



# **CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

---

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"  
*Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005*

**João Batista Barreto Junior**

**DETERMINAÇÃO DE PERFIZ GEOTÉCNICOS DA CIDADE DE  
ARAGUAINA E APRESENTAÇÃO DE SOLUÇÕES DE FUNDAÇÃO,  
COM VISTAS AO PLANEJAMENTO URBANO**

**Palmas-TO  
2017**



# **CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"  
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

**João Batista Barreto Junior**

## **DETERMINAÇÃO DE PERFIZ GEOTÉCNICOS DA CIDADE DE ARAGUAINA E APRESENTAÇÃO DE SOLUÇÕES DE FUNDAÇÃO, COM VISTAS AO PLANEJAMENTO URBANO**

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso (TCCII) do curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor mestre Murilo de Pádua Marcolini

**Palmas-TO  
2017**



## **CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"  
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

**João Batista Barreto Junior**

### **DETERMINAÇÃO DE PERFIZ GEOTÉCNICOS DA CIDADE DE ARAGUAINA E APRESENTAÇÃO DE SOLUÇÕES DE FUNDAÇÃO, COM VISTAS AO PLANEJAMENTO URBANO**

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso (TCCII) do curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor mestre Murilo de Pádua Marcolini

Aprovada em \_\_\_\_ / \_\_\_\_ / 2017.  
BANCA EXAMINADORA

Professor mestre Murilo, de Pádua Marcolini  
Centro Universitário Luterano de Palmas

Professor mestre Ygor Freitas  
ITPAC Araguaína

Professora mestre Tailla Cabral  
Centro Universitário Luterano de Palmas

**Palmas-TO  
2017**

JUNIOR, João Batista Barreto. **Determinação de perfiz geotécnicos da cidade de Araguaína e apresentação de soluções de fundação, com vistas ao planejamento urbano.** 2017. Número total de 59 folhas. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Centro Universitário Luterano de Palmas, 2017.

---

## RESUMO

---

O subsolo, de modo geral, é um elemento de grande complexidade e também de grande importância, pois nele estão apoiadas as fundações das mais diversas construções. Dada essa importância, o conhecimento de suas características geotécnicas torna-se imprescindível para o seu uso de forma eficaz. Para tanto, as sondagens são utilizadas como ferramentas para investigação do subsolo, que têm como principal representante a sondagem do tipo SPT (*Standard Penetration Test*). Porém, mesmo com a realização de sondagens, o solo pode não ser bem compreendido, resultando na adoção de coeficientes de segurança elevados para obras geotécnicas. Assim, para a concepção de fundações que combinem economia e segurança, é necessário o conhecimento aprofundado das características geotécnicas do solo. Este trabalho é o resultado da coleta e análise de 10 boletins de sondagem à percussão SPT realizadas no Plano Diretor da cidade de Araguaína -TO, que constituem 10 furos. Por meio da análise das informações contidas nos boletins, foi feita a caracterização de 3 áreas geotécnicas contidas no Plano Diretor e a partir dos perfis gerados na caracterização são apresentadas soluções de fundação para construções típicas observadas na cidade e de acordo com a ocupação do solo definido pelo Plano Diretor de Araguaína. Desse modo, caracterizaram-se as zonas geotécnicas por meio da análise de boletins de sondagem do tipo SPT referente às mesmas e foram dimensionadas soluções de fundação de acordo com os perfis gerados. Sendo assim, este trabalho traz informações geotécnicas e propostas de fundações que servirão como referência inicial para obras futuras, fomentando o planejamento urbano e contribuindo para a elaboração de projetos básicos e análises de viabilidade.

**Palavras-chave:** SPT, caracterização, áreas geotécnicas, Fundação.

JUNIOR, João Batista Barreto. **Determination of geotechnical profiles of the city of Araguaína and presentation of foundation solutions, with a view to urban planning.** 2017. Total number of 59 sheets. Course Completion Work (Bachelor of Civil Engineering) - Centro Universitário Luterano de Palmas, 2017.

---

### ABSTRACT

---

The subsoil, in general, is an element of great complexity and also of great importance, because in it are supported the foundations of the most diverse constructions. Given this importance, the knowledge of its geotechnical characteristics becomes essential for its use in an effective way. To do so, the surveys are used as tools for underground investigation, whose main representative is the SPT (Standard Penetration Test) type survey. However, even with drilling, the soil may not be well understood, resulting in the adoption of high safety coefficients for geotechnical works. Thus, for the design of foundations that combine economy and safety, it is necessary the in-depth knowledge of the geotechnical characteristics of the soil. This work is the result of the collection and analysis of 10 SPT drilling bulletins carried out in the Master Plan of the city of Araguaína -TO, which constitute 10 holes. Through the analysis of the information contained in the bulletins, it was made the characterization of three geotechnical areas contained in the Master Plan and from the profiles generated in the characterization are presented solutions of foundation for typical constructions observed in the city and according to the occupation of the defined soil by the Master Plan of Araguaína. In this way, the geotechnical zones were characterized by the analysis of SPT-type probing bulletins, and founding solutions according to the profiles generated. Thus, this work brings geotechnical information and proposals for foundations that will serve as an initial reference for future works, fomenting urban planning and contributing to the elaboration of basic projects and feasibility analyzes.

**Keywords:** SPT, characterization, geotechnical areas, Foundation.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ilustração de uma sondagem a percussão SPT.....	11
Figura 2 - Exemplo de um laudo de sondagem do tipo SPT. (Fonte: Franco Engenharia) .....	12
Figura 3 – Exemplos de sapatas isoladas de concreto armado.....	15
Figura 4 – Estaca Broca.....	15
Figura 5– Execução de estaca Strauss.....	16
Figura 6 – Estaca Pré-moldada de concreto.....	17
Figura 7– Execução de estaca Franki.....	18
Figura 8 – Estaca Metálica.....	19
Figura 9 – Estaca do tipo Mega.....	20
Figura 10 – Execução de estaca Escavada.....	20
Figura 11 – Tubulão a ar comprimido.....	22
Figura 12– Execução de estaca hélice contínua.....	23
Figura 13– Execução de estaca raiz.....	24
Figura 14 – Dimensões de uma sapata isolada.....	28
Figura 15 – Representação de h e h0.....	28
Figura 16 – Projeção da base de tubulão a céu aberto de base circular (a) e falsa elipse (b) .....	29
Figura 17 – Corte transversal de um tubulão a céu aberto.....	30
Figura 18 – bloco sobre uma estaca.....	31
Figura 19 – Esquema de forças.....	32
Figura 20 – Relação entre a tensão de tração característica do concreto e as dimensões do bloco.....	32
Figura 21 – Disposição das armaduras.....	33
Figura 22 sondagens da área geotécnica 1.....	34
Figura 23 sondagens da área geotécnica 2.....	35
Figura 24 sondagens da área geotécnica 3.....	35
Figura 25 – Área geotécnica 1 caracterizada.....	39
Figura 26 – Entrada de dados.....	42
Figura 27 – Método Aoki-Velloso.....	42
Figura 28 – Decóurt Quaresma.....	42
Figura 29 – Dimensionamento de bloco sobre duas estacas.....	43
Figura 30 – Dimensionamento da sapata.....	44
Figura 31 – Área geotécnica 1 caracterizada.....	59
Figura 32 – Área geotécnica 2 caracterizada.....	59
Figura 33 – Área geotécnica 3 caracterizada.....	60

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1– Relação entre volume da base e diâmetros da estaca Franki. (Fonte: AOKI N., CINTRA J.C. 2010) .....	18
Tabela 2 – Valores de F1 e F2 (AOKI N., CINTRA J.C. 2010) .....	25
Tabela 3 – Valores de K e $\alpha$ (Alonso, 2012-a) .....	26
Tabela 4 – Valores da variável K (Alonso, 2012-a) .....	27
Tabela 5 – Valores atribuídos ao coeficiente $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Alonso, 2012) .....	27
Tabela 6 – Valores atribuídos ao coeficiente $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo. (Alonso, 2012-a) .....	27
Tabela 7 – Solo na primeira camada das sondagens utilizadas na caracterização da Área geotécnica 1 (Fonte: Próprio autor) .....	37
Tabela 8 – Solo na primeira camada das sondagens utilizadas na caracterização da Área geotécnica 2 (Fonte: Próprio autor) .....	37
Tabela 9 – Solo na primeira camada das sondagens utilizadas na caracterização da Área geotécnica 3 (Fonte: Próprio autor) .....	37
Tabela 10 – Média dos $N_{spt}$ , Área geotécnica 1 (Fonte: Próprio autor) .....	37
Tabela 11 – Média dos $N_{spt}$ , Área geotécnica 2. (Fonte: Próprio autor) .....	38
Tabela 12 – Média dos $N_{spt}$ , Área geotécnica 3. (Fonte: Próprio autor) .....	38
Tabela 13 – Disposição dos furos em relação às áreas geotécnicas (Fonte: Próprio autor) .....	45
Tabela 14– Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 11 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	46
Tabela 15 – Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 11 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	46
Tabela 16 – Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 3 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	47
Tabela 17 – Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 3 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	47
Tabela 18 – Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 2 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	48
Tabela 19 – Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 2 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	48
Tabela 20 – Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 11 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	49
Tabela 21 – Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 11 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	49
Tabela 22 – Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 3 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	50
Tabela 23 – Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 3 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	50
Tabela 24 – Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 2 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	51
Tabela 25 – Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 2 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	51
Tabela 26 – Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 11 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	52
Tabela 27 – Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 11 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	52
Tabela 28 – Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 3 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	53
Tabela 29 – Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 3 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	53
Tabela 30 – Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 2 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	54
Tabela 31 – Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 2 pavimentos (Fonte: Próprio autor) .....	54
Tabela 32 Fundações indicadas e Fundações alternativas encontradas (Fonte: Próprio autor) .....	56

## LISTA DE SÍMBOLOS

**Qrup** = carga de ruptura

**AP** = área da ponta da estaca

**Pe** = Perímetro da estaca

**K** = coeficiente de resistência específica da ponta (MPa)

**A** = coeficiente de resistência específica lateral (%)

**$\Delta L$**  = de cada camada de solo em metros

**NP** = NSPT próximo à ponta da estaca;

**Nm** = NSPT para cada  $\Delta L$

**F1 e F2** = são fatores de correção das resistências de ponta e lateral.

**Nm** = média aritmética dos SPT's que envolvem o fuste da estaca;

**Np** = média aritmética entre os SPT's da ponta, (anterior e posterior);

**B** = coeficiente para correção da resistência lateral;

**A** = coeficiente para correção da resistência de ponta;

**U** = lateral da estaca;

**$\Delta l$**  = espessura da camada em análise;

**Ap** = área da ponta da estaca;

**K** = coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor  $N_p$  em função do tipo de solo.

**S** = Área da base da sapata

**P** = Carga do pilar

**$\Sigma s$**  = Tensão admissível do solo

**Tx** = esforço de tração paralelo ao lado A

**Ty** = esforço de tração paralelo ao lado B

**Fyk** = tensão de escoamento do aço

**Af** = área do fuste

**Fck** = resistência característica do concreto

**D** = altura útil

**Ftk** = tensão de tração característica do concreto

**a** distância do centro da estaca ao centro da biela. No caso de bloco sobre duas estacas

**Bw** = largura do bloco na seção considerada

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>9</b>
1.1 Objetivos .....	10
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>11</b>
2.1 Sondagem à percussão spt.....	11
2.2 Unidades ou zonas geotécnicas.....	13
2.3 Escolhas das cargas.....	13
2.4 Escolha do tipo de fundação.....	13
2.4.1 Fundações a serem pesquisadas.....	14
2.4.1.1 Fundação rasa.....	14
2.4.1.2 Fundação Profunda.....	15
2.5 Dimensionamento de fundação.....	24
2.5.1 Fundação em estaca.....	24
2.5.1.1 Método Aoki & Velloso.....	24
2.5.1.2 Método Decourt & Quaresma.....	26
2.5.2 Sapata isolada.....	27
2.5.3 Tubulão a céu aberto.....	29
2.6.1 Bloco sobre estaca.....	31
2.6.1.1 Bloco sobre uma estaca.....	31
2.6.1.2 Bloco sobre duas estacas.....	32
<b>3. METODOLOGIA.....</b>	<b>34</b>
3.1 Aquisição de dados.....	34
3.2 Caracterização das áreas geotécnicas.....	36
3.3 Escolha das cargas.....	40
3.4 Escolha e dimensionamento das fundações.....	40
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>45</b>
4.1 Definição das áreas geotécnicas.....	45
4.2 Soluções de fundação.....	45
4.2.1 Área geotécnica 1, edifício de 11 pavimentos.....	46
4.2.2 Área geotécnica 1, edifício de 3 pavimentos.....	47
4.2.3 Área geotécnica 1, edifício de 2 pavimentos.....	48
4.2.4 Área geotécnica 2, edifício de 11 pavimentos.....	49
4.2.5 Área geotécnica 2, edifício de 3 pavimentos.....	50
4.2.6 Área geotécnica 2, edifício de 2 pavimentos.....	51
4.2.7 Área geotécnica 3, edifício de 11 pavimentos.....	52
4.2.8 Área geotécnica 3, edifício de 3 pavimentos.....	53
4.2.9 Área geotécnica 3, edifício de 2 pavimentos.....	54
<b>5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>55</b>
<b>6. REFERÊNCIA BIBLOGRÁFICA.....</b>	<b>57</b>
<b>7. APÊNDICE PERFIS CARACTERIZADOS DAS ÁREAS GEOTÉCNICAS.....</b>	<b>59</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Os perfis geotécnicos permitem a identificação dos solos e das rochas que compõem as camadas de interesse para a construção civil, apresentando grande importância pois é necessário conhecer as características geotécnicas do solo antes de se elaborar o projeto de fundação de uma edificação isso ocorre devido à grande variabilidade do solo, visto que dentro de um único terreno pode haver mais do que um tipo de solo.

O método mais utilizado atualmente, no Brasil é a sondagem à percussão SPT (*Standart Penetration Test*). Deste ensaio são retiradas as mais diversas informações sobre as características do solo como por exemplo a determinação dos tipos de solo, perfil geológico, consistência dos solos, além da capacidade de carga das camadas do subsolo são utilizadas na escolha e dimensionamento das fundações, entretanto.

Entretanto, as informações obtidas por meio de um ensaio de sondagem SPT são pontuais por tanto quanto maior o número de furos dentro de um mesmo terreno maior será a precisão obtida com a sondagem o que acaba, onerando significativamente o processo devido a isso é necessário adotar coeficientes de segurança muito altos durante o dimensionamento dos elementos de fundação.

Assim, têm-se os métodos geofísicos de investigação geotécnica, que permitem viabilizar uma ampla e rápida aquisição de dados do subsolo. Esses ensaios se distinguem por serem métodos conservativos, e podem apresentar enfoques diferentes, dependendo da demanda.

Por tanto propõe-se, neste trabalho, a partir da coleta de boletins de sondagem do tipo SPT, a caracterização de perfis geotécnicos para algumas das principais áreas delimitadas pelo Plano Diretor da cidade de Araguaína-TO. Através dos perfis, serão propostas soluções de fundação para as construções típicas, definidas pelo Plano Diretor.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1 Objetivo Geral**

Este trabalho tem por objetivos gerais, a determinação dos perfis geotécnicos, obtidos por meio de boletins de sondagem do tipo SPT, para as áreas delimitadas pelo Plano Diretor da cidade de Araguaína e a apresentação de soluções de fundação.

#### **1.1.1 Objetivos Específicos**

- Realizar um levantamento em 10 laudos de sondagem para as áreas delimitadas pelo Plano Diretor da cidade de Araguaína;
- Elaborar tabela comparativa dos laudos de sondagem agrupando as áreas geotécnicas semelhantes;
- Apresentar soluções de fundação para as áreas geotécnicas;

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

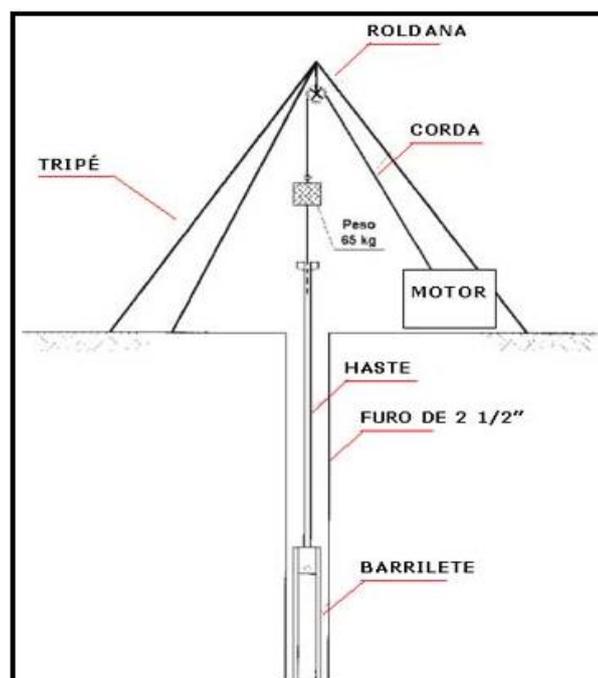
### 2.1 Sondagem à percussão SPT

Segundo Salerno et al. (2010) o método de investigação geotécnica SPT possui muitas vantagens tais como um custo relativamente baixo, é facilmente executado, pode ser realizado em locais de difícil acesso e fornece uma descrição do solo por meio de coleta de amostras e análise da consistência do solo as quais são obtidas por meio de correlações com a resistência que é fornecida, estas vantagens entre outras tornaram o método de sondagem SPT o mais utilizado no Brasil.

