

N. CLASS. M 690.0218  
CUTTER R 3440  
ANO/EDIÇÃO 2015

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS-MG**

**BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**LUÍS GUSTAVO REGUIM**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS PARA  
RESERVATÓRIO METÁLICO APOIADO: Estaca de concreto pré-fabricado e estaca  
Strauss – estudo de caso**

**Varginha-MG**

**2015**

**LUÍS GUSTAVO REGUIM**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE FUNDAÇÕES PROFUNDA PARA RESERVATÓRIO METÁLICO APOIADO: Estaca de concreto pré-fabricado e estaca Strauss – estudo de caso**

Projeto de Conclusão de Curso apresentado ao programa do curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador (a): Armando Belato Pereira

**Varginha – MG**

**2015**

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este trabalho aos meus pais, ou melhor, meus amigos Rogério e Cristiane. Agradeço a cada gesto, palavras de carinho e encorajamentos, me motivando a nunca desistir e sempre correr atrás dos meus sonhos, apesar dos grandes desafios ao longo do curso e muitas vezes nas grandes dificuldades para execução deste trabalho. Espero poder tudo com a mesma afeição e muito amor;

A minha namorada que me apoiou e esteve presente no processo de desenvolvimento deste trabalho;

E a todos familiares e amigos, que de alguma maneira contribuíram para esta etapa da minha vida, os meus sinceros agradecimentos.

## **AGRADECIMENTOS**

Com muito esforço e dedicação percorri um longo caminho, de muitas dificuldades, inseguranças, alegrias e tristezas, erros e acertos, mas tendo a certeza de que não caminhava sozinho em busca do meu aprimoramento profissional. Portanto, devo agradecer a todos que de uma forma ou de outra fizeram parte dessa etapa de minha vida.

Por isso, em primeiro lugar, elevo meus pensamentos a Deus agradecendo por tudo, pelas vezes que pensei que não conseguiria e ele guiava meus passos.

Ao professor Armando Belato Pereira, pela orientação, dedicação e atenção.

Ao Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG, por proporcionar meus estudos.

A todos professores, funcionários, alunos e amigos que colaboraram para a realização desse trabalho.

*“Não sabendo que era impossível ele foi lá e fez.”*

*Jean Cocteau*

## RESUMO

O presente trabalho aborda o tema “Análise comparativa de fundações profundas para reservatório metálico apoiado: De um lado, estaca de concreto pré-fabricado e de outro, estaca Strauss – um estudo de caso”. Tal abordagem se justifica pela importância da escolha do tipo de fundação devido à grande diversidade existente no mercado, que cresce cada vez mais na medida em que a tecnologia avança. O objetivo deste comparativo é apresentar dois tipos de estudo expondo assim seus benefícios e desvantagens, a fim de definir qual será a melhor escolha economicamente, para um estudo de caso específico, visando sempre, a real necessidade do empreendimento. Utilizar-se-á do método semiempírico proposto por Aoki e Velloso (1975) para o cálculo dos elementos de fundação, com o qual será feita uma análise para fundação profunda de estaca tipo Strauss e fundação profunda para estaca de concreto pré-fabricada. A propósito é para ser analisada de acordo com laudo de sondagem. Expondo-se, assim, suas funcionalidades, e executando-se um levantamento de custo, para análise comparativa entre os dois tipos de fundações proposto, de modo a definir qual será a melhor escolha de estacas para a fundação de um reservatório metálico apoiado, que será apresentado no estudo de caso.

**Palavras-chave:** Fundação profunda, Estaca de concreto pré-fabricado, Estaca Strauss.

## **ABSTRACT**

The monograph work deals with the theme "Comparative analysis of deep foundations for supported metal casing: precast concrete pile X stake Strauss - specific case study." Such an approach is justified by the importance of choosing the type of foundation because of great diversity, which grows more and more as technology advances. The purpose of this comparison is to show two types of study thus exposing its benefits and disadvantages in order to define what will be the best choice economically, for a study of the specific case, always seeking, and the real need of the project. Using the semi empirical method proposed by Aoki-Velloso (1975), to calculate the foundation elements, which at first will be an analysis for deep foundation stake type Strauss, with 42 cm in diameter and length of 6,0 meters to be performed on a soil type rather silt sandy clay in his first 1,50 meters and its remaining 4,50 meters, sandy silt little as report of poll in 'Annex A'. Exposing its functionality, and running a survey cost, so that in a future analysis can make a comparison with other foundation member in order to define what will be the best choice of stakes, for the foundation of a metal casing supported to be presented in the case study.

**Keywords:** deep foundation, precast concrete pile, Cutting Strauss.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Estacas de concreto pré-fabricado .....	19
Figura 2: Estaca de concreto pré-fabricado, cravação a percussão .....	20
Figura 3: Modelo estaca Strauss.....	21
Figura 4: Modelo representativo estaca Strauss .....	22
Figura 5: Esquema de sondagem SPT .....	25
Figura 6: Parcelas de recalque das estacas .....	27
Figura 7: Ângulo de atrito interno.....	29
Figura 8: Classificação dos reservatorios .....	34
Figura 9: Reservatório metálico apoiado.....	35

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Estados de compactação e de consistência á penetração .....	26
Tabela 2: Valores limites de $N_{spt}$ para a parada das estacas .....	26
Tabela 3: Peso específico de Solos argilosos (Godoy).....	30
Tabela 4: Peso específico de solo arenoso (Godoy, 1972).....	30
Tabela 5: Fatores de correção $F_1$ e $F_2$ .....	38
Tabela 6: Coeficiente $k$ e razão de atrito $\alpha$ .....	38
Tabela 7: Carga de catálogo para estacas Strauss .....	40
Tabela 8: Carga de catálogo para estacas de concreto pré-fabricado.....	40
Tabela 9: Resumo das forças atuantes na fundação .....	44
Tabela 10: Quantitativo de materiais e o preço unitário. ....	59
Tabela 11: Custo total das estacas.....	59

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	15
1.1 Justificativa .....	13
1.2 Objetivo Geral .....	14
1.3 Objetivos Específicos .....	14
2 METODOLOGIA .....	15
2.1 Instrumentos .....	15
2.2 Procedimento.....	15
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
3.1 Fundações .....	16
3.1.1 Fundação Rasa .....	17
3.1.2 Fundação Profunda .....	18
3.1.3 Estaca pré-fabricadas de concreto.....	19
3.1.4 Estaca Strauss.....	21
3.1.5 Métodos semiempíricos .....	24
3.1.6 Solos de fundação .....	24
3.2 Materiais .....	30
3.2.1 Concreto armado.....	30
3.2.2 Concreto.....	31
3.2.3 Armadura passiva.....	31
3.2.4 Formas.....	31
3.3 Orçamentos na construção.....	32
3.3.1 Custo direto.....	32
3.3.2 Benefícios e Despesas Indiretas (BDI) .....	33
3.4 Reservatórios .....	34
4 METODOLOGIA DE CÁLCULO .....	36
4.1 Método Aoki-Velloso (1975) .....	36

4.2 Carga admissível.....	39
4.2.1 Carga de catálogo (Pe).....	39
5 ESTUDO DE CASO .....	41
5.1 Reservatório metálico apoiado (COPASA).....	41
5.1.1 Memorial de cálculo das forças atuantes na fundação do reservatório.....	41
5.1.2 Definições do diâmetro do costado (Norma técnica T.188/1).....	41
5.1.3 Considerações para Cálculo das Forças devido ao Vento (ABNT NBR 6123).....	42
5.1.3 Reações provenientes do reservatório.....	42
5.2 Perfil geotécnico.....	44
6 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS .....	45
6.1 Ações referentes ao reservatório metálico apoiado .....	45
6.2 Dimensionamento da estaca Strauss ( $\varnothing$ 32 cm) .....	46
6.3 Dimensionamento da estaca de concreto pré-fabricado .....	48
6.4 Estaqueamento sujeito a momento .....	50
6.4.1 Carga atuante no conjunto de estaca Strauss .....	50
6.4.2 Carga atuante no conjunto de estaca de concreto pré-fabricado.....	54
7 ANÁLISE DE CUSTO .....	54
7.1 Custos diretos.....	57
7.2 Custos indiretos.....	57
7.3 Análise dos resultados .....	57
8 CONCLUSÃO.....	60
REFERÊNCIAS .....	61
ANEXO A – Mapa das Estacas.....	64

## **1 INTRODUÇÃO**

Devido aos grandes avanços da tecnologia, a engenharia de fundação vem ganhando espaço de forma evolutiva, com equipamentos de alta produtividade e elementos mais resistentes, destaca-se também um aumento no controle de sua execução, tendo uma desenvoltura mais eficaz, viabilizado assim, melhor custo. Assim, de acordo com o crescimento do mercado, o profissional da área de infraestrutura tem sido instigado a focar mais em pesquisas sofisticadas para uma compreensão mais eficaz dos problemas neste meio. Desse modo, terá maior agilidade em seus projetos, já que a velocidade atuante hoje, nessa grande arena competitiva chamada de mercado, está cada vez mais feroz, e com isso, desenvolvendo-se cada vez mais.

Outro aspecto que dever ser abordado é à grande dificuldade na escolha do melhor tipo de fundação profunda, pois há uma enorme variedade de estacas e tubulões, e, muitas vezes, depende da capacidade do profissional de interpretar os parâmetros referentes ao solo. Assim, espera-se que a interação solo-estaca seja contemplada adequadamente, afinal, um não trabalha independentemente do outro. Chegando à conclusão de que é fundamental ter algum conhecimento sobre o assunto, a fim de promover – baseando-se em estudos técnicos e econômicos - um melhor tipo de fundação para cada empreendimento.

### **1.1 Justificativa**

Diante de uma grande variabilidade de escolha para fundação, fica ao critério do engenheiro calculista a responsabilidade de indicar e/ou escolher aquela que melhor se qualifica para cada tipo de situação. Na falta do conhecimento, a melhor alternativa é a elaboração de uma comparação de diversos tipos de fundação em um mesmo empreendimento, a fim de ampliar seus conhecimentos de tal modo que serão usados futuramente, como parâmetros, para novos empreendimentos.

Para isso, será feita uma comparação entre estaca Strauss e estaca de concreto pré-fabricado implantadas na fundação de um reservatório metálico apoiado, que se faz necessário devido ao grande crescimento da população, e conseqüentemente, o aumento do consumo de água potável, crescendo cada vez mais a necessidade de seu armazenamento para futuro abastecimento.

