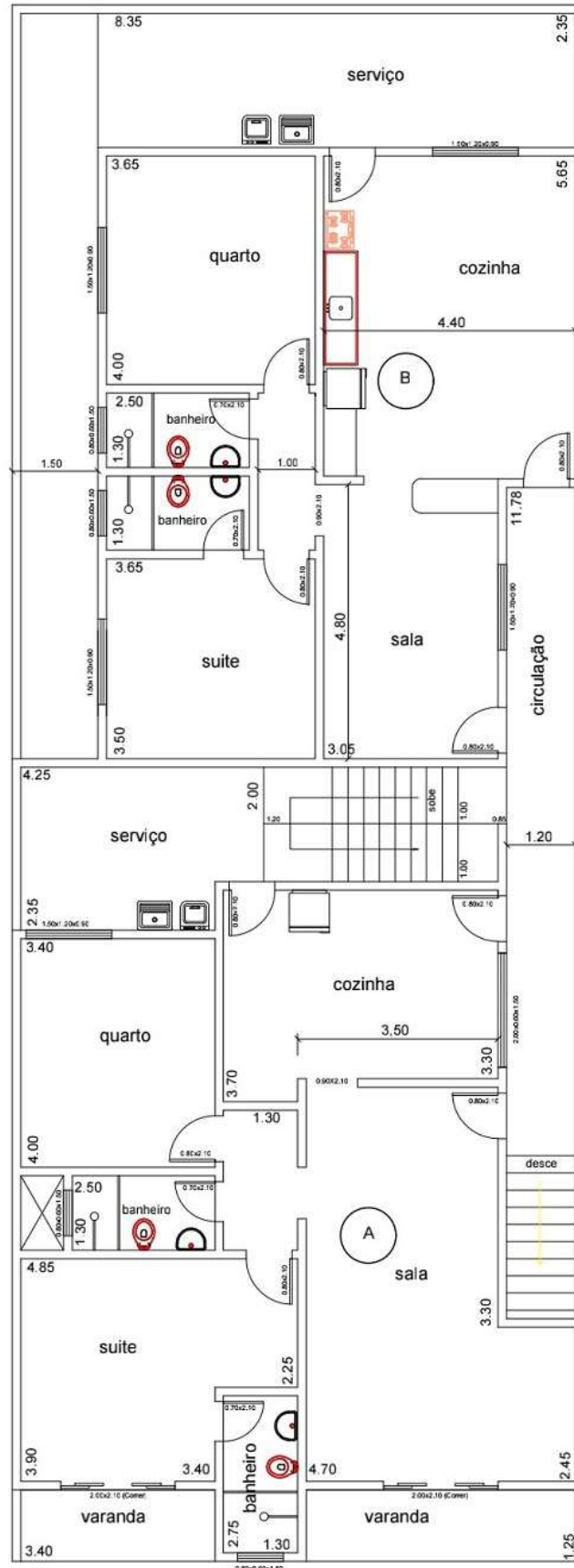
ANEXO D – Estaca Strauss Planilha de Capacidade de carga pelo Método Aoki-Velloso (1975)

Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	R _p na camada (kN)	R _L por metro (kN)	R _L acumulada (kN)	R _{Total do solo} (kN)	P _{adm} (kN)
1	230,00	0,034	3,00	6,00	60,86	10,89	10,89	71,76	35,88
2	230,00	0,034	3,00	6,00	139,12	24,89	35,79	174,90	87,45
3	230,00	0,034	3,00	6,00	86,95	15,56	51,35	138,29	69,15
4	230,00	0,034	3,00	6,00	113,03	20,23	71,57	184,61	92,30
5	230,00	0,034	3,00	6,00	95,64	17,12	88,69	184,33	92,17
6	230,00	0,034	3,00	6,00	104,34	18,67	107,36	211,70	105,85
7	230,00	0,034	3,00	6,00	78,25	14,00	121,36	199,62	99,81
8	230,00	0,034	3,00	6,00	95,64	17,12	138,48	234,12	117,06
9	230,00	0,034	3,00	6,00	121,73	21,78	160,26	281,99	140,99
10	230,00	0,034	3,00	6,00	121,73	21,78	182,04	303,77	151,89
11	230,00	0,034	3,00	6,00	278,24	49,79	231,83	510,07	255,03
12	230,00	0,034	3,00	6,00	269,54	48,23	280,07	549,61	274,80
13	230,00	0,034	3,00	6,00	295,63	52,90	332,97	628,59	314,30