Quem normatiza o método de sondagem SPT é a NBR 6484 (ABNT, 2001) segundo a norma finalidade deste procedimento quanto a suas aplicações em engenharia civil são a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a localização do lençol freático e os índices de resistência à penetração (N) a cada metro.

TEIXEIRA, (2003) descreve o ensaio como a cravação de um amostrador padronizado com 45 cm de comprimento (barrilete), através de um peso de 65 kgf caindo em queda livre de 0,75m. A Figura 1, ilustra a realização de uma sondagem a percussão SPT

**Figura 1 - Ilustração de uma sondagem a percussão SPT**

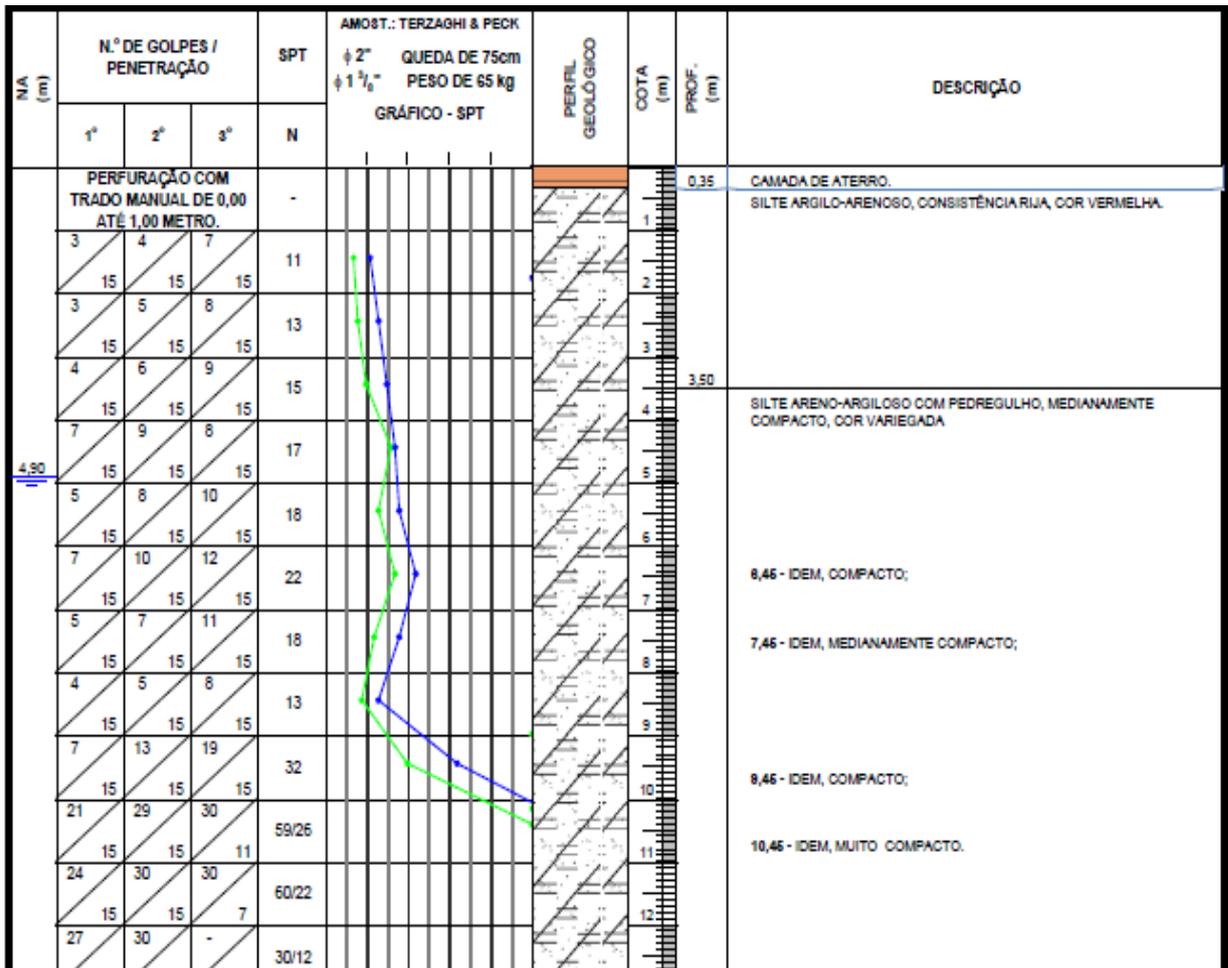


Fonte: Tipos de solo e investigação do subsolo, 2012.

O método de ensaio SPT gera um perfil geológico-geotécnico que consiste em uma representação das camadas com a indicação do tipo de solo contido em cada uma destas. O solo é classificado, no mínimo, através de suas propriedades: granulometria, plasticidade, cor e origem de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2001). A Figura 2 apresenta um boletim de sondagem obtido na cidade de Araguaína

No laudo de sondagem do tipo SPT são apresentadas as seguintes informações: Profundidade de cada camada, nível do lençol freático, número de golpes (N) necessários para penetrar 30 cm do amostrador, após uma penetração inicial de 15 cm, consistência e descrição do solo em cada camada. Onde segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001) segue a ordem de proporção das frações de solo na camada. Por exemplo, na descrição silte argilo-arenoso, o silte é a fração de solo com maior proporção em seguida a argila e depois a areia sendo que a descrição é limitada pela norma a um número máximo de três frações de solo.

**Figura 2 - Exemplo de um laudo de sondagem do tipo SPT.**



## **2.2 Unidades ou zonas geotécnicas**

Segundo Dias (1995), unidades geotécnicas são regiões que apresentam perfis de solo com origem e características físicas e morfológicas semelhantes, portanto possuem um comportamento geotécnico parecido quanto ao uso e ocupação do solo. A estimativa de uma zona geotécnica é feita através dos dados obtidos e interpretados de um trabalho cartográfico e tem por objetivo de limitar as zonas onde o comportamento do solo seja semelhante quanto ao uso e ocupação do mesmo.

## **2.3 Escolhas das cargas**

Pinheiro Filho e Pio (2012) apresenta projetos estruturais de várias edificações com diferentes números de pavimentos. Nesses projetos são mostradas as disposições dos pilares com suas respectivas dimensões e cargas com o conhecimento do porte de tais edificações como uma referência é possível definir as cargas a serem utilizadas no processo de escolha e dimensionamento das fundações.

## **2.4 Escolha do tipo de fundação**

Alonso (2012-b) apresenta o procedimento e as características a serem consideradas para a escolha do tipo de fundação a ser utilizada em uma determinada obra. De acordo com o autor, a escolha de uma fundação para uma determinada construção deve satisfazer as condições técnicas e econômicas da obra em questão. Assim, devem ser conhecidos os seguintes elementos:

- a) proximidade dos edifícios vizinhos, bem como seu tipo de fundação e estado da mesma;
- b) natureza e características do subsolo no local da obra;
- c) grandeza das cargas transmitidas à fundação;
- d) limitação dos tipos de fundação existentes no mercado.

O tipo de fundação é determinado por eliminação, escolhendo-se, entre os tipos existentes, aquelas que satisfaçam tecnicamente o caso em questão. Posteriormente, é realizado um estudo de comparação de custos entre os tipos considerados, visando à escolha do mais econômico.

## 2.4.1 Fundações a serem pesquisadas

Alonso (2012b) salienta que, no mínimo, as seguintes fundações devem ser pesquisadas: Fundação rasa, Fundação em estaca (Broca, Strauss, Pré-moldada de concreto, Franki, Metálica, Mega, Escavadas e Tubulões). O autor indica as particularidades a serem consideradas para a escolha de cada uma dessas fundações.

### 2.4.1.1 Fundação rasa

É o primeiro tipo de fundação a ser pesquisada. A ordem de grandeza da taxa admissível é obtida por:

$\sigma_s = p_a$  (pressão de pré-adensamento para solos predominantemente argilosos)

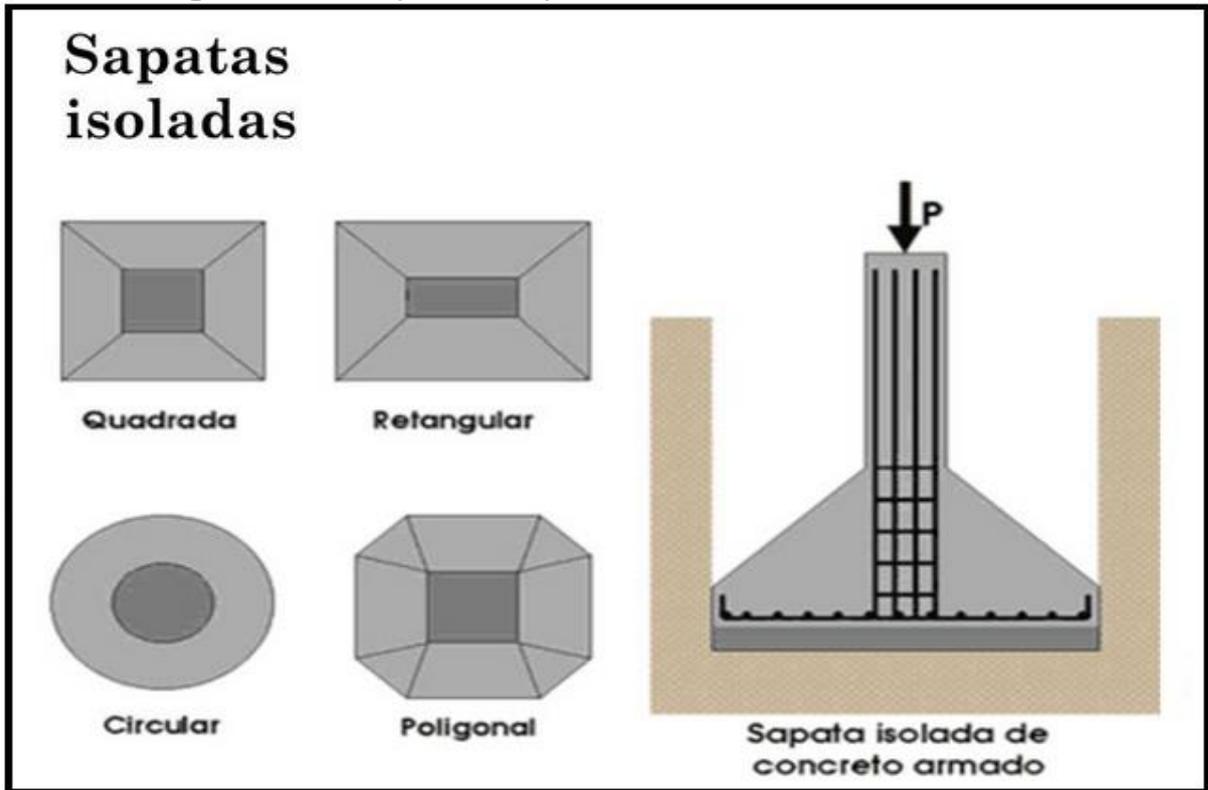
$$\sigma_s = \frac{(SPT)_{\text{medio}}}{50} \text{ (Mpa) para solos com } SPT \leq 20$$

Em princípio, só é vantajoso quando a área ocupada pela fundação abranger, no máximo, de 50% a 70%, da área disponível. Em geral, esse tipo de fundação não deve ser usado nos seguintes casos:

- Aterro não compactado;
- Argila mole;
- Areia fofa e muito fofa;
- Existência de água onde o rebaixamento do lençol freático não se justifica economicamente.

A Figura 3 apresenta exemplos de fundação rasa.

Figura 3 – Exemplos de sapatas isoladas de concreto armado.



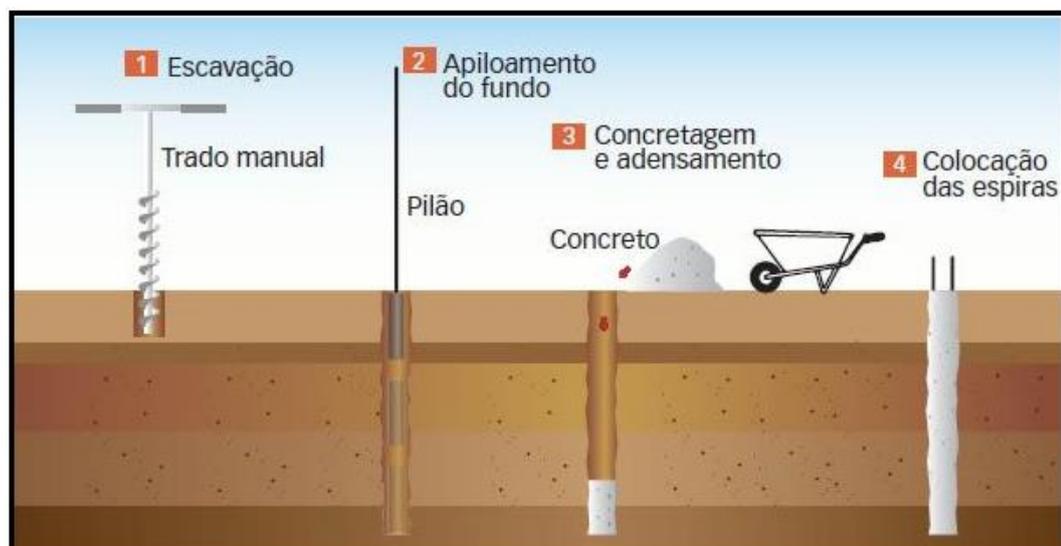
Fonte: slideplayer.com.br, 2017.

#### 2.4.1.2 Fundação Profunda

##### Brocas

As estacas Brocas, Figura 4, são aceitáveis para pequenas cargas (de 50 a 100 kN), acima do nível da água. O diâmetro dessas estacas varia entre 15 e 25 cm, e o seu comprimento é em torno de 3 m.

Figura 4 – Execução de estaca Broca.



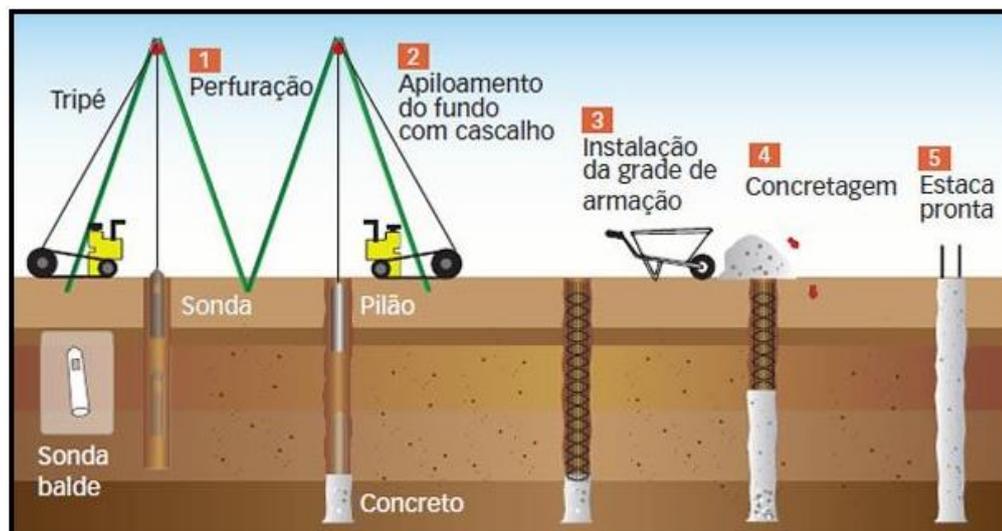
Fonte: construaomercado.pini.com.br, 2017.

## Strauss

Estas estacas, podem ser usadas para cargas que variam entre 200 e 800 kN. Elas não causam vibrações, evitando assim danos às edificações vizinhas. Podem servir como cortina de contenção, quando executadas uma do lado da outra, desde que estejam devidamente armadas.