Em vista disso, é importante ter o conhecimento dos tipos de fundações presentes no mercado para avaliação de suas características, com a intenção de propiciar, sempre, uma

estrutura segura, funcional e de boa durabilidade.

## **1.2 Objetivo Geral**

Este trabalho tem como objetivo fazer um estudo comparativo de custo entre estacas pré-fabricada de concreto e estaca Strauss para execução da fundação de um reservatório apoiado metálico, volume nominal 300m<sup>3</sup>, usado como referência projeto padrão COPASA – N°10.05.300/0.

## **1.3 Objetivos Específicos**

- Calcular a capacidade de carga de cada uma das estacas em relação às ações provenientes do reservatório em questão;
- Determinar as reações do reservatório, segundo informações da COPASA;
- De acordo com reconhecimento de solo, (SPT), avaliar a profundidade das estacas;
- Elaborar um comparativo de custo para cada uma das fundações;
- Verificar qual, dentre os dois casos, oferece o melhor custo-benefício.

## **2 METODOLOGIA**

O trabalho apresenta uma análise de um comparativo econômico para o dimensionamento de fundações profundas à estaca de concreto pré-fabricado e à estaca Strauss. Para isso, baseamo-nos em ações oriundas de um reservatório e utilizamos como referência o projeto padrão COPASA – Nº 10.05.300/0, reservatório apoiado metálico de volume nominal: 300 m<sup>3</sup>.

### **2.1 Instrumentos**

Para elaboração do comparativo e dimensionamento de cargas serão utilizadas planilhas eletrônicas. Para orçamento haverá a execução e composição do preço unitário (CPU's) baseados em valores da tabela de composição de preço para orçamento (TCPO). E para dimensionamento da capacidade de cargas das estacas será adotado o método Aoki e Velloso (1975).

### **2.2 Procedimento**

Inicialmente, foi feita uma revisão bibliográfica, abordando temas pertinentes ao assunto a fim de melhor exemplificar a linha de raciocínio deste trabalho. Posteriormente, foi feita uma análise de sondagem junto às reações provenientes de um reservatório, dimensionando assim, a capacidade de carga das estacas e o comprimento de cada elemento, o que levou a um comparativo econômico para avaliar qual fundação é mais viável.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1 Fundações

A fundação é o elemento estrutural de um edifício, localizada abaixo do solo. Sendo ela a responsável de encaminhar as ações oriundas da estrutura para o solo. Formando uma união solo-estrutura, buscando evitar a ruptura do maciço de solo ou do elemento de ligação, ou até mesmo, a ruptura de ambos concomitantemente. Assim, procurando absorver de modo satisfatório o recalque sofrido pela estrutura de fundação.

Segundo Alonso, U. R (2011), como qualquer estrutura, a fundação também deve ser executada para garantir, sob ações de cargas em serviço, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade da estrutura de fundação.

Para a escolha da fundação, algumas considerações devem ser seguidas. De acordo com (Fundação..., 2002, p. 4-5), a princípio, são analisados critérios técnicos que possam lhe proporcionar a escolha do tipo de fundação. Os elementos mais importantes para se desenvolver um projeto de fundações, são:

- Topografia:
  - Dados de taludes e encostas no terreno;
  - Cortes e aterros;
  - Dados sobre erosões, ocorrência de solos moles na superfície;
  - Obstáculos como aterros com lixo ou matacões.
- Características do maciço de solo:
  - Variabilidade das camadas e a profundidade de cada uma delas;
  - Camadas resistentes ou adensáveis;
  - Compressibilidade e resistência do solo;
  - A posição do nível d'água.
- Dados da estrutura:
  - A arquitetura. Pode-se, assim, descartar certas fundações;
  - Projetos com diversas soluções facilitam a escolha do tipo mais adequado, de acordo com o custo, disponibilidade financeira e o prazo desejado.

Dessa forma, numa segunda etapa, consideram-se os seguintes fatores:

- Dados sobre as construções vizinhas:
  - Tipos de estruturas da vizinhança;

- A existência de um subsolo;
- Possíveis escavações e vibrações futuras;
- Danos já existentes.
- Aspectos econômicos:
  - Custo direto;
  - Prazo de execução;
  - Execução em menor tempo, apesar das possíveis complicações.

É importante que o responsável pela execução do projeto conheça os tipos de fundação disponíveis no mercado e suas características, possibilitando a escolha adequada para atender às características técnicas junto à necessidade real da obra. Há dois tipos de fundações, as diretas (rasas ou superficiais) e indiretas (profundas).

### 3.1.1 Fundação Rasa

As fundações rasas ou superficiais são caracterizadas de tal forma devido ao seu apoio sobre o solo, que é em pequena profundidade.

Segundo ABNT NBR 6122/10, a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação e a profundidade em que o elemento estrutural será implantado no terreno, que por sua vez, devem ser inferiores a duas vezes o tamanho da menor dimensão da fundação. Como ponto principal para o projeto, a determinação da tensão admissível, considerando-se o coeficiente de segurança global no projeto ou a determinação da tensão resistente de projeto quando se consideram fatores parciais, deve ter simultaneamente os estados-limites últimos (ELU) e de Serviço (ELS), para cada elemento de fundação isolado e para o conjunto.

A dispersão do uso de equipamentos sofisticados torna a obra mais econômica e de simples execução. Os principais tipos de elementos de fundação rasa, segundo FUNDAÇÃO... (2002, p. 5), são:

- Bloco: elemento de concreto que recebe as tensões de tração sem a necessidade de armadura;
- Sapata: elemento de concreto armado, sendo sua altura menor que a do bloco em si, a qual a armadura é responsável para resistir aos esforços de tração;
- Viga de fundação ou viga baldrame: elemento que recebe os pilares alinhados;

- Grelha: elemento de função, o qual é constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares;
- Radie: é o elemento que recebe todos os pilares da obra.

### 3.1.2 Fundação Profunda

As fundações profundas ou indiretas têm esse nome devido ao seu apoio sobre o solo, que é de profundidade superior a 3 metros.

Segundo ABNT NBR 6122/10, são elementos que transmitem a carga ao solo tanto pela base (resistência de ponta), quanto por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou ainda pelas duas formas combinadas, na qual sua base deve estar em uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão, no mínimo 3 metros. Incluem-se, nesse tipo de fundação, as estacas e os tubulões. A carga admissível (se o projeto for feito em termos de valores característicos) ou carga resistente de projeto (para termos de valores de projetos) são as grandezas fundamentais para o projeto por estacas. Já para os tubulões, são a tensão admissível ou tensão resistente de projeto.

#### 3.1.2.1 Tubulão

O tubulão apresenta diâmetros maiores e suporta grandes cargas em relação ao elemento de fundação tipo estaca.

Outro fator importante é que existe a necessidade da descida de pessoas no furo onde o tubulão será introduzido no solo, pois o mesmo poderá ser alargado apenas para a limpeza do fundo, uma vez que suas cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta. Pode ser executado a céu aberto ou sob ar comprimido. (ABNT NBR6122/2010).

#### 3.1.2.2 Estacas

Segundo ABNT NBR6122/10, é o elemento de fundação profunda executada inteiramente por equipamentos ou ferramentas, no qual não há a necessidade da descida de pessoas. Podem ser empregados materiais de madeira, aço, concreto pré-fabricado, concreto moldado no local, ou uma combinação destes.

Há basicamente dois tipos de estacas, as cravadas diretamente no solo e aquelas que precisam da escavação do solo para a sua implantação. As estacas são cravadas por meio de

percussão, prensagem ou vibração, e são, em geral, elementos pré-fabricados como: estaca de concreto pré-fabricado, estaca metálica e estacas de madeira. As estacas escavadas por meio de equipamentos, são elementos moldados no local, alguns exemplos são: estaca franki, Strauss, hélice contínua, estaca raiz, estaca barrete, entre outras.

### 3.1.3 Estaca pré-fabricadas de concreto

As estacas pré-fabricadas de concreto (fig. 01) são fabricadas em diversas formas. Elas abrangem uma grande variabilidade de cargas, e devem resistir a esforços de projeto decorrentes de manuseio, cravação e eventuais solos agressivos. Podem ser armadas ou protendidas, vibradas ou centrifugadas. (ABNT NBR6122/2010).

Fonte: Canal Rio Claro



Figura 1: Estacas de concreto pré-fabricado

#### 3.1.3.1 Cravação de estaca pré-fabricada

Sua cravação (fig. 02) pode ser feita por percussão, prensagem ou vibração.

- A percussão: Utiliza um martelo em queda livre ou automático. No caso de queda livre, a ABNT NBR6122/10 estabelece parâmetro como peso do martelo. Para o automático ou o vibratório, devem-se seguir recomendações do fabricante. Seu principal inconveniente é o barulho produzido.
- A prensagem: Utilizada em alguns locais para evitar barulhos e vibrações. Nesse caso, um macaco hidráulico reage contra a estrutura.

- A vibração: Girando em alta velocidade, um martelo, dotado de garras que serão fixadas na estaca, produzirão uma vibração de alta frequência à estaca, útil tanto para o emprego de cravação como a extração da mesma. Seu principal inconveniente é transmitir vibrações a seus vizinhos, podendo até levar as estruturas ao seu redor a um colapso.

Fonte: Tec Geo sondagens e fundações



Figura 2: Estaca de concreto pré-fabricado, cravação a percussão

A escolha do modo de cravação deve ser feita de acordo com o tipo de solo, dimensão da estaca, condições da vizinhança, projeto, entre outros. Todo sistema de cravação deve estar devidamente ajustado a fim de evitar qualquer dano à estaca. Deve, ainda, ser dimensionado de modo a cravar toda a estaca até a profundidade prevista, sem danificá-la. Desse modo, presume-se que o melhor seria o uso de um martelo mais pesado e com altura de queda menor. O dimensionamento do martelo deve seguir as especificações contidas na norma (ABNT NBR6122/2010).

### 3.1.3.2 Vantagens e Desvantagens

De acordo com Leite (2014, apud COSTA, 1956 p. 32) este tipo de estaca traz vantagens como:

- Vida útil prolongada, mesmo imposta a intempéries;
- A fabricação em diversas formas e dimensões;

- O concreto possui qualidade uniforme;
- Capacidade das armaduras a resistirem a esforços de flexão;

Algumas de suas desvantagens, por outro lado, são:

- Transporte, com extensão máxima de 12 metros por elemento;
- Implantação abaixo do nível d'água;
- Dificuldades na união do elemento, se necessário.