ANEXO E – Estaca Strauss Planilha de Capacidade de carga pelo Método Décourt-Quaresma (1978)

Profundidade (m)	NP	NL	α (%)	β (%)	Coef. Solo	Rp (kN)	Rl (kN)	Rl acumulada (kN)	R Total (kN)	P _{adm} (kN)	R/2	(Rl/1,3)+(Rp/4)
1	11,50	7,00	0,60	0,65	200,00	93,90	16,81	0,00	93,90	23,48	46,95	23,48
2	11,00	11,00	0,60	0,65	200,00	89,82	23,54	0,00	89,82	22,46	44,91	22,46
3	13,00	10,67	0,60	0,65	200,00	106,15	22,98	22,98	129,13	4421,00	64,57	44,21
4	11,33	11,25	0,60	0,65	200,00	92,54	23,96	46,94	139,48	59,24	69,74	59,24
5	12,00	11,20	0,60	0,65	200,00	97,99	23,87	70,81	168,80	78,97	84,40	78,97
6	10,67	11,33	0,60	0,65	200,00	87,10	24,10	94,91	182,01	91,00	91,00	94,78
7	10,67	11,00	0,60	0,65	200,00	87,10	23,54	118,45	205,55	102,77	102,77	112,89
8	11,33	11,00	0,60	0,65	200,00	92,54	23,54	141,98	234,53	117,26	117,26	132,35
9	13,00	11,33	0,60	0,65	200,00	106,15	24,10	166,08	272,24	136,12	136,12	154,29
10	20,00	11,60	0,60	0,65	200,00	163,31	24,55	190,63	353,94	176,97	176,97	187,47
11	25,67	11,91	0,60	0,65	200,00	209,58	25,07	215,69	425,28	212,64	212,64	218,32
12	32,33	12,17	0,60	0,65	200,00	264,02	25,50	241,19	505,22	251,54	252,61	251,54
13	32,50	12,38	0,60	0,65	200,00	265,38	25,87	267,06	532,44	266,22	266,22	271,78

ANEXO F – Desenho Arquitetônico



Planta baixa (1º pav) 1:100

ANEXO G – Dimensionamento do número de estacas para o Método de Aoki-Velloso

Estaca Tipo Hélice Contínua				Estaca Strauss			
Pilar	Diâmetro (mm)	Nº estacas	Dimensão	Pilar	Diâmetro (mm)	Nº estacas	Dimensão
P01	40	1	20x40	P01	32	3	20x40
P02	40	2	30x30	P02	32	4	30x40
P03	40	1	20x40	P03	32	3	20x40
P04	40	1	20x40	P04	32	3	20x40
P05	40	2	30x40	P05	32	5	30x40
P06	40	3	40x50	P06	32	6	40x50
P07	40	2	30x40	P07	32	5	30x40
P08	40	1	20x40	P08	32	2	20x40
P09	40	3	40x40	P09	32	6	40x40
P10	40	4	40x50	P10	32	6	40x50
P11	40	3	30x40	P11	32	6	30x40
P12	40	1	20x40	P12	32	2	20x40
P13	40	2	30x40	P13	32	4	30x40
P14	40	2	30x40	P14	32	5	30x40
P15	40	2	30x40	P15	32	5	30x40
P16	40	2	30x40	P16	32	4	30x40
P17	40	3	40x40	P17	32	6	40x40
P18	40	2	30x30	P18	32	4	30x40
P19	40	2	30x40	P19	32	4	30x40
P20	40	2	20x40	P20	32	3	20x40
P21	40	2	30x40	P21	32	4	30x40
P22	40	2	30x30	P22	32	4	30x30
P23	40	2	20x40	P23	32	4	20x40
P24	40	2	30x40	P24	32	4	30x40
P25	40	3	40x40	P25	32	6	40x40
P26	40	2	30x40	P26	32	5	30x40
P27	40	2	30x30	P27	32	4	30x30
P28	40	2	30x40	P28	32	4	30x40
P29	40	3	40x40	P29	32	6	40x40
P30	40	2	20x40	P30	32	3	20x40