Não é recomendado executar a estaca Strauss abaixo do nível da água, principalmente em solos arenosos, pois ele é um solo que dificulta a secagem da água dentro do tubo. Também não é recomendada sua execução em argilas moles saturadas, devido ao risco de estrangulamento do fuste durante a concretagem. A Figura 5 ilustra o as etapas de execução de uma estaca Strauss.

Figura 5 – Execução de estaca Strauss.



Fonte: [construcaomercado.pini.com.br](http://construcaomercado.pini.com.br), 2017.

## Pré-moldadas de concreto

Usadas para cargas no intervalo entre 200 e 1500 kN essas estacas, Figura 6, Normalmente, não se recomenda essas estacas para os seguintes casos:

- Terrenos com presença de matacões ou camadas de pedregulhos;
- Terrenos onde a previsão da cota de ponta da estaca seja muito variável, de modo que não seja possível selecionar regiões com comprimento constante;
- Caso em que as construções vizinhas se encontram em estado precário, onde as vibrações causadas pela cravação das estacas possam gerar problemas.

Figura 6 – Estaca Pré-moldada de concreto.



Fonte: [www.interestruturas.com.br](http://www.interestruturas.com.br), 2017.

### Franki

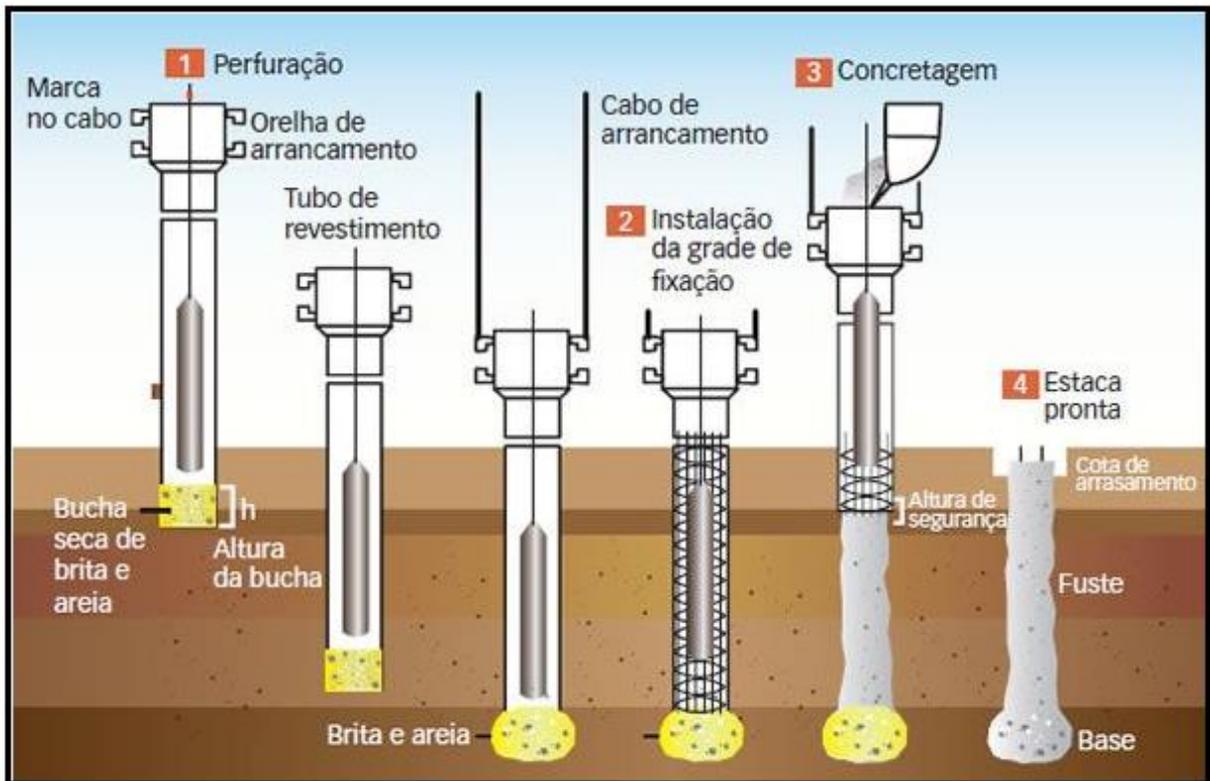
Essas estacas abrangem a mesma faixa de carga das pré-moldadas (de 550 a 1700 kN), no entanto seu processo executivo provoca muita vibração. Não são recomendadas para os seguintes casos:

- Terrenos com matacões;
- Quando as construções vizinhas estiverem em estado precário.
- Terrenos com camadas de argila mole saturada (problema de estrangulamento de fuste analogamente ao que acontece com estacas Strauss). Um recurso normalmente empregado, quando se tenta fazer esse tipo de estaca nesses terrenos, é reforçar a armadura longitudinal ou reforçar a própria argila com o uso de areia.

Ao contrário das estacas pré-moldadas, essas estacas são recomendadas para casos em que a camada resistente se encontrar a profundidades variáveis. São recomendadas também para terrenos com a presença de pequenos matacões ou

pedregulhos relativamente dispersos. A Figura 7 mostra as etapas de execução de uma estaca Franki.

Figura 7– Execução de estaca Franki.



Fonte: [construcaomercado.pini.com.br](http://construcaomercado.pini.com.br), 2017.

O volume da base da estaca varia de acordo com o seu diâmetro. A tabela xx apresenta os valores de volume da base da estaca Franki de acordo com seus diâmetros comerciais.

Tabela 1 – Relação entre volume da base e diâmetros da estaca Franki.

<b>Diâmetro do tubo (cm)</b>	<b>Volume da base (m<sup>3</sup>)</b>
35	0,18
40	0,27
45	0,36
52	0,45
60	0,60

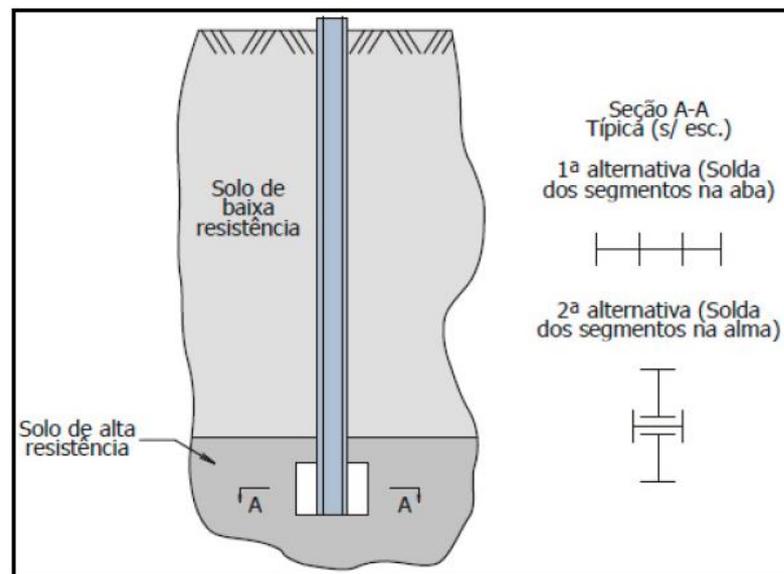
Fonte: AOKI N., CINTRA J.C. 2010.

## Metálicas

Essas estacas, Figura 8, são constituídas por perfis metálicos, simples ou compostos, tubos ou trilhos. Sua faixa de carga varia de 400 a 3000 kN. Ainda que ela seja atualmente o tipo mais caro de estaca, por unidade de carga, ela pode ser uma solução vantajosa para os seguintes casos:

- Quando se deseja evitar a vibração durante a cravação (principalmente no caso de perfis simples);
- Quando servem de apoio para os pilares de divisa, o que elimina o uso de vigas de equilíbrio além de ajudar no escoramento, caso de subsolos (perfis com pranchões de madeira).

Figura 8 – Estaca Metálica.

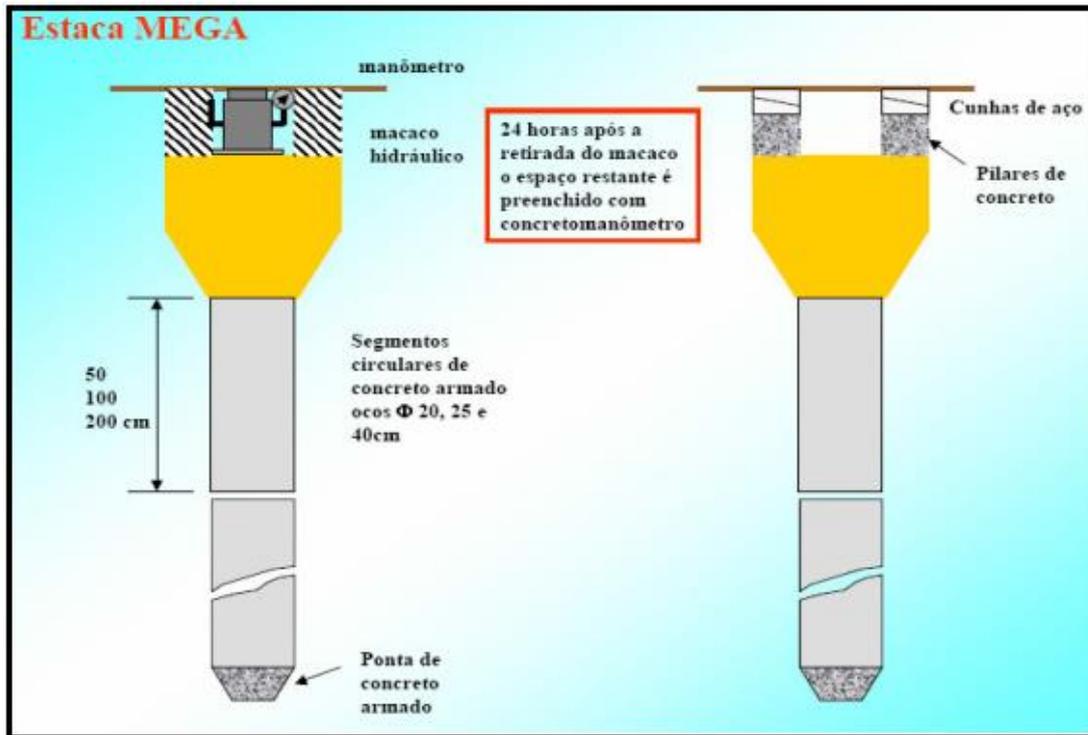


Fonte: <http://wwwo.metalica.com.br2017>

## Tipo Mega

Geralmente de concreto, essas estacas, Figura 9, são cravadas com auxílio de um macaco hidráulico, que pode reagir contra uma cargueira ou contra a própria estrutura. Embora tenham surgido apenas como reforço, também podem ser usadas como fundação inicial, em casos onde há a necessidade de reduzir a vibração e quando nenhuma outra estaca pode ser executada. Sua faixa de carga se encontra em torno de 700 kN.

Figura 9 – Estaca do tipo Mega.



Fonte: Marinho et al., 2014.

## Escavadas

Essas estacas são geralmente executadas com o uso de lama betonífica e usadas para cargas elevadas (acima de 1500 kN). Não causam vibração, porém esse tipo de estaca demanda o uso de uma área relativamente grande para a instalação dos equipamentos necessários a sua execução. A Figura 10 mostra a execução de uma estaca escavada.

Figura 10 – Execução de estaca Escavada.



Fonte: construaomercado.pini.com.br, 2017.

## Tubulões

Existem dois tipos de tubulões. Os tubulões a céu aberto, Figura 2.16, e o a ar comprimido, Figura 11.

Os tubulões a céu aberto são usados acima do nível da água, ou abaixo, se o terreno for predominantemente argiloso de tal modo que seja possível esgotar a água com auxílio de bomba, sem haver perigo de desmoronamento.

Os tubulões a ar comprimido são executados abaixo do nível da água (no máximo, 30 m de coluna de água), quando a água não pode ser esgotada.

Os tubulões a céu aberto podem ser usados para praticamente todas as cargas. Sua execução não gera vibrações. Seu limite de carga é geralmente estabelecido em função do diâmetro da base. Normalmente, as bases devem ter um diâmetro máximo de 4 m, podendo esse limite ser excedido em terrenos bem conhecidos e experimentados.

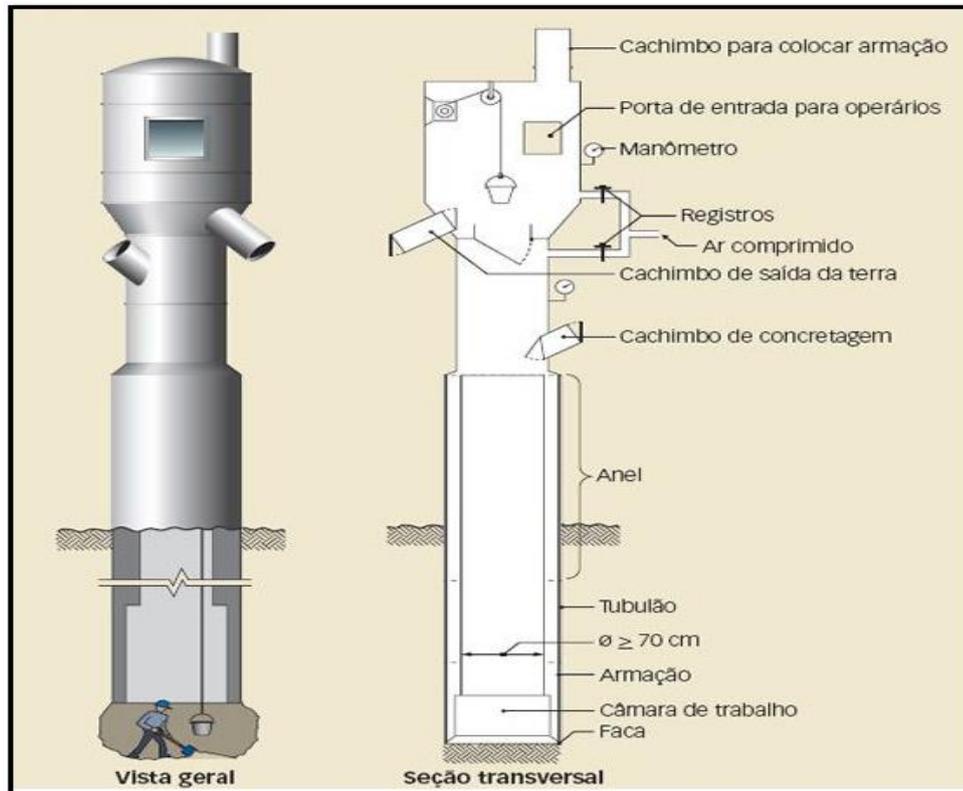
A tensão admissível do solo da base de apoio será obtida por:

$\sigma_s = p_a$  (pressão de pré-adensamento de solos predominantemente argilosos)

$$\sigma_s = \frac{(\text{SPT})_{\text{medio}}}{30} (\text{MPa}) \text{ para solo com SPT} \leq 20$$

O uso de tubulões de ar comprimido se adéqua ao uso para cargas elevadas (acima de 3000 kN). O diâmetro da base e a tensão admissível são obtidos de forma análoga aos tubulões a céu aberto.

Figura 11 – Tubulão a ar comprimido



Fonte: Fogaça, 2012.