### 3.1.4 Estaca Strauss

Conforme a definição da ABNT NBR66122/10, são executadas por perfuração do solo com uma sonda ou piteira com simultânea introdução de um revestimento metálico em seguimentos rosqueados, até sua profundidade projetada (Figura 03). Após a perfuração, realiza-se o lançamento do concreto e a retirada do revestimento com simultâneo apiloamento do concreto.

Fonte: Geosul Fundações LTDA – estaca Strauss



Figura 3: Modelo estaca Strauss

Esse revestimento assegura a estabilidade da perfuração (fig. 04), garantindo que não ocorra a mistura do concreto com o solo ou o estrangulamento do fuste da estaca.

Este tipo de estaca apresenta vantagens como:

- Simplicidade e leveza do equipamento;
- Possibilidade de uso em tipos de locais como:
  - Confinados;
  - Terrenos acidentados;
  - Interior de construções, pé direito reduzido;
- Seu processo não causa vibrações.

Porém, apresenta desvantagens como:

- Não recomendada em profundidades abaixo do nível d'água;
- Não devem ser utilizadas em areias submersas ou em argilas saturadas muito moles.

Fonte: Gerador de preços

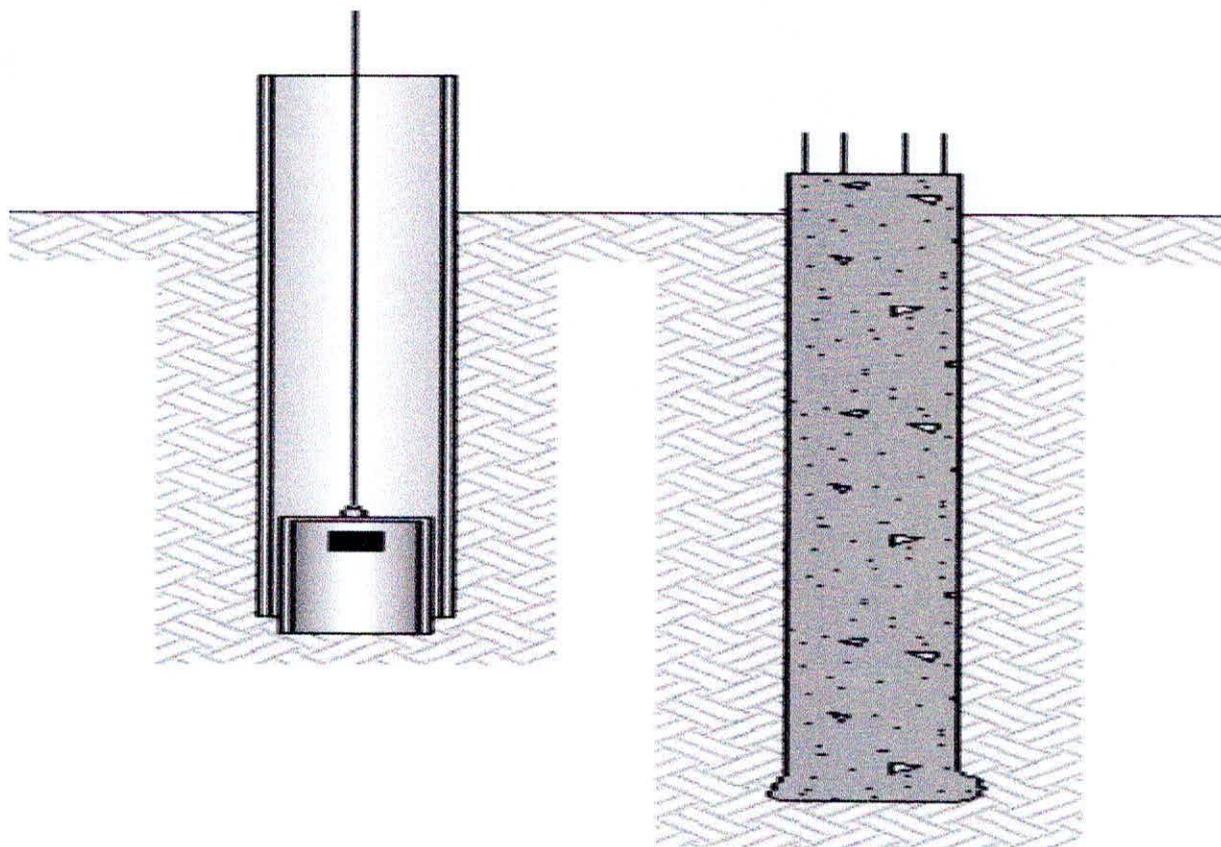


Figura 4: Modelo representativo estaca Strauss

#### 3.1.4.1 Perfuração do solo

Ao se aplicar repetitivos golpes ao pilão, forma-se um pré-furo com profundidade de 1 a 2 metros. Após esta profundidade, coloca-se um seguimento de revestimento com uma coroa na ponta. À medida em que o furo vai ganhando profundidade, vão sendo introduzidas

as camisas metálicas até a profundidade prevista pelo projeto. Para sua limpeza, lança-se água nos furos, dessa forma, a água, juntamente com a lama, é totalmente removida pelo pilão e o soquete é lavado. O equipamento deve assegurar a centralização e verticalidade da estaca (ABNT NBR 6122/2010).

#### 3.1.4.2 Colocação da armadura

Para a estaca armada, a armação deve ser colocada no revestimento metálico antes da concretagem, fazendo-se necessário que o soquete tenha diâmetro inferior que o da armadura.

Para estacas dimensionadas para suportar tração ou flexão, seu projeto deve obedecer:

- Diâmetro mínimo de 32 centímetros;
- Estribos espaçados entre 15 e 30 centímetros.

#### 3.1.4.3 Concretagem

O concreto é lançado através de um funil, em uma quantidade que se possa formar uma coluna de aproximadamente 1 metro, a qual deve ser apiloada para formar a ponta da estaca. Na execução o concreto deve ser lançado e apiloado junto à retirada do revestimento. O revestimento deve ser retirado com guincho manual de forma lenta, evitando assim a subida da armadura e também a formação de vazios. (ABNT NBR 6122/2010).

#### 3.1.4.4 Considerações

A execução com um diâmetro menor ou igual a cinco vezes o diâmetro, deve ser executada num intervalo de no mínimo 12h.

Para garantir sua integridade e a qualidade do fuste, ABNT NBR6122/10 define que pelo menos 1% das estacas (no mínimo uma por hora) devem ser expostas abaixo da cota de arrasamento e, se possível, até o nível d'água.

Para considerações sobre o concreto, adota-se o seguinte:

- Consumo não inferior a 300 Kg/m<sup>3</sup>;
- Maior diâmetro para agregado de 19 mm;
- Conforme a NBR 6118, a NBR 5738 e a NBR 5739 o Fck deve ser maior ou igual a 20 Mpa aos 28 dias de cura;

- Abatimento entre 8 e 12 centímetros para estacas não armadas;
- Abatimento entre 12 e 14 centímetros para estacas armadas.

### 3.1.5 Métodos semiempíricos

A realização de provas de carga e de métodos semiempíricos são os dois métodos existentes para cálculo da capacidade de cargas de uma estaca. Não se pode confiar em fórmulas provenientes da teoria para previsão da capacidade de carga de fundação por estacas. Muitos autores têm proposto métodos baseados em resultados empíricos e ajustados com provas de cargas. (CINTRA e AOKI, 2014).

Assim, diante de vários métodos semiempíricos, como - método de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) - segundo Cintra e Aoki (2014), são amplamente utilizados. Para este trabalho, será adotado o método de Aoki e Velloso (1975), como veremos mais à frente.

### 3.1.6 Solos de fundação

Formado pela decomposição das rochas, o solo é um elemento natural. Na engenharia civil o solo é material que não oferece resistência para sua escavação mecânica. É utilizado na aplicabilidade de suporte para a construção como em fundações, aterros, obras de contenção entre outros.

Conforme ABNT NBR6122/10, para qualquer edificação existe a necessidade de uma investigação geotécnica no local a ser trabalhado, constituída de, no mínimo, sondagem e percussão, procurando determinar a estratigrafia e classificação do solo, a posição do nível d'água e a medida do índice de resistência à penetração  $N_{spt}$ , de acordo com a ABNT NBR6484 e para sua classificação ABNT NBR6502.

#### 3.1.6.1 Sondagem

Basicamente, sondagem é o reconhecimento do solo que será trabalhado. Uma vez definido pela norma ABNT NBR 6122, não se deve elaborar nenhum projeto de fundação sem o conhecimento do solo. Reconhecimento este, obtido através de ensaio de penetração estática, prova de cargas em protótipos, sondagem de simples reconhecimento ou sondagem à percussão (SPT), Sondagem à percussão com torque, entre outros.

Segundo Leite (2014, p.20), no Brasil, a sondagem utilizada é o SPT (fig.05), pois tem mostrado muita eficiência para parâmetros de projeto.

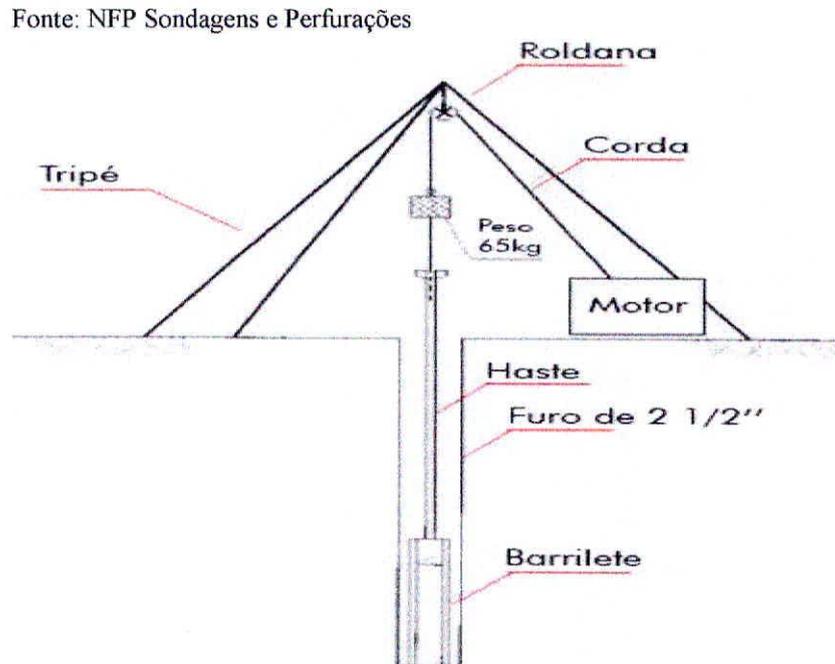


Figura 5: Esquema de sondagem SPT

#### 3.1.6.1.1 Locações de sondagem

De acordo com a ABNT NBR 8036/83, o número e a localização da sondagem dependem da característica do solo a ser analisado e do tipo de infraestrutura a ser implantada. Deve ser adotada uma quantidade de furos suficiente para fornecer a provável variação do solo.