ANEXO H – Dimensionamento do número de estacas para o Método Décourt-Quaresma

Estaca Tipo Hélice Contínua				Estaca Strauss			
Pilar	Diâmetro (mm)	Nº estacas	Dimensão	Pilar	Diâmetro (mm)	Nº estacas	Dimensão
P01	40	2	20x40	P01	32	2	20x40
P02	40	2	30x30	P02	32	3	30x40
P03	40	2	20x40	P03	32	2	20x40
P04	40	2	20x40	P04	32	3	20x40
P05	40	3	30x40	P05	32	4	30x40
P06	40	4	40x40	P06	32	6	40x50
P07	40	3	30x40	P07	32	4	30x40
P08	40	1	20x40	P08	32	2	20x40
P09	40	3	40x40	P09	32	5	40x40
P10	40	5	40x50	P10	32	6	40x50
P11	40	3	30x40	P11	32	5	40x40
P12	40	1	20x40	P12	32	2	20x40
P13	40	2	30x40	P13	32	3	30x40
P14	40	3	30x40	P14	32	4	30x40
P15	40	3	30x40	P15	32	4	30x40
P16	40	3	30x40	P16	32	4	30x40
P17	40	4	40x40	P17	32	6	40x40
P18	40	2	30x30	P18	32	3	30x30
P19	40	2	30x40	P19	32	4	30x40
P20	40	2	20x40	P20	32	3	20x40
P21	40	3	30x40	P21	32	4	30x40
P22	40	2	30x30	P22	32	4	30x30
P23	40	2	30x40	P23	32	3	30x40
P24	40	2	30x40	P24	32	4	30x40
P25	40	4	40x40	P25	32	6	40x40
P26	40	3	30x40	P26	32	2	30x40
P27	40	2	30x30	P27	32	3	30x30
P28	40	2	30x40	P28	32	4	30x40
P29	40	4	40x40	P29	32	6	40x40
P30	40	2	20x40	P30	32	3	20x40

ANEXO I – Solicitação Média de Carga para a Estaca Tipo Hélice Contínua em cada bloco

Nome	Carga (kN)	Nº Estacas	Carga por estaca (kN)
P1	232,26	1	232,3
P2	375,34	2	187,7
P3	232,26	1	232,3
P4	270,48	1	270,5
P5	480,2	2	240,1
P6	764,4	3	254,8
P7	478,24	2	239,1
P8	212,66	1	212,7
P9	648,76	3	216,3
P10	944,72	4	236,2
P11	577,22	3	192,4
P12	196,98	1	197,0
P13	349,86	2	174,9
P14	470,4	2	235,2
P15	498,82	2	249,4
P16	454,72	2	227,4
P17	671,3	3	223,8
P18	356,72	2	178,4
P19	404,74	2	202,4
P20	290,08	2	145,0
P21	455,7	2	227,9
P22	412,58	2	206,3
P23	385,14	2	192,6
P24	416,5	2	208,3
P25	714,42	3	238,1
P26	476,28	2	238,1
P27	395,92	2	198,0
P28	407,68	2	203,8
P29	713,44	3	237,8
P30	332,22	2	166,1

ANEXO J – Solicitação Média de Carga para a Estaca Strauss em cada bloco

Nome	Carga (kN)	Nº Estacas	Carga por estaca
P1	232,26	3	77,4
P2	375,34	4	93,8
P3	232,26	3	77,4
P4	270,48	3	90,2
P5	480,20	5	96,0
P6	764,40	6	127,4
P7	478,24	5	95,6
P8	212,66	2	106,3
P9	648,76	6	108,1
P10	944,72	6	157,5
P11	577,22	6	96,2
P12	196,98	2	98,5
P13	349,86	4	87,5
P14	470,40	5	94,1
P15	498,82	5	99,8
P16	454,72	4	113,7
P17	671,30	6	111,9
P18	356,72	4	89,2
P19	404,74	4	101,2
P20	290,08	3	96,7
P21	455,70	4	113,9
P22	412,58	4	103,1
P23	385,14	4	96,3
P24	416,50	4	104,1
P25	714,42	6	119,1
P26	476,28	5	95,3
P27	395,92	4	99,0
P28	407,68	4	101,9
P29	713,44	6	118,9
P30	332,22	3	110,7