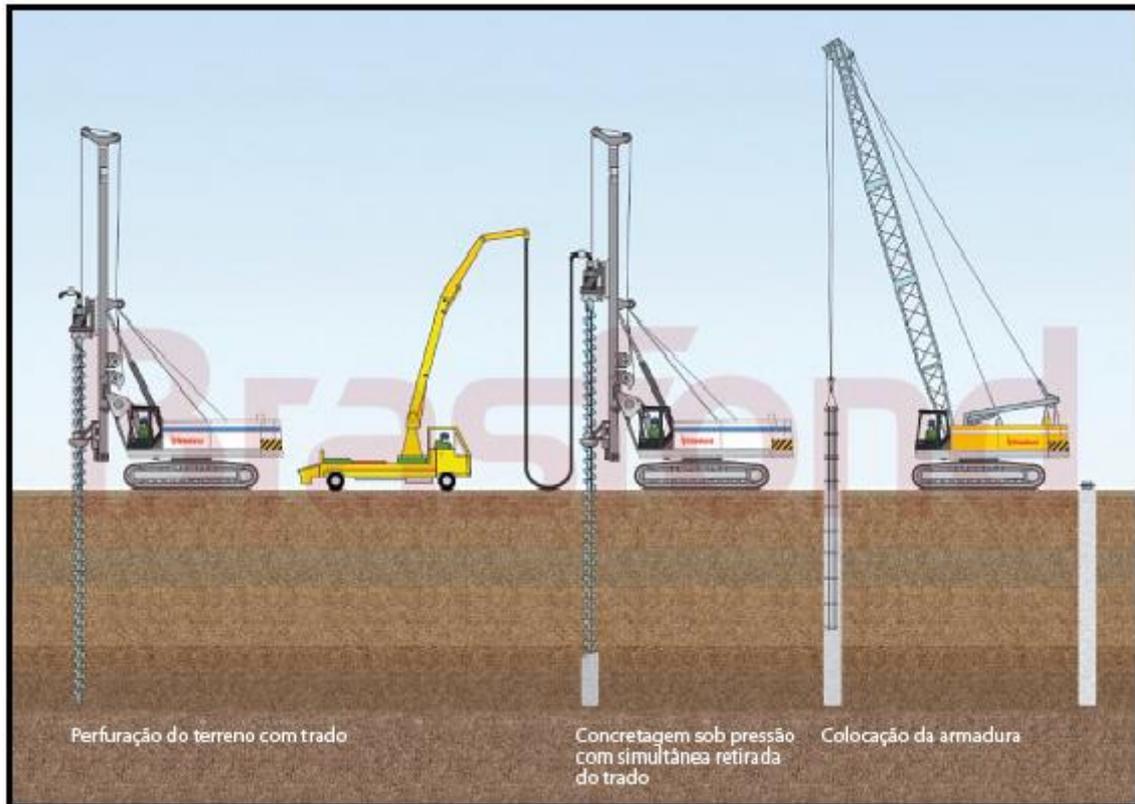
### Hélice Contínua

Segundo Almeida Neto (2002), esta é uma estaca moldada in loco, que escava o solo através de um trado do tipo hélice, e simultaneamente a retirada do solo, executa-se a concretagem através de injeção de concreto com pressão controlada. A armadura é colocada após a concretagem. Atua com cargas entre 300 e 5000 kN. Não é indicada sua utilização nos seguintes casos:

- Terrenos com matacões e rochas;
- Camadas espessas de solo mole, pois pode causar “estrangulamento” do fuste;

A Figura 12 mostra o processo de execução de uma estaca hélice contínua

Figura 12 – Execução de estaca hélice contínua.



Fonte: Brasfond Fundações Especiais.

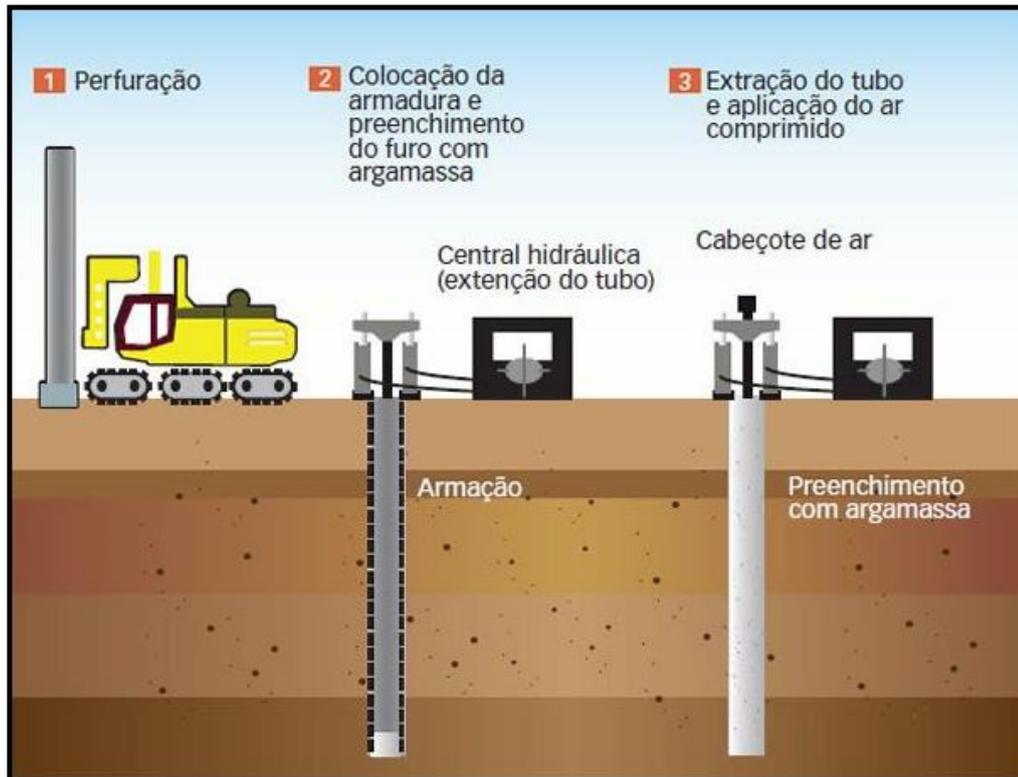
### Raiz

De acordo Figuerêdo (2010), é uma estaca moldada in loco, escavada com equipamento de rotação ou roto percussão, retirando o solo através de circulação de água, ar comprimido ou lama betonífica. O fuste é preenchido com argamassa injetada, posteriormente tampado e pressionado com ar comprimido, fazendo a argamassa penetrar no solo formando uma espécie de “raiz”. Indicado para cargas entre 150 e 1300 kN.

- Podem ser utilizadas em áreas restritas e altura reduzida, devido ao tamanho do equipamento utilizado;
- Não provocam vibrações;
- Indicadas para todos os tipos de terreno, inclusive matacões e rocha;

A Figura 13 apresenta as etapas de execução de uma estaca raiz.

Figura 13– Execução de estaca raiz.



Fonte: construcaomercado.pini.com.br, 2017

## 2.5 Dimensionamento de fundação

A NBR 6122 (ABNT, 2010) trata de todos os procedimentos e critérios que regem o projeto e a execução de fundações, também são consideradas a NBR 6118 (ABNT, 2004) que define os critérios que conduzem o projeto de estruturas de concreto em geral e a NBR 6120 (ABNT, 1980) que define as condições para determinação de valores de carga a serem consideradas em projeto de estrutura de edificações. Para o dimensionamento das fundações em estaca neste trabalho serão considerados os métodos empíricos de Aoki & Velloso (1975) e Decourt & Quaresma (1978).

### 2.5.1 Fundação em estaca

Para o dimensionamento das fundações em estaca neste trabalho serão considerados os métodos empíricos de Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1978).

#### 2.6.1.1 Método Aoki e Velloso

De acordo com Alonso (2012-a), este método tem como objetivo o cálculo da carga última ( $Q_{ult}$ ), ou de ruptura ( $Q_{rup}$ ), em função dos valores da resistência de

ponta ( $q_p$ ) e da resistência lateral ( $q_l$ ) medidos no ensaio CPT. Ele propõe que tanto as tensões-limite de carga última de ponta quanto à de atrito lateral são avaliadas em função da tensão de ponta medida no ensaio CPT. Porém, para se aplicar a metodologia no Brasil, foram feitas correlações entre os valores determinados em campo por ambos os ensaios CPT e SPT.

Para a realização dessas correlações são utilizados os coeficientes  $K$ , que consiste no coeficiente da conversão da resistência da ponta do cone para NSPT, e  $\alpha$  (alfa) que representa relação entre as resistências de ponta e lateral local do ensaio de cone. De acordo com o método, a equação para o cálculo da capacidade de carga última ou de ruptura é:

$$Q_{rup} = a_p \times \frac{KN_p}{F_1} + P_{ex} \sum \alpha \times \frac{KN_m}{F_2} \times \Delta L$$

Onde

$a_p$  = área da ponta da estaca;

$P_e$  = perímetro da estaca;

$K$  = coeficiente de resistência específica da ponta (MPa);

$\alpha$  = coeficiente de resistência específica lateral (%);

$\Delta L$  = espessura de cada camada de solo em metros;

$N_p$  = NSPT próximo à ponta da estaca;

$N_m$  = NSPT para cada  $\Delta L$ ;

$F_1$  e  $F_2$  = são fatores de correção das resistências de ponta e lateral.

Estão apresentados nas Tabelas 2 e 3, respectivamente, os valores de  $F_1$  e  $F_2$  de acordo com o tipo de estaca e os valores de  $K$  e  $\alpha$  de acordo com o tipo de solo.

Tabela 2 – Valores de  $F_1$  e  $F_2$ .

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1+D/0,8	2F1
Escavada	3	6
Raiz, Hélice Contínua, Ômega	2	4

Fonte: AOKI N., CINTRA J.C. 2010

Tabela 3 – Valores de K e  $\alpha$  (Alonso, 2012-a)

<b>Tipo de Solo</b>	<b>K (MPa)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
<b>Areia</b>	1,00	1,4
<b>Areia siltosa</b>	0,80	2,0
<b>Areia silto-argilosa</b>	0,70	2,4
<b>Areia argilosa</b>	0,60	3,0
<b>Areia argilo-siltosa</b>	0,50	2,8
<b>Silte</b>	0,40	3,0
<b>Silte arenoso</b>	0,55	2,2
<b>Silte areno-argiloso</b>	0,45	2,8
<b>Silte argiloso</b>	0,23	3,4
<b>Silte argilo-arenoso</b>	0,25	3,0
<b>Argila</b>	0,20	6,0
<b>Argila arenosa</b>	0,35	2,4
<b>Argila areno-siltosa</b>	0,30	2,8
<b>Argila siltosa</b>	0,22	4,0
<b>Argila silto-arenosa</b>	0,33	3,0

Fonte: Alonso, 2012-a.

### 2.5.1.2 Método Decourt e Quaresma

O método de Décourt e Quaresma se baseia na análise de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas. Porém, este método também pode ser utilizado para estacas tipo Franki, Strauss e escavadas em geral (hélice contínua e injetadas). Trata-se de um método expedito que estima a capacidade de carga de ruptura considerando os ensaios de SPT (Hortegal, 2011).

De acordo com Alonso (2012-a), a equação a seguir é utilizada para calcular a carga de ruptura pelo método de Décourt e Quaresma.

$$Q_{rup} = \alpha K N_p A_p + P \beta \sum 10 \left( \frac{N_m}{3} + 1 \right) \Delta L$$

Onde

$N_m$  = média aritmética dos SPT's que envolvem o fuste da estaca;

$N_p$  = média aritmética entre os SPT's da ponta, (anterior e posterior);

$\beta$  = coeficiente para correção da resistência lateral;

$\alpha$  = coeficiente para correção da resistência de ponta;

$U$  = perímetro lateral da estaca;

$\Delta L$  = espessura da camada em análise;

$A_p$  = área da ponta da estaca;

$K$  = coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor  $N_p$  em função do tipo de solo.

Os valores de  $K$  obtidos experimentalmente, para os tipos de solos, estão representados na Tabela 4. Os valores dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , para os tipos de estacas, estão dispostos nas tabelas 5 e 6.

Tabela 4 – Valores da variável  $K$

Tipo de solo	$K$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Argilas</b>	120
<b>Siltos argilosos (solos residuais)</b>	200
<b>Siltos arenosos (solos residuais)</b>	250
<b>Areias</b>	400

Fonte: Alonso, 2012-a

Tabela 5 – Valores atribuídos ao coeficiente  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Solo/estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (betonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada (alta pressão)
<b>Argilas</b>	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
<b>Solos Intermediários</b>	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
<b>Areias</b>	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Fonte: Alonso, 2012-a

Tabela 6 – Valores atribuídos ao coeficiente  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Solo/estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (betonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada (alta pressão)
<b>Argilas</b>	1,0	0,80	0,90	1,0	0,50	3,0
<b>Solos Intermediários</b>	1,0	0,65	0,75	1,0	0,50	3,0
<b>Areias</b>	1,0	0,50	0,60	1,0	0,50	3,0

Fonte: Alonso, 2012-a

### 2.5.2 Sapata isolada

Alonso 2012-b descreve o procedimento para o dimensionamento de sapatas isoladas. Inicia-se o processo calculando a área necessária da base da sapata, dada pela fórmula a seguir

$$S = \frac{1,05 \times P}{\sigma_s}$$

Onde

S = Área da base da sapata

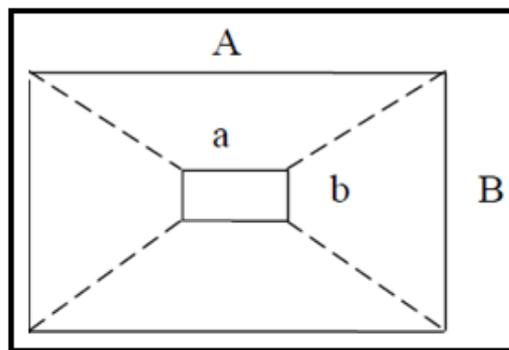
P = Carga do pilar

$\sigma_s$  = Tensão admissível do solo

1,05 = Coeficiente de segurança que leva em conta o peso próprio da sapata.

Para determinar as dimensões da sapata temos primeiro o valor aproximado das dimensões de sua base. A figura 14 apresenta as dimensões de uma sapata isolada de seção retangular.

Figura 14 – Dimensões de uma sapata isolada.



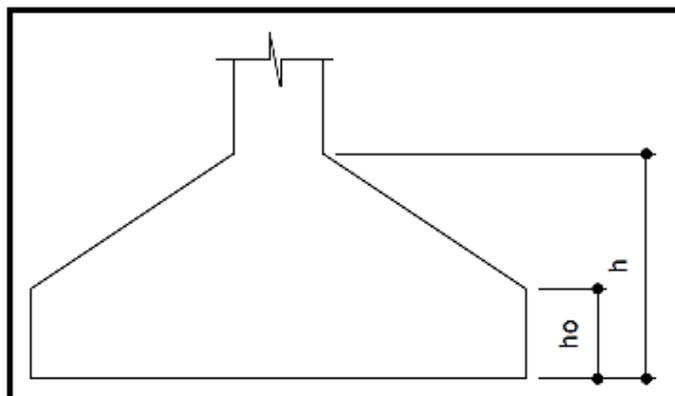
Fonte: Alonso (2012-b)

$$A = \sqrt{S} + \frac{a - b}{2}$$

$$B = \sqrt{S} - \frac{a - b}{2}$$

Os valores de A e B são posteriormente ajustados tal que  $A \times B \geq S$ . Porém sempre mantendo A e B nas mesmas proporções de a e b. Em seguida calcula-se as alturas h e  $h_0$  da sapata. A Figura 15 apresenta h e  $h_0$ .

Figura 15 – Representação de h e  $h_0$ .



Fonte: Alonso (2012-b)

$$d \geq \begin{cases} \frac{A - a}{4} \\ \frac{B - b}{4} \end{cases}$$

Onde  $d$  é a altura útil da sapata e  $d + \text{cobrimento}$  é igual a  $h$ .

$$h_0 \geq \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 20\text{cm} \end{cases}$$

O cálculo das armaduras paralelas aos lados A e B se dá pelo processo a seguir:

$$T_x = \frac{P(A - a)}{8d} A_s x = \frac{1,61 T_x}{f_{yk}} \text{ (armadura paralela ao lado A)} \quad (10) \quad \text{e}$$

(11)

$$T_y = \frac{P(B - b)}{8d} A_s y = \frac{1,61 T_y}{f_{yk}} \text{ (armadura paralela ao lado B)} \quad (12) \quad \text{e}$$

(13)

Onde

$T_x$  = esforço de tração paralelo ao lado A

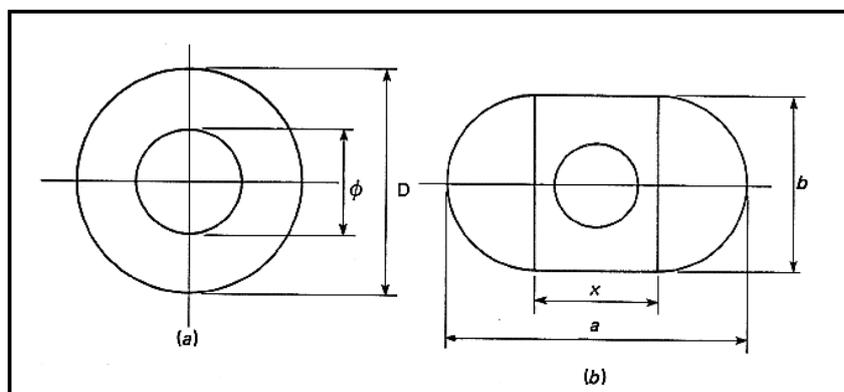
$T_y$  = esforço de tração paralelo ao lado B

$f_{yk}$  = tensão de escoamento do aço

### 2.5.3 Tubulão a céu aberto

O dimensionamento de tubulões a céu aberto a seguir, é descrito em Alonso 2012-a. Segundo o autor fuste do tubulão é normalmente de seção circular, adotando-se 70 cm como diâmetro mínimo (para permitir a entrada e saída de operários), já a projeção da base poderá ser em forma circular ou falsa elipse, como mostrado na figura 16.