Em relação a quantidade, faz-se necessário pelo menos um furo a cada 200m<sup>2</sup> em planta, até o total de 1200m<sup>2</sup>. Enquanto isso, na metragem que exceda 1200m<sup>2</sup> deve ser feito um furo a cada 400m<sup>2</sup>, e, acima de 2400m<sup>2</sup>, sua quantidade será fixada para cada caso de construção, não sendo possível ignorar a quantidade mínima de furos.

#### 3.1.6.1.2 Execuções de sondagem à percussão - SPT

Com uma haste de 45 cm, fragmentada em seções de 15 cm e marcada por um giz, ergue-se um peso de 65 kg em uma altura de 75 cm, liberando-o em queda livre, como definido pela ABNT NBR 6484/01.

Começa-se a contar o número de golpes após os primeiros 15 cm de haste, o número

de golpes no final dos 45 cm marcados será o índice de resistência do solo na profundidade ensaiada.

### 3.1.6.1.3 Interpretações da SPT

A ABNT NBR6484/01 mostra os parâmetros do laudo de sondagem de acordo com a tabela 01.

Tabela 1: Estados de compactidade e de consistência à penetração

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

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

Fonte: ABNT NBR 6484/01

Segundo Cintra e Aoki (2014), todo projeto de fundação por estacas tem seu ápice com a previsão da cota de parada e a fixação da carga admissível. De acordo com a tab. 02, serão apresentados esses valores limites.

Tabela 2: Valores limites de N<sub>spt</sub> para a parada das estacas

Tipo de estaca		N (limite)
Pré-fabricada de concreto	Ø < 30 cm	15 > N <sub>spt</sub> < 25
		∑N <sub>spt</sub> = 80
	Ø ≥ 30 cm	25 < N <sub>spt</sub> ≤ 35
Strauss		10 < N <sub>spt</sub> ≤ 25

Fonte: Cintra e Aoki (2014).

### 3.1.6.2 Recalques

Recalque é, de forma generalizada, o deslocamento vertical de cima para baixo do elemento de fundação.

Exemplificando melhor, uma estaca de comprimento  $L$ , imposta ao solo e apresentando uma distância  $C$ , a partir da base da estaca até o maciço mais resistente (fig. 06), provoca dois tipos de deformação quando carregada com a carga  $P$ , aplicada verticalmente sobre a estaca.

Fonte: Cintra e Aoki (2014)

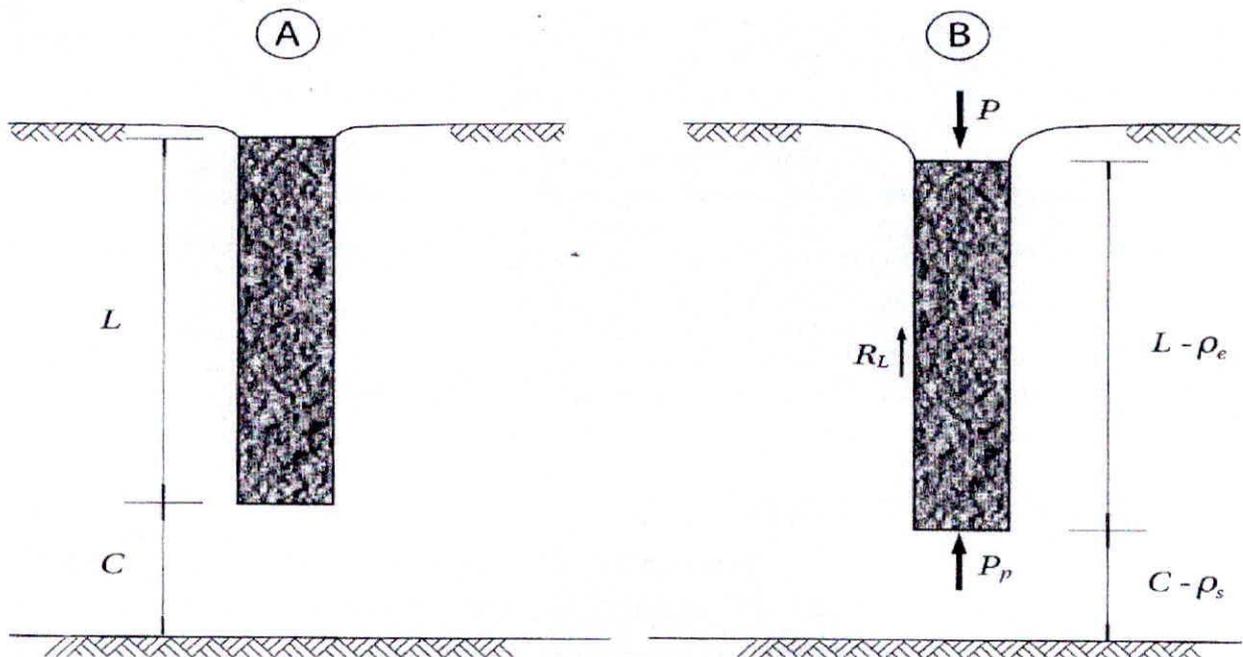


Figura 6: Parcelas de recalque das estacas

- A. Encurtamento elástico: onde há o encurtamento da própria estaca, o que equivale a um recalque de igual força da cabeça da estaca ( $\rho_e$ ), mantida imóvel à sua base.
- B. Deformações verticais de compressão dos estrados de solo subjacentes à base da estaca, até o maciço indeslocável, resultando no recalque ( $\rho_s$ ) da base.
  - Assim o comprimento  $L$  será diminuído para:  $L - \rho_e$
  - E a distância  $C$ , reduzida para:  $C - \rho_s$

Portanto, considerando-os, a cabeça da estaca sofrerá um recalque ( $\rho$ ), ou um deslocamento total, vertical para baixo, dado por:

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (1)$$

### 3.1.6.3 Atrito negativo e Efeito Tschebotarioff

Estacas implantadas em solo adensável podem sofrer o fenômeno chamado de atrito negativo, no qual o recalque de adensamento supera o recalque da estaca. Assim, o atrito lateral resistente dá um acréscimo de solicitação vertical para a estaca, de cima para baixo.

Uma situação que normalmente gera esse fenômeno é a sobrecarga na superfície, fazendo com que o maciço comece a se adensar, facilitando a ação do atrito negativo. Esse fenômeno é um enorme complicador, pois são solicitações adicionais nos elementos de fundação que não são levados em consideração pelos calculistas e nem detectados em prova de carga, em que o atrito lateral é sempre positivo. (CINTRA E AOKI, 2014).

#### 3.1.6.4 Parâmetros do solo

De acordo com Cintra; Aoki; Albiero (2014, p.44), em solo saturado, principalmente na argila mole, os parâmetros de resistências (coesão e ângulo de atrito interno) dependem das condições do carregamento, variando do solo não drenado (rápido) ao drenado (lento).

Com a tendência de a capacidade de carga aumentar com a dissipação das pressões neutras, geralmente predomina-se a condição não drenada como condição crítica, tratando-se de a capacidade de fundações. Habitualmente ao uso de cálculo apenas com valores não drenados de coesão de atrito, os respectivos valores efetivos (coesão' e ângulo de atrito') podem ser utilizados para comprovar o acréscimo de capacidade de carga com o tempo (Id., 2014, p.44-45).

##### 3.1.6.4.1 Coesão

A ABNT NBR6502/95 diz que coesão é a parte resistente ao cisalhamento de um solo, independente da tensão efetiva normal atuante, provocada pela atração físico-química entre partículas ou pela cimentação destas.

Uma vez que não se dispõe de ensaios de laboratórios, para uma estimativa do valor da coesão não drenada, Cintra, Aoki e Albiero (2014, apud TEIXEIRA e GODOY, 1996), indicam como sugestão a seguinte correção com o índice de resistência à penetração  $N_{spt}$ :

$$C = 10N_{spt} (kPa) \quad (2)$$

##### 3.1.6.4.2 Ângulo de atrito ( $\phi$ )

Segundo a ABNT NBR6502/95, ângulo de atrito é o ângulo correspondente a inclinação da tangente à curva envoltória, que representa a resistência entre o cisalhamento e a tensão normal atuante na superfície de contato de um solo com outro tipo de material.

Utilizando a fig. 07 (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014 apud MELLO, 1971), podemos adotar o ângulo de atrito da areia, que mostra correlação estatística entre os pares de valores ( $\sigma_v$ ;  $N_{spt}$ ), e os prováveis valores do ângulo de atrito, onde  $\sigma_v$  é a tensão vertical efetiva à cota de obtenção de  $N_{spt}$ .

Fonte: (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2014)

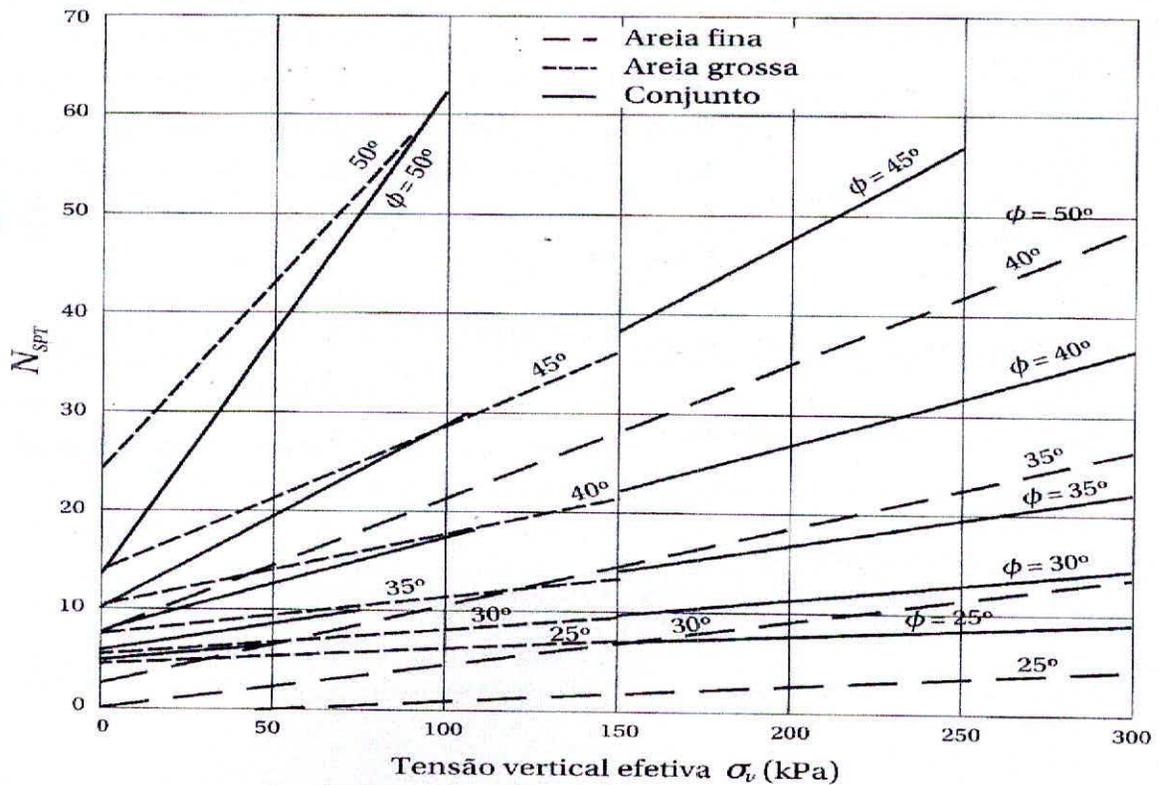


Figura 7: Ângulo de atrito interno

Ainda para sua estimativa, na condição não drenada, temos duas correlações empíricas como índice de resistência à penetração do SPT:

$$\text{De Godoy (1983): } \phi = 28^\circ + 0,4 N_{spt} \quad (3)$$

$$\text{De Teixeira (1996): } \phi = \sqrt{20 N_{spt}} + 15^\circ \quad (4)$$

(CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014).

#### 3.1.6.4.3 Peso específico

É uma relação entre o peso total de solo sobre seu volume total. Sendo que na falta de ensaios laboratoriais, podemos utilizar valores aproximados de acordo com as tabelas 03 e 04 (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014 apud Godoy, 1972), em função da consistência da argila e da capacidade da areia, nesta ordem. A consistência de solos finos e de compacidade de solos grossos é dada em função do índice de resistência à penetração (Nspt), conforme ABNT NBR6484/01.

Tabela 3: Peso específico de Solos argilosos (Godoy)

Nspt	Consistência	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Media	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2014)

Tabela 4: Peso específico de solo arenoso (Godoy, 1972)

Nspt	Consistência	Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouca Compacta			
9 – 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
> 20	Muito Compacta			

Fonte: (CINTRA, AOKI e ALBIERO, 2014)

A areia saturada representa o peso específico submerso, e para cálculo é preciso, sempre, o peso específico efetivo, sendo necessário descontar o peso específico da água.

### 3.2 Materiais

Serão apresentados neste item, os principais materiais para a composição do elemento de fundação.

#### 3.2.1 Concreto armado

Caracteriza-se como concreto armado, a junção de concreto simples mais a armadura passiva. Trabalhando juntos para resistirem aos esforços solicitantes. (CARVALHO e

FIQUEIREDO FILHO, 2014).

A ABNT NBR6118, diz que, concreto armado é aquele cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplica alongamento inicial das armaduras antes da materialização dessa aderência.

### 3.2.2 Concreto

A ABNT NBR 6118/2014 diz que são estruturas de concreto simples, aqueles que não possuam qualquer tipo de armadura ou que possuam em quantidade inferior ao mínimo exigido para concreto armado.

Com boa resistência à compressão e pouco resistente à tração, o concreto é composto de água, cimento e agregados. (CARVALHO e FIQUEIREDO FILHO, 2014).

- Cimento + água = Pasta
- Pasta + agregado miúdo = Argamassa
- Argamassa + agregado graúdo = Concreto
- Concreto + aço = Concreto armado

### 3.2.3 Armadura passiva

A ABNT NBR6118/2014 define que esta é qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de proteção, isto é, que não seja previamente alongada.

A armadura passiva ou aço de construção tem como principal característica sua resistência à tração, formando assim uma ótima ligação com o concreto uma vez que o concreto é deficiente em relação à resistência de tração.

A principal diferença entre o aço e o ferro, é o fato de o aço possuir teor de carbono inferior a 2,04% enquanto que o ferro fica entre 2,04% a 6,07%. Materiais caracterizados como armadura passiva tem seu teor de carbono situados entre 0,08% e 0,5%, vale ressaltar que tecnicamente falando, o correto é a maior utilização do aço e não do ferro. (CARVALHO e FIQUEIREDO FILHO, 2014).

### 3.2.4 Formas

Assim como todos os outros, a forma é um elemento muito importante na construção civil, pois são utilizados para dar forma ao concreto, armado ou não, até que o próprio

concreto possa se suportar sem o auxílio da forma. Sua má execução pode acarretar interferências no acabamento e também na estabilidade estrutural do elemento.

### **3.3 Orçamentos na construção**

Orçamento é o valor estimado necessário para atender todas e quaisquer despesas. Sendo assim, o cálculo antecipado do custo de uma obra.

De acordo com as definições de projeto, executa-se o orçamento devendo conter em si, todos os serviços e materiais a serem aplicados nas obras.

O orçamento deverá ser elaborado a partir do levantamento dos quantitativos físicos do projeto e da composição de custo unitário de cada serviço. Todo orçamento é composto por duas partes, Custo direto e BDI (Benefícios e Despesas Indiretas).

#### **3.3.1 Custo direto**

O custo direto, de acordo com Tisaka (2011), são todos os gastos necessários para o desenvolvimento da obra a ser executada. São divididos em custo indireto e custo direto unitário, que englobam valores de mão de obra, materiais e equipamentos.

Seu cálculo é baseado na Tabela de Composição de Custo unitário (TCPO), a qual dita os insumos que serão acrescidos na tabela de composição de custo unitário (CPU).

##### **3.3.1.1 Custo indireto**

Custo indireto refere-se a todos os serviços de apoio ao projeto em execução, como mão de obra, equipamento e matérias, em sua grande maioria gasto com alojamento, canteiro de obra, mobilização etc.

##### **3.3.1.2 Custo direto unitário**

Custo direto unitário são todos os gastos com o objetivo principal do projeto. Que seria o valor de cada elemento multiplicado pela sua quantidade a ser utilizado, sendo eles as quantidades de materiais gastos, equipamentos utilizados e mão de obra para a execução da obra.

### 3.3.1.3 Materiais

Será todo material utilizado para a execução do projeto. Que seriam, por exemplo, cimento, agregados, madeira, aço de construção, água entre outros.

### 3.3.1.4 Equipamentos

São todos os gastos referentes a equipamentos utilizados para o auxílio na execução do projeto em questão.

### 3.3.1.5 Mão de obra

É o salário que o trabalhador receberá pelo serviço prestado. A última convenção, que abrange os trabalhadores nas Indústrias da Construção Civil e Construção Civil em geral, define o piso salarial do trabalhador.

A data base é de 1º de fevereiro 2015 a 31 de janeiro de 2016, há reuniões a cada seis meses para sua revisão. O piso salarial fica definido de 1ª de fevereiro de 2015 a 31 de julho de 2015 da seguinte maneira:

- Oficial: R\$ 1.572,50 por mês ou R\$ 7,15 por hora;
- Meio Oficial: R\$ 1.316,50 por mês ou R\$ 5,98 por hora;
- Ajudante: R\$ 942,80 por mês ou R\$ 4,29 por hora;
- Operadores de Elevadores, Guinchos e Vigas: R\$ 1.039,00 por mês ou R\$ 4,72 por hora;
- Auxiliar de Escritório: R\$ 920,00 por mês ou R\$ 4,18 por hora.

Além do salário propriamente dito, também devem ser acrescentados os benefícios do colaborador, tais como hora extra, EPI, vale transporte, alimentação, entre outros. Para tanto, usa-se como referência a vigésima convenção dos trabalhadores.

### 2.3.2 Benefícios e Despesas Indiretas (BDI)

Tisaka (2011) mostra que o BDI é um percentual que se adiciona ao custo direto da obra para cobrir as despesas indiretas e os benefícios. Podemos citar: aluguel, valores gastos com oficina, salários e benefícios da administração, pró-labore, material de escritórios e

limpeza, telefone, água, luz, tributos, o lucro do empreendimento e possíveis riscos.

Em licitações, por exemplo, os empresários podem definir taxas de acordo com dados históricos de empreendimentos passados, usando parâmetros da atualidade para corrigir possíveis erros. Fica, assim, ao critério do empreendedor ou da administração, a avaliação, para excluir ou incluir determinados gastos de acordo com o risco que se deseja assumir no empreendimento.

### 3.4 Reservatórios

A água é um recurso de grande importância no nosso dia a dia, devido ao grande desafio de tratá-la, concomitantemente à falta contínua de seu abastecimento. Há a necessidade de tratá-la e armazená-la para o uso diário da população. Para isso utilizam-se reservatórios de vários tipos e tamanhos, que são de grande importância tanto no abastecimento de água potável quanto no tratamento de água e esgoto.

Segundo Venturini (1977), há basicamente três grupos de reservatórios, os elevados, os de superfície (apoiados no solo) e os enterrados (fig. 08).