Figura 16 – projeções da base de tubulões a céu aberto de base circular (a) e falsa elipse (b).



Fonte: Alonso (2012-b)

Tendo em vista que o atrito lateral entre o fuste e o terreno e o peso próprio do terreno são desprezados, a área da base o tubulão será:

$$A_b = \frac{P}{\sigma_s}$$

Para bases com seção circular, o diâmetro da mesma é dado por:

$$D = \sqrt{\frac{4P}{\pi\sigma_s}}$$

Já para as bases de seção em forma de falsa elipse, segue-se a relação:

$$\frac{\pi b^2}{4} + bx = \frac{P}{\sigma_s}$$

Depois de escolhido b (ou x), calcula-se x (ou b).

À área do fuste ( $A_f$ ) é calculada de forma análoga a de um pilar com seção de ferro nula.

$$\gamma_f P = \frac{0,85 A_f f_{ck}}{\gamma_c}$$

Onde, de acordo com a NBR 6122,  $\gamma_f=1,4$  e  $\gamma_c=1,6$ . Simplificando a fórmula descrita acima, tem-se:

$$A_f = \frac{P}{\sigma_c}$$

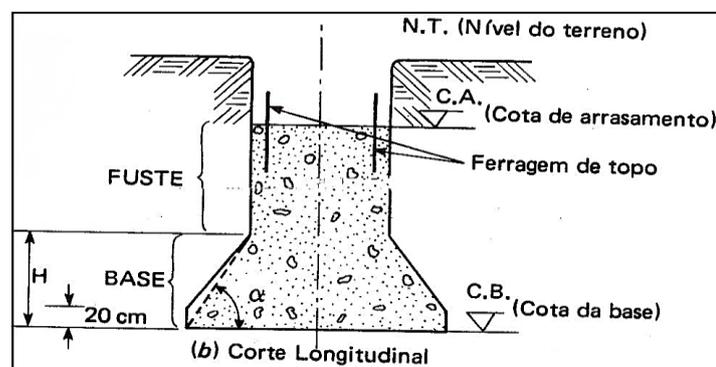
Onde:

$$\sigma_c = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_f \gamma_c}$$

que para concretos com  $f_{ck} \cong 13,5$  Mpa, obtendo assim  $\sigma_c = 5$  Mpa. Valor comumente utilizado visto que a NBR 6122 limita o  $f_{ck}$  a um valor de 14 Mpa.

O ângulo  $\alpha$  indicado na Figura 17, para tubulões a céu aberto é adotado no valor de  $\alpha=60^\circ$ .

Figura 17 – Corte transversal de um tubulão a céu aberto.



Fonte: Alonso (2012-b)

Assim o valor da altura H, também ilustrada na Figura 2.8, será:

$$H = \frac{D - \phi}{2} \operatorname{tg}60^\circ \therefore H = 0,866(D - \phi)$$

O valor máximo de H deverá ser 2 m, a não ser que seja garantida a estabilidade do solo. O valor aproximado do volume da base de um tubulão, é obtido pela soma do volume de um cilindro com 20cm de altura e um tronco de cone com altura (H-20 cm), ou seja:

$$V = 0,2Ab + \frac{Ab + Af + \sqrt{Ab \cdot Af}}{3} (H - 0,2)$$

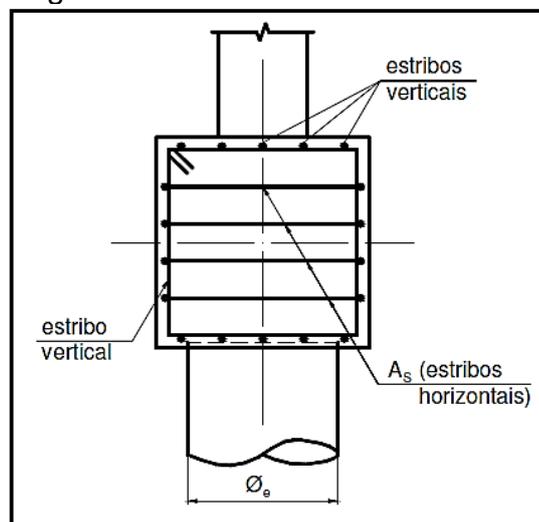
#### 2.5.4 Bloco sobre estaca

Os blocos sobre estacas são elementos que fazem a ligação entre os pilares e as estacas de fundação. As metodologias para dimensionamento de blocos a seguir estão descritas em Alonso 2012-a

##### 2.5.4.1 Bloco sobre uma estaca

Este tipo de bloco tem as dimensões dos lados iguais e a altura deve ser 1,2 vezes o diâmetro da estaca e no mínimo igual ao comprimento de ancoragem dos ferros de espera do pilar. Não há necessidade de se calcular a armadura, já que a transmissão de carga é direta para a estaca. A armadura consiste em estribos horizontais e verticais. A Figura 18 ilustra a disposição dos estribos em um bloco sobre uma estaca.

Figura 18 – bloco sobre uma estaca.

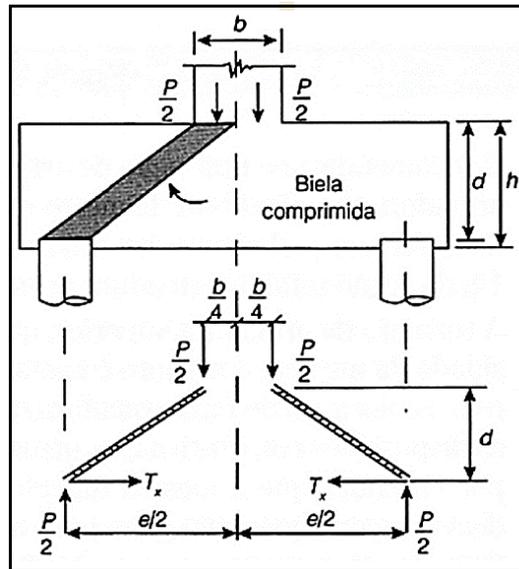


Fonte: Alonso (2012-b)

### 2.5.4.2 Bloco sobre duas estacas

O esquema das forças que fazem parte do cálculo está indicado na Figura 19, onde se tem por objeto a verificação do esmagamento da biela comprimida.

Figura 19 – Esquema de forças.



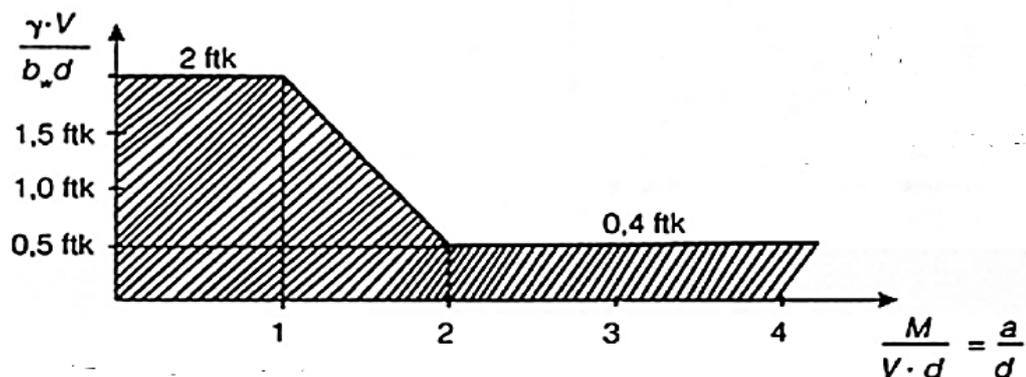
Fonte: Alonso (2012-b)

$$T_x = \frac{P(2e - b)}{8d}$$

$$A_s = \frac{\gamma_f \cdot T}{f_{yd}} \Rightarrow A_s = \frac{1,61T}{f_{yk}}$$

Inicialmente, parte-se de um valor  $d \geq e/2$  e verificando-se se não ocorre esmagamento da biela comprimida. Para tanto, o valor deverá estar situado dentro da área hachurada, indicada na Figura 20.

Figura 20 – Relação entre a tensão de tração característica do concreto e as dimensões do bloco.



Fonte: Alonso (2012-b)

$$\frac{\gamma V}{bwd} \leq \begin{cases} 2f_{tk} \text{ (bloco com relação } \frac{a}{d} \leq 1) \\ f_{tk} \text{ (bloco com relação } 1 < \frac{a}{d} \leq 1,5) \\ 0,4f_{tk} \text{ (bloco com relação } \frac{a}{d} > 2) \end{cases}$$

Onde

$f_{tk}$  = tensão de tração característica do concreto

$$f_{tk} = \begin{cases} 0,1f_{ck} \text{ para } f_{ck} \leq 18 \text{ Mpa} \\ 0,06f_{ck} + 0,7 \text{ para } f_{ck} > 18 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$a$  = distância do centro da estaca ao centro da biela. No caso de bloco sobre duas estacas  $a = e/2$

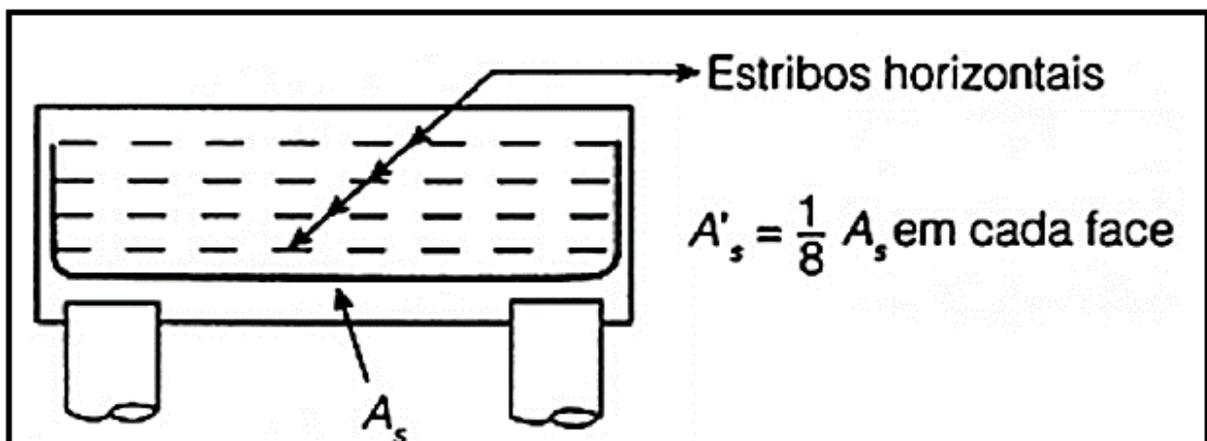
$b_w$  = largura do bloco na seção considerada

$d$  = Altura útil do bloco

$\gamma = \gamma_{fyc} \cong 1,96$

A Figura 21 ilustra a disposição das armaduras de um bloco sobre duas estacas.

Figura 21 – Disposição das armaduras.



Fonte: Alonso (2012-b)

### 3. METODOLOGIA

Neste capítulo, são apresentados os dados envolvidos na realização deste trabalho, bem como a descrição de como estes foram obtidos. Os dados envolvidos no trabalho são: boletins de sondagem SPT, e a planta de carga de três edifícios, são apresentadas também as metodologias de utilização dos dados adquiridos, descrevendo o processo de caracterização das unidades geotécnicas, bem como as metodologias de escolha e dimensionamento de fundações.

#### 3.1 Aquisição e organização dos dados

Foram adquiridos para este trabalho a planta de carga de três edifícios e boletins de sondagens à percussão SPT de algumas regiões delimitadas pelo Plano Diretor de Araguaína. Essa aquisição se deu através de parcerias com as empresas privadas: Resselos, Técnica Engenharia, e Franco Engenharia. Enquanto que a planta de carga dos três edifícios foi obtida por meio dos projetos estruturais apresentados por Pinheiro Filho e Pio (2012).

Após a aquisição dos dados foi efetuada a transcrição dos valores de  $N_{spt}$  dos boletins, com sua profundidade, e do nível da água para o Excel, tendo em vista que posteriormente seria necessário o uso de recursos estatísticos no processo de caracterização. A Figura 22,23 e 24 mostram as sondagens das três áreas geotécnicas sendo a Figura 22 correspondente a Área geotécnica 1 formada pelos boletins de sondagem compostos por argila siltosa.

A Figura 22 sondagens da área geotécnica 1.

área 1								
Sondagem 1 (Argila siltosa)			Sondagem 4 (Argila siltosa)			Sondagem 7 (Argila siltosa)		
	Prof.	Nspt		Prof.	Nspt		Prof.	Nspt
	1	6	N.A.	1	2		1	3
	2	18		2	3	N.A.	2	3
	3	24		3	9		3	10
N.A.	4	6		4	17		4	8
	5	12		5	31		5	6
	6	13		6	36		6	10
	7	14		7	41		7	20
	8	18		8	44		8	22
	9	32		9	49		9	27
	10	53		10	52		10	34
							11	36
							12	42
							13	55

Fonte: Próprio autor.

A Figura 23 sondagens da área geotécnica 2.

área 2									
Sondagem 2 (Areia fina)		Sondagem 3 (Areia fina)		Sondagem 5 (Areia fina)		Sondagem 6 (Areia fina)			
Prof.	Nspt	Prof.	Nspt	Prof.	Nspt	Prof.	Nspt		
1	5	1	2	1	2	1	5		
2	4	2	2	2	3	2	3		
3	4	3	15	3	4	3	3		
4	4	4	10	4	4	4	7		
5	6	5	11	5	8	5	7		
6	7	6	12	6	10	6	10		
7	12	7	12	7	12	7	18		
8	14	8	15	8	21	8	20		
9	13	9	17	9	28	9	35		
10	18	10	18	10	30	10	29		
11	17	Não utilizado		11	33	11	31		
12	18			12	38	12	39		
13	24			13	48	13	39		
14	25			14	52	14	42		
15	28								

Fonte: Próprio autor.

A Figura 24 sondagens da área geotécnica 3.

área 3						
Sondagem 8 (Argila com pouca areia fina)		Sondagem 9 (Areia siltosa)		Sondagem 10 (Silte argilo-arenoso)		
Prof.	Nspt	Prof.	Nspt	Prof.	Nspt	
1	2	1	0	1	9	
2	2	2	19	2	7	
3	2	3	7	3	9	
4	5	4	6	4	11	
5	6	5	10	5	13	
6	8	6	26	6	15	
7	19	7	50	7	18	
8	18	8	50	8	25	
9	23			9	30	
10	27			10	35	
11	42			11	45	
				12	30	
				13	30	

Fonte: Próprio autor.

Dentre os boletins de sondagem obtidos 8 foram da empresa Ressorlos sendo um para cada lote, os outros 2 foram fornecidos pelas empresas Técnica Engenharia, e Franco Engenharia sendo que estas duas empresas forneceram 3 boletins de sondagem correspondentes a um único lote cada dos quais foram escolhidos um boletim de sondagem com um valor dos Nspts médio entre os três fornecidos por cada uma das 2 empresas

### **3.2 Caracterização das áreas geotécnicas**

A caracterização das áreas geotécnicas se deu na seguinte sequência: Definição da profundidade, dos Nspt e do tipo de solo, em cada camada e do nível da água, resultando em um boletim de sondagem que representa cada uma destas. O processo de caracterização ocorreu de forma análoga para todas as áreas. Para exemplificar a seguir é descrito o processo de caracterização da área geotécnica 1.

Seguindo o exemplo da área geotécnica 1 mostrada na figura 22 na escolha da profundidade para foi considerada a mais abundante, levando em conta todos os 3 boletins de sondagem pertencentes a mesma. Dentre os perfis 2 tinham 10 metros de profundidade e o ultimo perfil possuía 13 metros de profundidade, assim, adotou-se 10 metros como profundidade, pois foi o conjunto.

Em seguida foram descartados alguns dados na análise por conta da divergência dos mesmos em relação à maioria. Os dados resultantes do filtro realizado, foram utilizados para a definição dos Nspts e do tipo de solo, em cada camada, e do nível da água.

Na caracterização do tipo de solo, o processo se deu de forma igual para todas as camadas. Assim, para exemplificar, a seguir é descrita a caracterização da primeira camada do perfil da área geotécnica 1. Para a definição da fração de solo com maior proporção na mesma, verificou-se as frações com maior proporção de cada furo e foi adotado a que apareceu mais vezes, neste caso a Argila siltosa.