Fonte: (VENTIRINI, 1977)

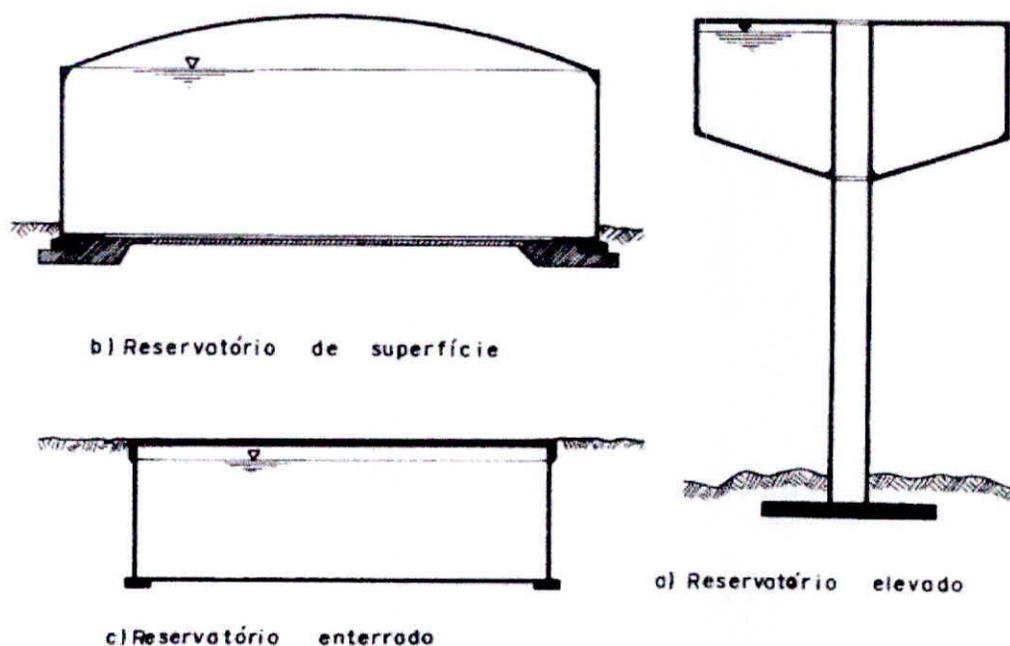


Figura 8: Classificação dos reservatórios

Diante de uma grande variedade de formas, os mais utilizados são os reservatórios circulares e retangulares. As circulares, com maior destaque por apresentarem melhores

benefícios, têm um comportamento bem melhor devido à simetria de resolução de sua superfície, à sua estrutura com maior potencial para armazenamento e teoricamente uma menor demanda de aço em relação à retangular, construídas de concreto armado. Os retangulares são adequados a reservatórios menores, pois são de fácil execução, apesar de um maior gasto com materiais.

Hoje, os reservatórios metálicos são utilizados com mais frequência (fig. 08), pois como são fabricados, são melhores para ser instalados e facilmente executados. Ao contrário dos reservatórios de concreto armado que chegam da fábrica pronto para serem instalados.

Fonte: Autor

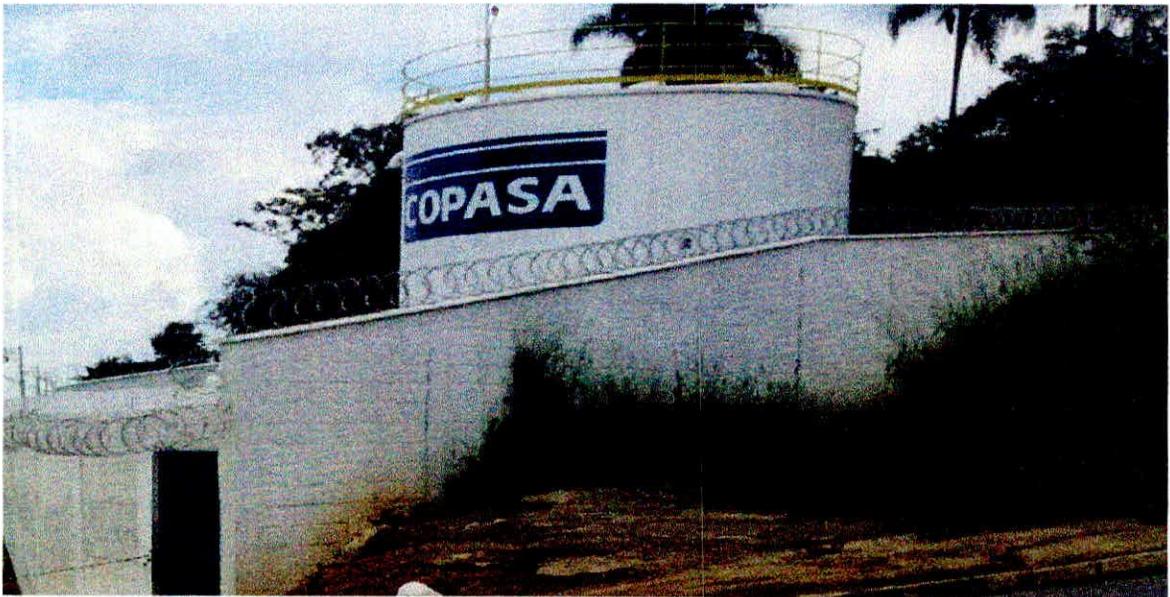


Figura 9: Reservatório metálico apoiado

## 4 METODOLOGIA DE CÁLCULO

Como já dito no item 3.1.5, o método a ser utilizado para calcular a capacidade de carga ou carga admissível das estacas, será o semiempírico, em que se destaca o método de Aoki e Velloso (1975). Com isso, neste item apresentaremos os cálculos que serão utilizados para dimensionamento das estacas no item 7 deste trabalho.

### 4.1 Método Aoki-Velloso (1975)

O método foi originado da correlação entre resultados de prova de carga em estacas no solo brasileiro, de acordo com o ensaio de penetração estático (CPT) e dinâmico (SPT).

Para que a metodologia para avaliar a capacidade de carga das estacas possa ser aplicada no ensaio de penetração estática, deve-se utilizar o coeficiente K para que possa estimar a capacidade de carga com os resultados do SPT. (LEITE, 2014).

Dedução da equação de capacidade de carga (R):

$$R = R_L + R_P \quad (5)$$

Com a Resistência lateral ( $R_L$ ) e a Resistência de ponta ( $R_p$ ), respectivamente:

$$R_L = U \sum (r_L * \Delta_L) \quad R_P = r_p * A_P \quad (6 \text{ e } 7)$$

Onde:

$R_L$  = Resistência lateral

$R_p$  = Resistência de ponta

U = Perímetro da estaca

$r_p$  = Tenção de ponta

$r_L$  = Tenção lateral

$A_p$  = área da ponta da estaca;

$\Delta_L$  = espessura da camada em análise

Assim a capacidade de carga (R) será:

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + r_p A_p \quad (8)$$

Para o método Aoki-Velloso, as duas incógnitas geotécnicas ( $r_p$  e  $r_L$ ) estão

relacionadas ao ensaio de penetração estática (CPT), por meio dos valores da resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e do atrito lateral unitário na luva ( $f_s$ ):

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad r_L = \frac{F_s}{F_2} \quad (9 \text{ e } 10)$$

Quando os valores de  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de correção, resistência de ponta e resistência lateral respectivamente, levam em conta o efeito escala, ou seja, a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone CTP (modelo), e também, o modelo executivo de cada tipo de estaca. Como no Brasil, o SPT é o mais utilizado para ensaios geotécnicos, o valor resistente de ponta ( $q_c$ ) pode ser substituído por uma relação com o índice de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ):

$$q_c = K * N_{SPT} \quad (11)$$

Em que o coeficiente K depende do tipo de solo.

Neste caso, também é possível utilizar o atrito lateral em função de  $N_{spt}$ , com a utilização da razão de atrito ( $\alpha$ ):

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (12)$$

Logo:

$$f_s = \alpha * q_c = \alpha * K * N_{SPT} \quad (13)$$

Onde  $\alpha$  é função do tipo de solo.

De acordo com o método utilizado a partir do tipo de solo, que foi conhecido devido ao SPT, toma-se o valor da razão de atrito.

Retomando as expressões de  $r_p$  e  $r_l$  obtemos:

$$r_p = \frac{KN_p}{F_1} \quad r_L = \frac{\alpha KN_L}{F_2} \quad (14 \text{ e } 15)$$

Em que:

$N_p$  = Índice de resistência à penetração (na cota de apoio da ponta da estaca).

$N_L$  = Índice de resistência à penetração média na camada de solo de espessura  $\Delta_p$ .

Ambos obtidos por sondagem. Portanto, a capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pela fórmula semiempírica:

$$R = \frac{KN_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum (\alpha KN_L \Delta_L) \quad (16)$$

Os valores de K e  $\alpha$  dados na tab. 05, foram propostos baseados em experiências e em valores literários. Os fatores F1 e F2 foram ajustados com 63 provas de carga realizados em vários estados do Brasil, apresentados tab. 06.

Tabela 5: Fatores de correção F1 e F2

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-fabricada	1+D/0,80	2 F1
Escavada	3,0	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2 F1

Fonte: Cintra e Aoki (2014)

Tabela 6: Coeficiente k e razão de atrito  $\alpha$

SOLO	K (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia siltoargila	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilossiltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoargiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argiloarenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila arenossiltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltoarenosa	0,33	3,00

Fonte: Cintra e Aoki (2014)

## 4.2 Carga admissível

Devemos levar em conta que o elemento de fundação consiste na interligação solo-estrutura, sobre o qual pode-se dizer que os elementos estruturais (estacas e bloco de fundação) não resistem aos esforços solicitantes sem o maciço do solo, ou vice-versa.

O cálculo de várias estacas do mesmo tipo em um mesmo terreno, não se resulta em um dimensionamento similar para cada uma delas, pois o maciço apresenta diferentes resultados mesmo efetuando sondagens relativamente próximas, pelo fato de o solo ser um elemento natural, não possuindo homogeneidade.

Existem dois tipos de carga admissível, a carga admissível da fundação ( $P_a$ ) e a carga admissível ( $P_e$ ), mais conhecida como carga de catálogo (que veremos a seguir). Para efeito de cálculo será utilizado a menor delas.

### 4.2.1 Carga de catálogo ( $P_e$ )

Alguns confundem a carga admissível ( $P_e$ ) com a carga admissível da fundação ( $P_a$ ), na qual são considerados os aspectos geotécnicos. Assim, denomina-se  $P_e$  como carga de catálogo ou melhor carga estrutural da estaca.

A partir da análise dos dois resultados ( $P_a$  e  $P_e$ ) e para efeito de cálculo a favor da segurança, adota-se o de menor valor entre eles. As estacas são geralmente mais fracas, pois são apoiadas em materiais muito resistentes, os quais muitas vezes são elementos relativamente grandes, fazendo com que o maciço tenha resistência superior ao elemento estrutural, não havendo a necessidade do cálculo para carga admissível da fundação ( $P_a$ ).

Desse modo, ao se contemplar exclusivamente à estaca, sem levar em conta o aspecto geométrico, temos a seguinte equação:

$$P_e = \sigma_e * A \quad (16)$$

Na qual:

$P_e$  = Carga admissível da estaca

$\sigma_e$  = Tensão admissível da estaca

$A$  = Área da seção transversal do fuste

No projeto, como a  $P_e$  é definida inicialmente, ela passa a representar o limite superior para carga admissível da fundação:

$$P_a \leq P_e \quad (17)$$

As tab. 07 e 08 apresentam as cargas de catálogo da estaca Strauss e da estaca de concreto pré-fabricado, mencionadas na literatura Brasileira, de acordo com Cintra e Aoki (2014).

Tabela 7: Carga de catálogo para estacas Strauss

Estaca	Dimensão (cm)	Carga de catálogo $P_e$ (KN)
Strauss $\sigma_e = 4 \text{ Mpa}$	Ø 22	200
	Ø 27	300
	Ø 32	400
	Ø 42	700
	Ø 52	1070

Fonte: Cintra e Aoki (2014)

Tabela 8: Carga de catálogo para estacas de concreto pré-fabricado

Estaca	Dimensão (cm)	Carga de catálogo $P_e$ (KN)
Pré- fabricado vibrada quadrada $\sigma_e = 6 \text{ a } 10 \text{ MPa}$	20 * 20	400
	25 * 25	600
	30 * 30	900
	35 * 35	1200
Pré- fabricado vibrada circular $\sigma_e = 9 \text{ a } 11 \text{ MPa}$	Ø 22	400
	Ø 29	600
	Ø 33	800
Pré- fabricado protendida circular $\sigma_e = 10 \text{ a } 14 \text{ MPa}$	Ø 20	350
	Ø 25	600
	Ø 33	900
Pré- fabricado centrifugada $\sigma_e = 9 \text{ a } 11 \text{ MPa (seção vazada)}$	Ø 20	300
	Ø 23	400
	Ø 26	500
	Ø 33	750
	Ø 38	900
	Ø 42	1150
	Ø 50	1700
	Ø 60	2300
Ø 70	3000	

Fonte: Cintra e Aoki (2014)

## 5 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso refere-se a um reservatório localizado no lote 18 da quadra V, na Avenida “A”, no bairro denominado Minas Gerais em Varginha-MG.

### 5.1 Reservatório metálico apoiado (COPASA)

*Este item é dedicado aos dados fornecidos pela CAPASA de varginha – Minas Gerais, que segundo o documento em questão compreende o Projeto Executivo do Reservatório Apoiado Metálico, capacidade nominal de 300 m<sup>3</sup>, Padrão COPASA 10.05.300/0, elaborado pela Oliveira e Marques Engenharia Ltda. para a COPASA, dentro do contrato de prestação de serviços número 4600025986. Todo o trabalho teve, em linhas gerais, as diretrizes preconizadas nas normas técnicas da ABNT e da COPASA.*

#### 5.1.1 Memorial de cálculo das forças atuantes na fundação do reservatório.

*Reservatório Apoiado Metálico - capacidade nominal de 300 m<sup>3</sup>:*

<i>Dimensões</i>	<i>Ø 7,64 x 7,20 m</i>
<i>Peso próprio + acessórios</i>	<i>14.000 kgf</i>
<i>Peso do líquido estocado</i>	<i>319.000 kgf</i>
<i>Peso total do reservatório</i>	<i>333.000 kgf</i>

#### 5.1.2 Definições do diâmetro do costado (Norma técnica T.188/1)

*Para uma melhor padronização, faz-se necessária definição do diâmetro do costado, de modo a facilitar a fabricação do mesmo.*

$$D = 1,75 * \sqrt[3]{\frac{V}{\pi}} \Rightarrow D = 1,75 * \sqrt[3]{\frac{300}{\pi}} \Rightarrow D = 8,0 \text{ metros} \quad (18)$$

*Adotado o diâmetro de 7,64 metros, cujo desenvolvimento é múltiplo de 3 metros, facilitando a fabricação das cambotas.*

$$H = \frac{4*V}{\pi*D^2} \Rightarrow H = \frac{4*300}{\pi*(7,64)^2} \Rightarrow H = 6,54m \quad (19)$$

Adotado altura de 7,20 metros, devido ao acréscimo de volume mínimo acima da saída e espaçamento entre o teto e nível máximo de água do reservatório.

### 5.1.3 Considerações para Cálculo das Forças devido ao Vento (ABNT NBR 6123)

O vento é um elemento natural, que pode trazer grandes danos à edificação, caso não seja analisado da maneira adequada.

Adiante será calculada a reação de vento sujeito no reservatório.

$$q = 0,613 * V_{K^2} \Rightarrow q = \frac{V_{K^2}}{16} \quad V_K = V_0 + S_1 + S_2 + S_3 \quad (20 \text{ e } 21)$$

(Item 4.2 – c da Norma)                      (Item 4.2 – b da Norma)

Onde:

$q$  = Pressão dinâmica do vento (calculada)

$V_k$  = Velocidade característica (calculada)

$V_0 = 40 \text{ m/s}$  ----- Velocidade básica do vento - (Figura 1 da Norma)

$S_1 = 1,0$  ----- Fator topográfico - (item 5.2 – a,b da Norma)

$S_2 = 1,0$  ----- Fator – considera rugosidade do terreno - (item 5.3, Tabela 2, Categoria II, Classe A,  $Z < 10$  metros da Norma)

$S_3 = 1,0$  ----- Fator estatístico – que é o grau de segurança requerido - (item 5.4, Tabela 3, Grupo 2 da Norma)

Portanto:

$$q = 100,0 \text{ kgf} / \text{cm}^2 \quad (22)$$

### 5.1.3 Reações provenientes do reservatório

### *Coeficiente de Força – “Fa”*

*Fa é a força de arrasto do vento e é uma força estática obtida pela seguinte formula;*

$$Fa = C_a * q * A_e \quad (23)$$

*Onde:*

*Ca = Coeficiente de arrasto = 0,8 (Tabela 10 ABNT NBR 6123)*

*q = Pressão dinâmica do vento (calculada no item 6.1.2 deste trabalho)*

*Ae = Área frontal efetiva de ação do vento = 58,0 m<sup>2</sup>*

*Assim:*

$$Fa = 0,80 * 100,0 * 58,0 = 4.640\text{kgf}$$

*Cálculo da Força Horizontal atuante no reservatório:*

$$Fh = Fa = 4.640\text{kgf} \quad (24)$$

*Cálculo do Momento atuante na base do reservatório e transmitido à fundação:*

$$M_{VT} = 4.640 * \frac{7,20}{2} = 16.704\text{kgf.m} \quad (25)$$

*Este valor deve ser acrescentado um possível desalinhamento vertical do reservatório e/ou excentricidade em relação à fundação, estimado em 0,025 metros, cujo valor é calculado a seguir, acrescido dos momentos gerados pela instalação de acessórios (escada, guarda-corpo, tubulações):*

$$M_d = 0,025\text{m} * 333.000\text{kgf} = 8.325\text{kgf.m} \quad (26)$$

*Assim, o momento total será:*

$$M_T = M_V + M_d + M_a = 16.704 + 8.832 + 3.600 \cong 28.650\text{kgf.m} \quad (27)$$

Tabela 9: Resumo das forças atuantes na fundação

	AÇÃO HORIZONTAL (kgf)	AÇÃO VERTICAL (kgf)	MOMENTO (kgf.m)
VAZIO	4.640	14.000	20.700
CHEIO	4.640	333.000	28.650

Fonte: COPASA

## 5.2 Perfil geotécnico

Para o reconhecimento do solo, foi feita uma sondagem através do *standard penetration test* (SPT), a qual foi usada como referência para cálculo da estrutura de fundação, uma vez que é indispensável para a execução da fundação. Os dados de sondagem seguem abaixo.

RELATÓRIO DE SONDAGEM SPT										R.SP:00002905_2013	
Rua - Bairro - Varginha - MG											
SONDAGEM DE RECONHECIMENTO Ø 2 1/2" STANDARD PENETRATION TEST Peso: 65kg - Altura de Queda: 75cm										CLIENTE: VARGINHA - MG	
AFASTAMENTO										OBRA : LOTE 18 - rua Bairro: - VARGINHA - MG	
ESTACA: NA: N.F.E E:										FURO SP - 02 COTA: -0,80m	
PROF. (m)	Índice: 1	Índice: 2	Índice: 3	I	F	N. A.	DUREZA	CLASSIFICAÇÃO VISUAL			
1	3	4	4	7	8		média	0,00 á -1,50m - Argila areno pouco siltosa, vermelha.			
2	3	4	5	7	9		medianamente compacto				
3	4	4	4	8	8		medianamente compacto				
4	4	5	7	9	12		medianamente compacto	-1,50 á - 7,80m - Silte areno pouco argiloso com veios de pedregulho marrom claro, com rosa e roxo variegado.			
5	5	7	7	12	14		medianamente compacto				
6	8	10	12	18	22		compacto				
7	12	19	21	31	40		muito compacto				
8	15	21	22	36	43		muito compacto	- 7,80 á - 9,45m - Silte areno pouco argiloso, com veios de pedregulho rosa e roxo, com veios brancos variegado.			
9	17	23	25	40	48		muito compacto				
10											
11											
12											
13											
14								LIMITE DE SONDAGEM: - 9,45m			
AMOSTRADOR: Ø = 1,3/8" MARTELO: PESO : 65 KG ROF. REVESTIMENT( 2,00 m											
AMOSTRADOR: Ø = 2" QUEDA : 75 cm											
INÍCIO: 29/05/13										FISCAL:	
TÉR.M.: 29/05/13										ENG. RESP:	
										SONDADOR:	

## 6 DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

O dimensionamento da capacidade de carga das estacas será utilizado o método Aoki-Velloso, citado no item 4.1, e para este cálculo foi utilizado as ações do reservatório estratificado na tabela 09 deste trabalho.