A tabela 7 mostra a descrição do solo na primeira camada das sondagens usadas na caracterização da área geotécnica 1.

Tabela 7 – Solo na primeira camada das sondagens utilizadas na caracterização da Área geotécnica 1.

<b>Sondagem</b>	<b>Solo na primeira camada</b>
<b>1</b>	Argila pouco siltosa marrom e cinza.
<b>4</b>	Argila siltosa amarelada.
<b>7</b>	Argila siltosa marrom escuro

Fonte: Próprio autor.

Tabela 8 – Solo na primeira camada das sondagens utilizadas na caracterização da Área geotécnica 2.

<b>Sondagem</b>	<b>Solo da primeira camada</b>
<b>2</b>	Areia fina marrom
<b>3</b>	Areia fina amarelo escuro e marrom (Não utilizada)
<b>5</b>	Areia fina marrom
<b>6</b>	Areia fina marrom escuro

fonte: Próprio autor.

Tabela 9 – Solo na primeira camada das sondagens utilizadas na caracterização da Área geotécnica 3.

<b>Sondagem</b>	<b>Solo na primeira camada</b>
<b>1</b>	Argila com pouca Areia fina
<b>4</b>	Silte Argilo-Arenoso avermelhado
<b>7</b>	Silte Argilo-Arenoso avermelhado

Fonte: Próprio autor.

A definição dos Nspts foi realizada através de uma média simples entre os valores de cada perfil. A Tabela 10,11 e 212 mostra esse processo sendo que na área geotécnica 2 o boletim de sondagem 3 foi desconsiderado neste processo por apresentar uma profundidade abaixo de 14m.

Tabela 10 – Média dos Nspt, Área geotécnica 1.

<b>Prof.</b>	<b>Nspt</b>			<b>Média</b>
<b>0</b>	0	0	0	<b>0</b>
<b>1</b>	6	2	3	<b>4</b>
<b>2</b>	18	3	3	<b>8</b>
<b>3</b>	24	9	10	<b>15</b>
<b>4</b>	6	17	8	<b>11</b>
<b>5</b>	12	31	6	<b>17</b>
<b>6</b>	13	36	10	<b>20</b>
<b>7</b>	14	41	20	<b>25</b>
<b>8</b>	18	44	22	<b>28</b>
<b>9</b>	32	49	27	<b>36</b>
<b>10</b>	53	52	34	<b>47</b>

Fonte: Próprio autor.

Tabela 11 – Média dos Nspt, Área geotécnica 2.

Prof.	Nspt			Média
0	0	0	0	0
1	5	2	5	4
2	4	3	3	4
3	4	4	3	4
4	4	4	7	5
5	6	8	7	7
6	7	10	10	9
7	12	12	18	14
8	14	21	20	19
9	13	28	35	26
10	18	30	29	26
11	17	33	31	27
12	18	38	39	32
13	24	48	39	37
14	25	52	42	40

Fonte: Próprio autor.

Tabela 12 – Média dos Nspt, Área geotécnica 3.

Prof.	Nspt		Média
0	0	0	0
1	2	9	6
2	2	7	5
3	2	9	6
4	5	11	8
5	6	13	10
6	8	15	12
7	19	18	19
8	18	25	22
9	23	30	27
10	27	35	31

Fonte: Próprio autor.

Nos casos onde duas ou mais frações solos ocorreram em quantidade igual como de maior proporção, verificou-se qual destes ocorreu mais vezes como de segunda maior, onde persistia um empate verificou-se qual apareceu mais vezes de terceira maior.

Quanto as características do solo de maior proporção (variegado, amarelo, marrom etc), onde alguma destas apareceu em mais de 50% das sondagens, foi efetivada como característica do mesmo, no caso da Área geotécnica 1 a característica “marrom” foi efetivada, já que a mesma está presente em 2 dos 3 perfis.

Para definição da existência ou não de solo de segunda e terceira maior proporção na camada, manteve-se a condição de presença em mais 50% das sondagens. Como a Argila já havia sido definida como solo de maior proporção, foram analisados silte e areia. O silte ocorreu em todos os perfis, logo, o mesmo passou a representar o solo de segunda maior proporção da camada. Caso ambos tivessem ocorrido em mais da metade dos perfis, o mais abundante se tornaria o solo de segunda maior proporção e o outro o de terceira. No caso de empate, o de segunda maior proporção seria aquele que constasse mais vezes como de maior proporção.

Assim de acordo com o método de caracterização a descrição do solo da primeira camada da área geotécnica 1 é: Argila siltosa marrom. Já o nível de água definido foi o da pior situação, ou seja, o nível mais raso entre as sondagens, neste caso 40 centímetros. A Figura 25 mostra o resultado da caracterização da área geotécnica 1 a caracterização das 3 áreas geotécnicas está no apêndice.

Figura 25 – Área geotécnica 1 caracterizada.

Perfil - área geotécnica 1			
Prof.	N.A	Nspt	Descrição do solo
0		0	argila siltosa marrom
1		4	
2		8	
3		15	
4		11	
5		17	argila siltosa cinza
6		20	
7		25	
8		28	
9		36	
10		47	

Fonte: Próprio autor.

Esse processo de caracterização permitiu formar 3 perfis geotécnicos com informações de profundidade, Nspt, descrição de solo e nível de água, onde cada

um destes representa uma das 3 Áreas geotécnicas caracterizadas. Tais perfis estão dispostos no apêndice A deste trabalho.

### **3.3 Escolha das cargas**

A escolha dos tipos de edificações para o dimensionamento de suas fundações foi baseada na lei nº 2424, de 03 de outubro de 2005 que regulamenta o Plano Diretor do município de Araguaína em seu artigo 36 divide a zona urbana em áreas através de seus diferentes usos e ocupações do solo, e define especificamente o porte das edificações para essas áreas além de analisar o tipo de edificações já executadas em Araguaína.

Foram identificadas as edificações mais comuns, como sendo os edifícios comerciais de 2 pavimentos os quais são bastante difundidos na cidade e salvo exceções como no caso da maior edificação de Araguaína com 12 pavimentos não existem edificações com mais de 3 pavimentos. Por tanto foi escolhido para o dimensionamento das fundações 1 edificações com 2 pavimentos, 1 edificação com 3 pavimentos e para a prior situação 1 edificação de 11 pavimentos.

A cargas foram obtidas por meio de projetos estruturais contidos em Pinheiro Filho e Pio (2012), que se utiliza dos mesmos para a determinação da influência das cargas de vento nas fundações. Os projetos contêm a disposição dos pilares na edificação bem como suas dimensões e valores de carga a serem transmitidas às fundações. Foram considerados um projeto de edificação com 11 pavimentos e um projeto de edificação com 3 pavimentos e um projeto de edificação com 2 pavimentos onde nos mesmos foram selecionados os 5 pilares que possuem o maior carregamento, a serem utilizados no dimensionamento das fundações.

Para a edificação com 11 pavimentos foi escolhido um pilar de 30x65 cm com carga de 3200 KN, já no projeto de 3 pavimentos escolheu-se um pilar de 20x40 cm com carga de 1010 KN e para o projeto com 2 pavimentos foi escolhido um pilar de 20x40 cm com carga de 700 KN.

### **3.4 Escolha e dimensionamento das fundações**

Antes da verificação de todos estes pontos relevantes à escolha, foram eliminados alguns tipos de fundações a serem considerados no processo de escolha, devido a estes estarem fora da realidade não só da região de Araguaína, mas até do Brasil e também em função de algumas serem utilizadas apenas em

casos especiais além disso delimitou-se as opções dentro das fundações em estaca e fundação rasa. Assim, no processo de escolha do tipo de fundação foram consideradas as estacas Strauss, Broca, Raiz, Hélice contínua, Franki, e Pré-moldadas de concreto como uma solução de fundação profunda e a sapata como solução de fundação rasa.

Tomou-se cuidado na escolha de estacas pré-moldadas de concreto e franki, já que geram muita vibração, apresentando nos casos onde esses se mostraram como soluções de fundação, ressalvas sobre os efeitos das vibrações causados em seu processo de execução

Em relação às características do subsolo, no que se refere ao tipo de solo, quando o mesmo continha camadas com presença de pedregulhos, evitou-se o uso de estacas pré-moldadas de concreto. Para os casos de nível da água raso evitou-se o uso de sapatas.

Depois de analisados quais os tipos de fundação são aplicáveis para cada uma das situações, buscou-se estimar qual seria a escolha mais econômica. Tal estimativa foi feita através do cálculo do volume de cada fundação, considerando como mais econômica a que apresentou o menor volume.

O dimensionamento se deu pelo uso dos métodos descritos na revisão bibliográfica deste trabalho, tanto para as estacas quanto para os tubulão, sapata e bloco. Para a realização dos cálculos envolvidos nos dimensionamentos das fundações houve o auxílio de planilhas eletrônicas utilizadas através do software Excel.

O dimensionamento das estacas foi efetuado com o auxílio da rotina computacional em forma de planilhas desenvolvida por Ferreira et al. (2014). Foram dimensionadas as estacas pelos métodos Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma adotando como capacidade de carga o valor que se mostrou mais representativo. A rotina também apresenta os diâmetros comerciais das estacas bem como a carga associada a cada diâmetro

As Figuras 26, 27 e 28 mostram respectivamente a entrada de dados, e os métodos Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma.

Figura 26 – Entrada de dados.

SONDAGEM			N. A.	FUSTE DA ESTACA	DADOS DA ESTACA			
Profundidade (m)	N <sub>SPT</sub>	Composição da Camada	7		Moldagem	Tipo	Diâmetro (cm)	Cota de apoio (m)
1	3	Areia argilosa		1	Moldada In-Loco	Escavada	33	11,0
2	4	Areia argilosa		2	<b>TABELA DE AUXÍLIO P/ DIÂMETROS</b>			
3	5	Areia argilosa		3	<b>Método de Cálculo</b>			
4	6	Areia argilosa		4			A <sub>seção</sub> (cm <sup>2</sup> )	Perímetro (cm)
5	7	Areia argilosa		5			855,30	103,67
6	6	Areia argilosa		6	<b>Métodos de Cálculo</b>			
7	5	Silte arenoargiloso		7	Aoki-Velloso (1975)			
8	6	Silte arenoargiloso		8	Décourt-Quaresma (1978)			
9	7	Silte arenoargiloso		9	Teixeira (1996)			
10	15	Silte arenoargiloso		10				
11	17	Silte arenoargiloso		11				
12	34	Silte arenoargiloso		12				
13				13				
14				14				
15				15				
16				16				
17				17				
18				18				
19				19				
20				20				

Fonte: Ferreira et al. (2014)

Figura 27 – Método Aoki-Velloso

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)									
Dados do Cálculo									
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)					
Moldada in-loco	Escavada	33	11	2					
% Resistência de ponta		% Resistência lateral							
100		100							
RESULTADOS									
Profundidade (m)	K (kPa)	$\alpha$	F1	F2	R <sub>P</sub> na camada (kN)	R <sub>L</sub> por metro (kN)	R <sub>L</sub> acumulada (kN)	R Total do solo (kN)	P Adm (kN)
1	600	0,03	3	6	51,32	9,33	9,33	60,65	30,32
2	600	0,03	3	6	68,42	12,44	21,77	90,20	45,10
3	600	0,03	3	6	85,53	15,55	37,32	122,85	61,43
4	600	0,03	3	6	102,64	18,66	55,98	158,62	79,31
5	600	0,03	3	6	119,74	21,77	77,75	197,50	98,75
6	600	0,03	3	6	102,64	18,66	96,42	199,05	99,53
7	450	0,028	3	6	64,15	10,89	107,30	171,45	85,72
8	450	0,028	3	6	76,98	13,06	120,36	197,34	98,67
9	450	0,028	3	6	89,81	15,24	135,60	225,41	112,71
10	450	0,028	3	6	192,44	32,66	168,26	360,70	180,35
11	450	0,028	3	6	218,10	37,01	205,27	423,37	211,69

Fonte: Ferreira et al., 2014.

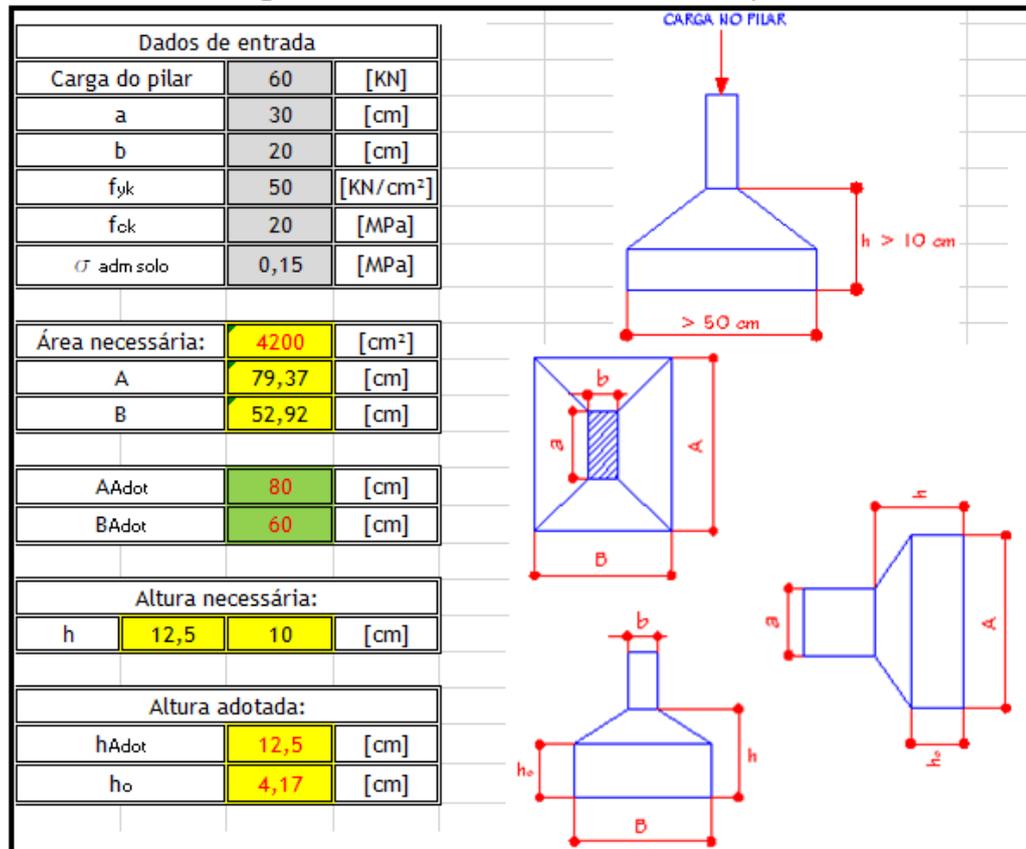
Figura 28 – Decóurt Quaresma

MÉTODO DECÓURT QUARESMA (1978)										
DADOS PARA CÁLCULO										
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Ap (m <sup>2</sup> )	U (m)	Comprimento (m)					
Moldada in-loco	Escavada	33	0,0855	1,037	11					
AJUSTES DO MÉTODO DÉCOURT-QUARESMA										
Coef. Solo (kPa)		% Resistência de ponta ( $\alpha$ )			% Resistência lateral ( $\beta$ )					
Variável de acordo com o Solo*		60			65					
RESULTADOS										Verificação
Profundidade (m)	N <sub>p</sub>	N <sub>L</sub>	Coef. solo	R <sub>P</sub> (kN)	R <sub>L</sub> (kN)	R <sub>L</sub> acumulada (kN)	R Total (kN)	P Adm (kN)	R/2	(R/1,3)+(Rp/4)
1	3,50	3,00	400,00	71,85	13,48	0,00	71,85	17,96	35,92	17,96
2	4,00	3,50	400,00	82,11	14,60	0,00	82,11	20,53	41,05	20,53
3	5,00	4,00	400,00	102,64	15,72	15,72	118,36	37,75	59,18	37,75
4	6,00	4,50	400,00	123,16	16,85	32,57	155,73	55,84	77,87	55,84
5	6,33	5,00	400,00	130,01	17,97	50,54	180,55	71,38	90,27	71,38
6	6,00	5,17	400,00	123,16	18,34	68,88	192,05	83,78	96,02	83,78
7	5,67	5,14	200,00	58,16	18,29	87,18	145,34	72,67	72,67	81,60
8	6,00	5,25	200,00	61,58	18,53	105,71	167,29	83,64	83,64	96,71
9	9,33	5,44	200,00	95,79	18,97	124,68	220,47	110,23	110,23	119,85
10	13,00	6,40	200,00	133,43	21,11	145,79	279,22	139,61	139,61	145,50
11	22,00	7,18	200,00	225,80	22,87	168,66	394,46	186,19	197,23	186,19

Fonte: Ferreira, 2014.



Figura 30 – Dimensionamento da sapata



Fonte: [www.sitengenharia.com.br](http://www.sitengenharia.com.br).

O Volume da sapata foi calculado com a seguinte formula:

$$V_s = \frac{(H - h_0)}{3} * (A * B + a * b + \sqrt{A * B * a * b}) + (A * B * h_0)$$

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo tem por objetivo apresentar os produtos gerados com a realização deste trabalho. São mostradas a seguir as soluções de fundações para cada uma das zonas geotécnicas.

### 4.1 Definição das áreas geotécnicas

Após a caracterização dos boletins de sondagem SPT os perfis mais homogêneos entre si, ou seja, sem grandes variações em relação a solo e  $N_{spt}$ , foram agrupados em 3 perfis de solo com os quais foram definidas as áreas geotécnicas: 1, 2, e 3. A tabela 9 mostra a quantidade de furos das áreas caracterizadas.

Tabela 13– Disposição dos furos em relação às áreas geotécnicas.

	Áreas geotécnicas 1	Áreas geotécnicas 2	Áreas geotécnicas 3
Furos	3	4	3

Fonte: Próprio autor.

Os resultados da caracterização das 3 áreas geotécnicas estão dispostos em apêndice.

### 4.2 Soluções de fundação

Neste item foram apresentadas as soluções de fundação para as zonas caracterizadas de acordo com as características apresentadas em seus perfis e com as particularidades de cada fundação.

Todas as capacidades de carga apresentadas a seguir foram obtidas pelo o método Aoki-Velloso, devido a este ter apresentado valores de capacidade de carga mais representativos em relação ao método Decourt-Quaresma.

#### 4.2.1 Área geotécnica 1, edifício de 11 pavimentos

A Tabela 14 e 15, apresentam respectivamente as principais soluções de fundação aplicáveis aos 2 pilares mais solicitados do edifício de 11 pavimentos.

Tabela 14 – Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 11 pavimentos.

Edifício de 11 pavimentos - Carga 3200 kN - Pilar 8 - 30x65 cm					
Franki		Sapata isolada		Pré-moldadas de concreto	
Diâmetro (cm)	60	A – Comp. (cm)	420	Diâmetro (cm)	70
Comprimento (m)	9	B - Largura (cm)	385	Comprimento (m)	10
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,28	$\sigma_{adm}$ (kN/m <sup>2</sup> )	220	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,38
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	2,54	Carga kN	3200	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	3,85
Volume do bloco	1,48	Altura (cm)	120	Volume do bloco	2,23
Capacidade de carga do solo kN	1634,36	Altura base (cm)	40	Capacidade de carga do solo kN	1605,59
Nº de estacas	2	Área (m <sup>2</sup> )	16	Nº de estacas	2
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>6,56</b>	Volume (m <sup>3</sup> )	11,30	Volume Total (m <sup>3</sup> )	9,93

Fonte: Próprio autor.

Nota-se que para o pilar 8 da edificação de 11 pavimentos da zona 1, a solução de duas estacas do tipo Franki é a mais adequada precisando de um volume bem menor em relação as demais para suportar a carga proveniente do pilar seguido da estaca Pré-moldada de concreto. Porém é importante ressaltar que assim como a estaca Pré-moldada de concreto a estaca Franki causa vibração durante seu processo de execução. Portanto para casos onde as edificações vizinhas se encontrem em estado precário pode-se optar pela Sapata isolada, que não gera vibrações.

Tabela 15 – Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 11 pavimentos.

Edifício de 11 pavimentos - Carga 2590 kN - Pilar 9 - 30x65 cm					
Franki		Hélice continua		Pré-moldadas de concreto	
Diâmetro (cm)	52	Diâmetro (cm)	70	Diâmetro (cm)	60
Comprimento (m)	9	Comprimento (m)	10	Comprimento (m)	10
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,21	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,38	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,28
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,91	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	3,85	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	2,83
Volume do bloco	1,01	Volume do bloco	2,23	Volume do bloco	1,48
Capacidade de carga do solo kN	1360.34	Capacidade de carga do solo kN	1505.24	Capacidade de carga do solo kN	1335.30
Nº de estacas	2	Nº de estacas	2	Nº de estacas	2
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>4,83</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	9,93	Volume Total (m <sup>3</sup> )	7,14

Fonte: Próprio autor.

No caso do pilar 9 da edificação de 11 pavimentos da zona 1 a fundação mais eficiente é a estaca Franki seguido da estaca Pré-moldada de concreto. Porém devido as vibrações causadas na sua execução, recomenda-se o uso da estaca Hélice Contínua para os casos onde tais vibrações não puderem ocorrer.

#### 4.2.2 Área geotécnica 1, edifício de 3 pavimentos

A tabela 16 e 17 apresentam respectivamente as principais soluções de fundação aplicáveis aos 2 pilares mais solicitados do edifício de 3 pavimentos.

Tabela 16 – Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 3 pavimentos.

Prédio de 3 pavimentos - Carga 1010 kN - Pilar 2 - 20x40 cm					
Franki		Sapata isolada		Pré-moldadas de concreto	
Diâmetro (cm)	52	A – Comp. (cm)	260	Diâmetro (cm)	50
Comprimento (m)	8	B - Largura (cm)	240	Comprimento (m)	10
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,21	$\sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	180	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,20
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,70	Carga kN	1010	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,96
Volume do bloco	1,11	Altura (cm)	75	Volume do bloco	1,04
Capacidade de carga do solo kN	1058.68	Altura base (cm)	25	Capacidade de carga do solo kN	1073.41
Nº de estacas	1	Área (m <sup>2</sup> )	6,17	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	2,80	Volume (m <sup>3</sup> )	<b>2,73</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	3,00

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 2 da edificação de 3 pavimentos da zona 1, a solução mais adequada é a Sapata isolada que precisa de um volume menor em relação as demais para suportar a carga proveniente do pilar seguido da estaca Franki. Porém é importante ressaltar que este tipo de fundação não gera vibrações, logo, não causará prejuízos as edificações vizinhas.

Tabela 17 – Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 3 pavimentos.

Prédio de 3 pavimentos - Carga 950 kN - Pilar 7 - 20x40 cm					
Franki		Sapata isolada		Pré-moldadas de concreto	
Diâmetro (cm)	45	A – Comp. (cm)	255	Diâmetro (cm)	50
Comprimento (m)	9	B - Largura (cm)	230	Comprimento (m)	10
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,16	$\sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	180	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,20
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,43	Carga kN	950	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,96
Volume do bloco	0,89	Altura (cm)	75	Volume do bloco	1,04
Capacidade de carga do solo kN	1173.16	Altura base (cm)	25	Capacidade de carga do solo kN	1073.41
Nº de estacas	1	Área (m <sup>2</sup> )	5,81	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>2,32</b>	Volume (m <sup>3</sup> )	2,57	Volume Total (m <sup>3</sup> )	3,00

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 7 da edificação de 3 pavimentos da zona 1 a melhor solução é a estaca Franki, a Sapata isolada é uma solução alternativa quando não se deseja vibrações.

#### 4.2.3 Área geotécnica 1, edifício de 2 pavimentos

A tabela 18 e 19 apresentam respectivamente as principais soluções de fundação aplicáveis aos 2 pilares mais solicitados do edifício de 2 pavimentos.

Tabela 18 – Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 2 pavimentos.

Prédio de 2 pavimentos - Carga 600 kN - Pilar 9 - 20x40 cm					
Franki		Sapata isolada		Pré-moldadas de concreto	
Diâmetro (cm)	35	A – Comp. (cm)	205	Diâmetro (cm)	33
Comprimento (m)	9	B - Largura (cm)	180	Comprimento (m)	10
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,10	$\sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	180	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,09
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	0,87	Carga kN	600	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	0,86
Volume do bloco	0,61	Altura (cm)	55	Volume do bloco	0,56
Capacidade de carga do solo kN	769.20	Altura base (cm)	18	Capacidade de carga do solo kN	653.76
Nº de estacas	1	Área (m <sup>2</sup> )	3,67	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	1,48	Volume (m <sup>3</sup> )	1,2	Volume Total (m <sup>3</sup> )	1,42

Fonte: Próprio autor.

Nota-se que para o pilar 9 da edificação de 3 pavimentos da zona 1, a solução mais adequada é a Sapata isolada que precisa de um volume menor em relação as demais para suportar a carga proveniente do pilar seguido da estaca Franki.

Tabela 19 – Principais fundações, Área geotécnica 1 - edifício de 2 pavimentos.

Prédio de 2 pavimentos - Carga 700 kN - Pilar 11 - 25x25 cm					
Franki		Sapata isolada		Pré-moldadas de concreto	
Diâmetro (cm)	40	A – Comp. (cm)	2,2	Diâmetro (cm)	38
Comprimento (m)	8	B - Largura (cm)	1,95	Comprimento (m)	10
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,13	$\sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	180	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,11
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,01	Carga kN	700	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,13
Volume do bloco	0,74	Altura (cm)	60	Volume do bloco	0,69
Capacidade de carga do solo kN	763.77	Altura base (cm)	20	Capacidade de carga do solo kN	773.22
Nº de estacas	1	Área (m <sup>2</sup> )	4,28	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	1,75	Volume (m <sup>3</sup> )	1,52	Volume Total (m <sup>3</sup> )	1,82

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 11 da edificação de 2 pavimentos da zona 1 a melhor solução é a Sapata isolada.

#### 4.2.4 Área geotécnica 2, edifícios de 11 pavimentos

A tabela 20 e 21 apresentam respectivamente as principais soluções de fundação aplicáveis aos 2 pilares mais solicitados do edifício de 11 pavimentos.

Tabela 20 – Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 11 pavimentos.

<b>Prédio de 11 pavimentos - Carga 3200 kN - Pilar 8 - 30x65 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Hélice continua</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>	
Diâmetro (cm)	60	Diâmetro (cm)	80	Diâmetro (cm)	60
Comprimento (m)	6	Comprimento (m)	7	Comprimento (m)	8
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,28	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,5	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,8
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,7	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	3,52	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	2,26
Volume do bloco	1,48	Volume do bloco	3,23	Volume do bloco	1,48
Capacidade de carga do solo kN	1635.18	Capacidade de carga do solo kN	1966.01	Capacidade de carga do solo kN	1783.71
Nº de estacas	2	Nº de estacas	2	Nº de estacas	2
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>4,88</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	10,27	Volume Total (m <sup>3</sup> )	6,00

Fonte: Próprio autor.

Nota-se que para o pilar 8 da edificação de 11 pavimentos da zona 2, a solução de duas estacas do tipo Franki é a mais adequada precisando de um volume menor em relação as demais para suportar a carga proveniente do pilar seguido da estaca Pré-moldada de concreto. Porém é importante ressaltar que a assim como a estaca Pré-moldada de concreto a estaca Franki causa vibração durante seu processo de execução. Portanto para casos onde as edificações vizinhas se encontrem em estado precário pode-se optar pela estaca Hélice, que não gera vibrações.

Tabela 21 – Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 11 pavimentos.

<b>Prédio de 11 pavimentos - Carga 2590 kN - Pilar 9 - 30x65 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Hélice continua</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>	
Diâmetro (cm)	52	Diâmetro (cm)	70	Diâmetro (cm)	50
Comprimento (m)	6	Comprimento (m)	7	Comprimento (m)	8
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,21	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,38	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,2
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,27	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	2,69	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,57
Volume do bloco	1,01	Volume do bloco	2,23	Volume do bloco	0,9
Capacidade de carga do solo kN	1353.40	Capacidade de carga do solo kN	1527.84	Capacidade de carga do solo kN	1371.18
Nº de estacas	2	Nº de estacas	2	Nº de estacas	2
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>3,55</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	7,61	Volume Total (m <sup>3</sup> )	4,04

Fonte: Próprio autor.

No caso do pilar 9 da edificação de 11 pavimentos da zona 2, a solução de uma estaca do tipo Franki é a mais adequada precisando de um volume menor em relação as demais para suportar a carga proveniente do pilar seguido da estaca Pré-moldada de concreto. Porém é importante ressaltar que a assim como a estaca Pré-moldada de concreto a estaca Franki causa vibração durante seu processo de

execução. Portanto para casos onde as edificações vizinhas se encontrem em estado precário pode-se optar pela estaca Hélice, que não gera vibrações.

#### 4.2.5 Área geotécnica 2, edifícios de 3 pavimentos

A tabela 22 e 23 apresentam respectivamente as principais soluções de fundação aplicáveis aos 2 pilares mais solicitados do edifício de 3 pavimentos.

Tabela 22– Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 3 pavimentos.

<b>Prédio de 3 pavimentos - Carga 1010 kN - Pilar 2 - 20x40 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Hélice continua</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>	
Diâmetro (cm)	52	Diâmetro (cm)	60	Diâmetro (cm)	50
Comprimento (m)	5	Comprimento (m)	7	Comprimento (m)	7
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,21	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,28	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,20
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,06	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,98	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,37
Volume do bloco	1,11	Volume do bloco	1,39	Volume do bloco	1,04
Capacidade de carga do solo kN	1048.83	Capacidade de carga do solo kN	1144.64	Capacidade de carga do solo kN	1004.83
Nº de estacas	1	Nº de estacas	1	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>2,17</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	3,37	Volume Total (m <sup>3</sup> )	2,41

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 2 da edificação de 3 pavimentos da zona 2, novamente se tem a estaca Franki apresentado um melhor desempenho, porém como já citado anteriormente quando não se permite vibrações a mesma não é indicada, logo, para tais situações a estaca Hélice continua mais indicada.

Tabela 23 – Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 3 pavimentos.

<b>Prédio de 3 pavimentos - Carga 950 kN - Pilar 7 - 20x40 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Hélice continua</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>	
Diâmetro (cm)	45	Diâmetro (cm)	60	Diâmetro (cm)	50
Comprimento (m)	6	Comprimento (m)	7	Comprimento (m)	7
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,16	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,28	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,20
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	0,95	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,98	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,37
Volume do bloco	0,89	Volume do bloco	1,39	Volume do bloco	1,04
Capacidade de carga do solo kN	1166.60	Capacidade de carga do solo kN	1144.64	Capacidade de carga do solo kN	1004.83
Nº de estacas	1	Nº de estacas	1	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>1,84</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	3,37	Volume Total (m <sup>3</sup> )	2,41

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 7 da edificação de 3 pavimentos da zona 2 a melhor solução é a estaca Franki, a Hélice contínua é uma solução alternativa quando não se deseja vibrações.

#### 4.2.6 Área geotécnica 2, edifícios de 2 pavimentos

A tabela 24 e 25 apresentam respectivamente as principais soluções de fundação aplicáveis aos 2 pilares mais solicitados do edifício de 2 pavimentos.

Tabela 24 – Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 2 pavimentos.

<b>Prédio de 2 pavimentos - Carga 600 kN - Pilar 9 - 20x40 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>		<b>Raiz</b>	
Diâmetro (cm)	35	Diâmetro (cm)	33	Diâmetro (cm)	31
Comprimento (m)	6	Comprimento (m)	8	Comprimento (m)	9
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,10	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,09	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,08
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	0,58	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	0,68	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	0,68
Volume do bloco	0,61	Volume do bloco	0,56	Volume do bloco	0,51
Capacidade de carga do solo kN	744.56	Capacidade de carga do solo kN	744.79	Capacidade de carga do solo kN	647.40
Nº de estacas	1	Nº de estacas	1	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	1,19	Volume Total (m <sup>3</sup> )	1,25	Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>1,19</b>

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 9 da edificação de 2 pavimentos da zona 2, a solução mais adequada é a estaca Raiz que precisa de um volume menor em relação as demais para suportar a carga proveniente do pilar seguido da estaca Franki. Porém é importante ressaltar que este tipo de fundação não gera vibrações, logo, não causará prejuízos as edificações vizinhas.

Tabela 25 – Principais fundações, Área geotécnica 2 - edifício de 2 pavimentos.

<b>Prédio de 2 pavimentos - Carga 700 kN - Pilar 11 - 20x40 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Hélice contínua</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>	
Diâmetro (cm)	40	Diâmetro (cm)	50	Diâmetro (cm)	38
Comprimento (m)	5	Comprimento (m)	7	Comprimento (m)	8
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,13	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,20	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,11
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	0,63	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,37	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	0,91
Volume do bloco	0,74	Volume do bloco	1,04	Volume do bloco	0,69
Capacidade de carga do solo kN	749.29	Capacidade de carga do solo kN	816.42	Capacidade de carga do solo kN	917.41
Nº de estacas	1	Nº de estacas	1	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>1,37</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	2,41	Volume Total (m <sup>3</sup> )	1,60

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 11 da edificação de 2 pavimentos da zona 2 a melhor solução é a estaca Franki, a hélice contínua é uma solução alternativa quando não se deseja vibrações.

#### 4.2.7 Área geotécnica 3, edifícios de 11 pavimentos

A tabela 26 e 27 apresentam respectivamente as principais soluções de fundação aplicáveis aos 2 pilares mais solicitados do edifício de 11 pavimentos.

Tabela 26 – Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 11 pavimentos.

<b>Prédio de 11 pavimentos - Carga 3200 kN - Pilar 8 - 30x65 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Hélice continua</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>	
Diâmetro (cm)	60	Diâmetro (cm)	80	Diâmetro (cm)	70
Comprimento (m)	8	Comprimento (m)	9	Comprimento (m)	9
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,28	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,50	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,38
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	2,26	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	4,52	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	3,46
Volume do bloco	1,48	Volume do bloco	3,23	Volume do bloco	2,23
Capacidade de carga do solo kN	1878.26	Capacidade de carga do solo kN	1925.95	Capacidade de carga do solo kN	1619.43
Nº de estacas	2	Nº de estacas	2	Nº de estacas	2
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>6</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	12,27	Volume Total (m <sup>3</sup> )	9,15

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 8 da edificação de 11 pavimentos da zona 3 a fundação mais eficiente foi à estaca Franki, a qual como já foi mencionado não é indicada para as situações onde não se deseja vibrações devendo ser substituída. Neste caso a mais indicada seria a estaca Hélice continua

Tabela 27 – Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 11 pavimentos.

<b>Prédio de 11 pavimentos - Carga 2590 kN - Pilar 9 - 30x65 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Hélice continua</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>	
Diâmetro (cm)	52	Diâmetro (cm)	70	Diâmetro (cm)	60
Comprimento (m)	7	Comprimento (m)	9	Comprimento (m)	9
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,21	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,38	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,28
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,49	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	3,46	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	2,54
Volume do bloco	1,01	Volume do bloco	2,23	Volume do bloco	1,48
Capacidade de carga do solo kN	1320.72	Capacidade de carga do solo kN	1518.21	Capacidade de carga do solo kN	1323.64
Nº de estacas	2	Nº de estacas	2	Nº de estacas	2
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>3,99</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	9,15	Volume Total (m <sup>3</sup> )	6,56

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 9 da edificação de 11 pavimentos da zona 3 a solução mais eficiente é a estaca Franki a qual causa vibrações assim, quando não se desejar vibrações a mesma pode ser substituída por estaca Hélice Contínua.

#### 4.2.8 Área geotécnica 3, edifícios de 3 pavimentos

A tabela 28 e 29 apresentam respectivamente as principais soluções de fundação aplicáveis aos 2 pilares mais solicitados do edifício de 3 pavimentos.

Tabela 28 – Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 3 pavimentos.

<b>Prédio de 3 pavimentos - Carga 1010 kN - Pilar 2 - 20x40 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Hélice continua</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>	
Diâmetro (cm)	52	Diâmetro (cm)	60	Diâmetro (cm)	50
Comprimento (m)	7	Comprimento (m)	9	Comprimento (m)	10
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,21	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,28	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,20
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,49	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	2,54	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,96
Volume do bloco	1,11	Volume do bloco	1,39	Volume do bloco	1,04
Capacidade de carga do solo kN	1320.72	Capacidade de carga do solo kN	1158.19	Capacidade de carga do solo kN	1244.22
Nº de estacas	1	Nº de estacas	1	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>2,59</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	3,93	Volume Total (m <sup>3</sup> )	3,00

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 2 da edificação de 3 pavimentos da zona 3, novamente se tem a estaca Franki apresentado um melhor desempenho, porém nos casos onde a vibração causada pela mesma for um limitante para a execução recomenda-se a Hélice continua.

Tabela 29 – Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 3 pavimentos.

<b>Prédio de 3 pavimentos - Carga 950 kN - Pilar 7 - 20x40 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Hélice continua</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>	
Diâmetro (cm)	45	Diâmetro (cm)	60	Diâmetro (cm)	50
Comprimento (m)	7	Comprimento (m)	9	Comprimento (m)	9
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,16	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,28	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,20
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,11	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	2,54	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,77
Volume do bloco	0,89	Volume do bloco	1,39	Volume do bloco	1,04
Capacidade de carga do solo kN	1138.55	Capacidade de carga do solo kN	1158.19	Capacidade de carga do solo kN	1041.08
Nº de estacas	1	Nº de estacas	1	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>2,00</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	3,93	Volume Total (m <sup>3</sup> )	2,81

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 7 da edificação de 3 pavimentos da zona 3 a melhor solução é a estaca Franki, a hélice contínua é uma solução alternativa quando não se deseja vibrações.

#### 4.2.9 Área geotécnica 3, edifícios de 2 pavimentos

A tabela 30 e 31 apresentam respectivamente as principais soluções de fundação aplicáveis aos 2 pilares mais solicitados do edifício de 2 pavimentos.

Tabela 30– Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 2 pavimentos.

<b>Prédio de 2 pavimentos - Carga 600 kN - Pilar 9 - 20x40 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Sapata isolada</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>	
Diâmetro (cm)	35	A – Comp. (cm)	255	Diâmetro (cm)	33
Comprimento (m)	7	B - Largura (cm)	230	Comprimento (m)	9
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,10	$\sigma_{adm}$ (KN/m <sup>2</sup> )	113	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,09
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	0,67	Carga kN	600	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	0,77
Volume do bloco	0,61	Altura (cm)	75	Volume do bloco	0,56
Capacidade de carga do solo kN	730.89	Altura base (cm)	25	Capacidade de carga do solo kN	600.98
Nº de estacas	1	Área (m <sup>2</sup> )	5,84	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>1,28</b>	Volume (m <sup>3</sup> )	2,57	Volume Total (m <sup>3</sup> )	1,33

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 9 da edificação de 2 pavimentos da zona 3, a solução mais adequada é a estaca Franki que precisa de um volume menor em relação as demais para suportar a carga proveniente do pilar seguido da estaca Pré-moldada de concreto. Porém é importante ressaltar que este tipo de fundação gera vibrações, logo é indicado o uso da Sapata isolada como uma solução alternativa para não causar prejuízos as edificações vizinhas.

Tabela 31 – Principais fundações, Área geotécnica 3 - edifício de 2 pavimentos.

<b>Prédio de 2 pavimentos - Carga 700 kN - Pilar 11 - 20x40 cm</b>					
<b>Franki</b>		<b>Hélice continua</b>		<b>Pré-moldadas de concreto</b>	
Diâmetro (cm)	40	Diâmetro (cm)	50	Diâmetro (cm)	38
Comprimento (m)	7	Comprimento (m)	9	Comprimento (m)	9
Área estaca (m <sup>2</sup> )	0,13	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,20	Área estaca (cm <sup>2</sup> )	0,11
Volume estaca (m <sup>3</sup> )	0,88	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,77	Volume estaca (m <sup>3</sup> )	1,02
Volume do bloco	0,74	Volume do bloco	1,04	Volume do bloco	0,69
Capacidade de carga do solo kN	945.7	Capacidade de carga do solo kN	845.87	Capacidade de carga do solo kN	724.17
Nº de estacas	1	Nº de estacas	1	Nº de estacas	1
Volume Total (m <sup>3</sup> )	<b>1,62</b>	Volume Total (m <sup>3</sup> )	2,81	Volume Total (m <sup>3</sup> )	1,71

Fonte: Próprio autor.

Para o pilar 11 da edificação de 2 pavimentos da zona 3 a melhor solução é a estaca Franki, a Hélice contínua é uma solução alternativa quando não se deseja vibrações.

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tem-se ao final deste trabalho a caracterização de 3 áreas geotécnicas, representadas na forma de 3 perfis geotécnicos que trazem informações como N<sub>spt</sub> e descrição do solo. Os quais foram obtidos por meio da reunião, análise e combinação de boletins de sondagem do tipo SPT.

Os perfis possibilitaram a escolha de soluções de fundação adequadas a cada uma das 3 áreas geotécnicas, determinadas de acordo com os perfis e as particularidades de cada tipo de fundação. Essas soluções foram dimensionadas por meio de métodos empíricos de previsão de capacidade de carga.

Constatou-se com esta pesquisa que para as edificações de 11 pavimentos, a estaca do tipo Franki se mostrou a mais eficiente no que se trata da relação entre capacidade de carga e volume de fundação, em todas as áreas geotécnicas. As estacas do tipo Hélice Contínua se apresentaram como boas soluções alternativas para casos onde não se desejar vibrações.

Para as edificações de 3 pavimentos, a estaca do tipo Franki novamente se mostrou a mais eficiente no que se trata da relação entre capacidade de carga e volume de fundação, em todas as áreas geotécnicas. Para os casos onde não se deseja vibrações a estacas do tipo Hélice se apresenta como a melhor solução alternativa para as áreas geotécnicas 2 e 3 e a sapata isolada se apresenta como a melhor solução alternativa na área geotécnica 1.

No caso das edificações de 2 pavimentos a Sapata isolada apresentou melhor desempenho para área geotécnica 1, sendo que na área geotécnica 2 houve um empate entre a estaca do tipo Franki e a estaca do tipo Raiz. Na área geotécnica 3 a melhor solução é a estaca do tipo Franki. Para os casos onde não se deseja vibrações a estacas do tipo Hélice se apresenta como a melhor solução alternativa para as áreas geotécnicas.

As informações sobre as características do solo e soluções de fundação apresentadas nesta pesquisa representam uma referência de grande valia, fomentando o planejamento urbano e contribuindo para a elaboração de projetos básicos e análises de viabilidade a tabela 28 mostra as fundações indicadas e alternativas que foram encontradas.

O grau de representatividade da caracterização depende da quantidade de dados à disposição bem como do tratamento dado aos mesmos. Desse modo se sugere os próximos trabalhos busquem uma quantidade maior de sondagens visto

que tanto nas empresas consultadas quanto nos órgãos públicos, são gerados continuamente dados, permitindo o refinamento dos resultados obtidos.

Tabela 32 Fundações indicadas e Fundações alternativas encontradas.

Área	Edifício	Pilar	Fundação indicada	Fundação alternativa
1	11 Pavimentos	P8	Franki	Sapata isolada
		P9	Franki	Hélice continua
	3 Pavimentos	P2	Sapata isolada	-
		P7	Franki	Sapata isolada
	2 Pavimentos	P9	Sapata isolada	-
		P11	Sapata isolada	-
2	11 Pavimentos	P8	Franki	Hélice continua
		P9	Franki	Hélice continua
	3 Pavimentos	P2	Franki	Hélice continua
		P7	Franki	Hélice continua
	2 Pavimentos	P9	Raiz	-
		P11	Franki	Hélice continua
3	11 Pavimentos	P8	Franki	Hélice continua
		P9	Franki	Hélice continua
	3 Pavimentos	P2	Franki	Hélice continua
		P7	Franki	Hélice continua
	2 Pavimentos	P9	Franki	Sapata isolada
		P11	Franki	Hélice continua

OBSERVAÇÃO: As estacas do tipo Franki e Pré-moldada de concreto geram muita vibração em seu processo executivo. Assim, são apresentadas alternativas de solução de fundação para os casos onde tais estacas ferem a fundação indicada.

Fonte: Próprio autor.

## 6. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

- ALONSO, U, R Dimensionamento de Fundações Profundas. 2. Ed. Edgard Blucher. 2012-a. 158p.
- ALONSO, U, R Dimensionamento de Fundações Profundas. 2. Ed. Edgard Blucher. 2012-b. 216p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484 – Execução de Sondagens de simples reconhecimento dos solos.** Rio de Janeiro-RJ, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro-RJ, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 – Carga para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro- RJ, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122 – Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro- RJ, 2010.
- PASSINATO, L. **Planejamento Urbano no Brasil: Tendências e novos desafios.** 2012. 4 p. XVII Seminário institucional de Ensino, Pesquisa e Extensão, UNICRUZ.
- TEIXEIRA, C. Z. **Estudo de viabilidade para fundações rasas de construções de pequeno porte na região de Belo Horizonte usando ferramentas de SIG.** Minas Gerais, 2003. 72 p. VI Curso de Especialização – Universidade Federal de Minas Gerais.
- DIAS, R. D. **Proposta de metodologia de definição de carta geotécnica básica em regiões tropicais e subtropicais,** São Paulo, Volume especial, p. 51-55, 1995.
- CÂMARA, K. R R; PEREIRA, A. C. **Análise de perfis de sondagem SPT e caracterização geotécnica de solos do município de Natal,** p. 38-53, 2005.
- SALERNO, N. et al. **Caracterização geológico-geotécnica de maciço terroso para definição de fundações de edificações residenciais:** Condomínio Vila Nova Leopoldina II. São Paulo – SP, 2010. 108 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Anhembi Morumbi.
- ALMEIDA NETO, J. A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos Executivos.** São Paulo – SP, 2002. 174p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo.
- FIGUERÊDO, R. L. **Levantamento e avaliação das fundações profundas em Feira de Santana – BA.** 2010. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana – BA.
- HORTEGAL, M. V. **Avaliação do Comportamento de Estacas Hélice Contínua a Partir de Resultados de Laboratório e de Campo.** Brasília – DF, 2011. 173 p. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-195/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

CÂMARA, K. R R; PEREIRA, A. C. Análise de perfis de sondagem SPT e caracterização geotécnica de solos do município de Natal, p. 38-53, 2005

Tipos de solo e investigação do subsolo: entenda o ensaio a percussão e seu famoso índice SPT Disponível em: <<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=126>>. Acesso em ....

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação apresentado por Antônio David Peixoto Pinheiro Filho e Bernardo Tavares Pio disponível em:

<<https://www.passeidireto.com/arquivo/31341316/andice-de-carga-por-metro-quadrado-nas-fundaaes-das-edificaaes-em-funaa-de-su>>

Introdução as fundações existentes, de uma forma geral em execuções de projetos de engenharia Civil, são elementos estruturais que tem o objetivo de. Disponível em: <<http://slideplayer.com.br/slide/10623345/>>

Escolha da tecnologia para execução de fundações profundas moldadas in loco é definida pela análise do tipo de estrutura e das características do solo disponível em:<<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/146/artigo299192-3.aspx>>

Estacas pré-fabricadas de concreto disponível em:

<<Http://www.interestruturas.com.br/artigo/estacas-pre-fabricadas-de-concreto>>

Estacas Metálicas Fundações disponível em:<<http://wwwo.metallica.com.br/estacas-metalicas-fundacoes>>

FERREIRA, T. R; DELALIBERA, R. G; SILVA, W. A. Rotina computacional para a previsão da capacidade de carga em estacas. Disponível em:

<[Https://pt.scribd.com/document/136503412/Planilha-fundacoes-xls#download&from\\_embed](Https://pt.scribd.com/document/136503412/Planilha-fundacoes-xls#download&from_embed)>.

Planilha de dimensionamento de bloco sobre duas estacas e de dimensionamento de sapata Disponível em:

<[www.sitengenharia.com.br](http://www.sitengenharia.com.br)>

## 7. APÊNDICE PERFIS CARACTERIZADOS DAS ÁREAS GEOTÉCNICAS

Figura 29– Área geotécnica 1 caracterizada.

<b>Perfil geotécnico - área 1</b>			
<b>Prof.</b>	<b>N.A</b>	<b>Nspt</b>	<b>Descrição do solo</b>
0		0	argila siltosa marrom
1		4	
2		8	
3		15	
4		11	
5		17	argila siltosa cinza
6		20	
7		25	
8		28	
9		36	
10		47	

Fonte: Próprio autor.

Figura 30 – Área geotécnica 2 caracterizada.

<b>Perfil geotécnico - área 2</b>			
<b>Prof.</b>	<b>N.A</b>	<b>Nspt</b>	<b>Descrição do solo</b>
0		0	areia fina marrom
1		4	
2		4	
3		4	
4		5	
5		7	areia fina avermelhada
6		9	
7		14	
8		19	
9		26	
10		26	
11		27	
12		32	
13		37	
14		40	

Fonte: Próprio autor.

Figura 31 – Área geotécnica 3 caracterizada.

<b>Perfil geotécnico - área 3</b>			
<b>Prof.</b>	<b>N.A</b>	<b>Nspt</b>	<b>Descrição do solo</b>
0		0	Silte argilo-arenoso marrom
1		6	
2		5	
3		6	
4		8	
5		10	Silte areno-argiloso com pedregulhos
6		12	
7		19	
8		22	
9		27	
10		31	

Fonte: Próprio autor.