### 6.1 Ações referentes ao reservatório metálico apoiado

Para a máxima tensão exercida na fundação, há a necessidade de uma soma entre a ação vertical total do reservatório junto ao momento máximo nele exercido, assim aplicamos o na formula a seguir:

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A} + \frac{My}{W} \quad P_{\text{total}} = \sigma_{\max} * A \quad (28 \text{ e } 29)$$

Onde:

$\sigma_{\max}$  = Máxima tensão (N/m<sup>2</sup>)

y = eixo y do reservatório (m)

P = Ação vertical (N)

A = Área da base do cilindro (m<sup>2</sup>)

Ptotal = Carga Total (kN)

W = Momento Resistente (m<sup>4</sup>)

M = Momento (N.m<sup>2</sup>)

$$\sigma_{\max} = \frac{3.330}{\frac{\pi * 7,64^2}{4}} + \frac{286,50 * 7,20}{\frac{\pi * 7,64^3}{32}} = 119,756 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_{\text{total}} = 119,756 * \frac{\pi * 7,64^2}{4} = 5.490,017 \text{ kN}$$

Assim a fundação estará sujeita a uma ação total de 5.490,017 kN, no entanto, devemos considerar – uma vez que a NBR 6122/10 define no item 5.6 – um acréscimo de 5%, da ação total da estrutura, devido ao peso próprio do bloco de coroamento. Portanto teremos uma ação, transmitidas para as estacas de 5.764,52 kN.

## 6.2 Dimensionamento da estaca Strauss ( $\phi$ 32 cm)

O comprimento das estacas será estabelecido de acordo com a tabela 02, com base no laudo de sondagem do item 5.2 e a carga de catálogo (carga estrutural da estaca), baseada em um diâmetro escolhido aleatoriamente, de acordo com a tabela 07.

Estaca Strauss

Diâmetro = 32 cm

Carga de catálogo = 400 kN (carga estrutural da estaca)

Comprimento = 6,00

(1ª Passo) Fator de correção (F1 e F2)

De acordo com a tabela 05, valores de F1 e F2 para estaca escavada, são respectivamente, 3,0 e 6,0.

(2ª Passo) Cálculo da resistência lateral ( $R_L$ )

- Cálculo  $R_{L1}$

Tipo de solo: Argila arenossiltosa

$K = 300$  kPa e  $\sigma = 2,80\%$  (Tabela 06)

Profundidade de 0,00 m a -1,50 m

$$N_{Med} = \frac{8+9}{2} = 8,50$$

$$R'_{L1} = \frac{0,028 * 300 * 8,5}{6} * \pi * 0,32 * 1,50 = 17,945 \text{ kN}$$

- Cálculo  $R_{L2}$

Tipo de solo: Silte arenoargiloso

$K = 450$  kPa e  $\sigma = 2,80\%$  (Tabela 06)

Profundidade de -1,50 metros a -6,00 metros

$$N_{Med} = \frac{8+12+14+22}{4} = 14$$

$$R'_{L1} = \frac{0,028 * 450 * 14}{6} * \pi * 0,32 * 4,50 = 133,0kN$$

(3º Passo) Cálculo da resistência de ponta ( $R_p$ )

Resistência de ponta (conta -6,00 metros) - Silte arenoargiloso -  $N_{SPT} = 22$

$$R'_p = \frac{450 * 22}{3} * \frac{\pi(0,32)^2}{4} = 265,402kN$$

(4º Passo) Cálculo da capacidade de carga

(Carga de interação solo-estaca)

$$R'_{Total} = 17,945 + 133,0 + 265,402 = 416,347kN$$

(5ª Passo) Aplicar o fator de segurança global

$$P'_A = \frac{416,347}{2,00} = 208,1735kN$$

Segundo ABNT NBR6122/2010, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca, o que equivale, no mínimo, 80% da resistência lateral ( $R_l$ ) calculado na ruptura. Assim:

$$P_{adm} \leq 1,25 * R_{lat} \quad (30)$$

$$P_{adm} \leq 1,25 * (17,945 + 133,0) \leq 188,681kN$$

Portanto:

$$N_E \geq \frac{5.764,52}{188,68} \geq 30,50 \Rightarrow 32 \text{ estacas}$$

### 6.3 Dimensionamento da estaca de concreto pré-fabricado

O comprimento das estacas será estabelecido de acordo com a tabela 02, com base no laudo de sondagem do item 5.2 e a carga de catálogo (carga estrutural da estaca), baseada em um diâmetro escolhido aleatoriamente, de acordo com a tabela 08.

Estaca de concreto pré-fabricado

Diâmetro = 20 Centímetros

Carga de catálogo = 350 KN (carga estrutural da estaca).

Comprimento = 6,0m

(1ª Passo) Fator de correção (F1 e F2)

De acordo com a tabela 05, valores de F1 e F2 para estaca de concreto pré-fabricado, são respectivamente, 1,413 e 2,825.

(2ª Passo) Cálculo da resistência lateral ( $R_L$ )

- Cálculo  $R_{L1}$

Tipo de solo: Argila arenossiltosa

$K = 300 \text{ kPa}$  e  $\sigma = 2,80\%$  (Tabela 06)

Profundidade de 0,00 m a -1,50 m

$$N_{Med} = \frac{8+9}{2} = 8,50$$

$$R'_{L1} = \frac{0,028 * 300 * 8,5}{2,825} * \pi * 0,20 * 1,50 = 23,821 \text{ kN}$$

- Cálculo  $R_{L2}$

Tipo de solo: Silte arenoargiloso

$K = 450 \text{ kPa}$  e  $\sigma = 2,80\%$  (Tabela 06)

Profundidade de -1,50 metros a -6,00 metros

$$N_{Med} = \frac{8+12+14+22}{4} = 14$$

$$R'_{L1} = \frac{0,028 * 450 * 14}{2,825} * \pi * 0,20 * 4,50 = 176,552 \text{ kN}$$

(3º Passo) Cálculo da resistência de ponta ( $R_p$ )

Resistência de ponta (conta -6,0 metros) - Silte arenoargiloso -  $N_{SPT} = 40$

$$R'_p = \frac{450 * 40}{1,413} * \frac{\pi(0,20)^2}{4} = 400,20 \text{ kN}$$

(4º Passo) Cálculo da capacidade de carga

(Carga de interação solo-estaca)

$$R'_{Total} = 23,821 + 176,552 + 400,20 = 600,573 \text{ kN}$$

(5ª Passo) Aplicar o fator de segurança global

$$P'_A = \frac{600,572}{2,00} = 300,28 \text{ kN}$$

Carga admissível é menor que a carga de catálogo ou carga estrutural da estaca, portanto utiliza-se da carga admissível para determinação do número de estacas.

$$N_E \geq \frac{5.764,52}{300,28} \geq 19,20 \Rightarrow 20 \text{ estacas}$$

## 6.4 Método para cálculo das reações nas estacas

Segundo SHIEL, 1957, apud RAMOS & GIONGO, 2009 não é considerada a ação do solo, pois as estacas são admitidas como barras bi rotulada. Apresentando também:

- Despreza-se deformações do bloco por ser considerado infinitamente rígido;
- O material da estaca é considerado elástico e linear;
- A reação da estaca é proporcional à projeção do deslocamento do topo da estaca sobre eixo da mesma, antes do deslocamento.

Com bloco de estaqueamento simétrico e todas estacas iguais, as reações de cada estaca - visando somar à carga vertical com o momento separadamente – dá se de acordo com a seguinte equação:

$$P_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (31)$$

Na qual:

N = Carga vertical resultante;

n = Número de estacas;

Mx e My são momentos considerados na cota de arrasamento.

Os sinais considerados na formula dependem da localização de cada estaca.

O problema de estaqueamento sujeito a momento é resolvido por tentativas, distribuindo-as de forma a calcular as cargas atuantes nas estacas de acordo com anexo A. O estaqueamento será aceito se a carga na estaca for, no máximo, igual à carga admissível.

### 6.4.1 Carga atuante no conjunto de estacas Strauss

De acordo com anexo A, (mapa das estacas), segue cálculo da capacidade de carga de cada estaca Strauss.

$$\sum x_i^2 = \sum y_i^2 = 12 * 0,48^2 + 12 * 1,44^2 + 8 * 2,41^2 = 74,12$$

$$P_1 = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} + \frac{280,96 * 2,40}{74,12} = 185,70kN$$

$$P_2 = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 0,48}{74,12} + \frac{280,96 * 2,40}{74,12} = 182,05kN$$

$$P_3 = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} + \frac{280,96 * 2,40}{74,12} = 178,40kN$$

$$P_4 = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} + \frac{280,96 * 2,40}{74,12} = 174,80kN$$

$$P_5 = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 2,40}{74,12} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 185,70kN$$

$$P_6 = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 182,05kN$$

$$P_7 = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 0,48}{74,12} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 178,40kN$$

$$P_8 = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 174,80kN$$

$$P_9 = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 171,15kN$$

$$P_{10} = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 2,40}{74,12} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 167,50kN$$

$$P_{11} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 2,40}{74,12} + \frac{280,96 * 0,48}{74,12} = 182,05kN$$

$$P_{12} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} = 178,40kN$$

$$P_{13} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 0,48}{74,12} + \frac{280,96 * 74,12}{74,12} = 174,80kN$$

$$P_{14} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 0,48}{74,12} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} = 171,15kN$$

$$P_{15} = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} + \frac{280,96 * 0,48}{74,12} = 167,50kN$$

$$P_{16} = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 2,40}{74,12} + \frac{280,96 * 0,48}{74,12} = 163,90kN$$

$$P_{17} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 2,40}{74,12} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} = 178,40kN$$

$$P_{18} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} = 174,80kN$$

$$P_{19} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 0,48}{74,12} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} = 171,15kN$$

$$P_{20} = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} = 167,50kN$$

$$P_{21} = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} = 163,90kN$$

$$P_{22} = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 2,40}{74,12} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} = 160,20kN$$

$$P_{23} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 2,40}{74,12} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 174,80kN$$

$$P_{24} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 171,15kN$$

$$P_{25} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 0,48}{74,12} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 167,50kN$$

$$P_{26} = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 163,90kN$$

$$P_{27} = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 160,20kN$$

$$P_{28} = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 2,40}{74,12} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} = 156,60kN$$

$$P_{29} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 1,44}{74,12} - \frac{280,96 * 2,40}{74,12} = 167,50kN$$

$$P_{30} = \frac{5.476,30}{32} + \frac{280,96 * 0,48}{74,12} - \frac{280,96 * 2,40}{74,12} = 163,90kN$$

$$P_{31} = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 0,48}{74,12} + \frac{280,96 * 2,40}{74,12} = 160,20kN$$

$$P_{32} = \frac{5.476,30}{32} - \frac{280,96 * 1,44}{74,12} - \frac{280,96 * 2,40}{74,12} = 156,60kN$$

A verificação é satisfatória, pois todas as estacas Strauss apresentaram cargas inferiores a carga admissível calculada na ruptura, (item 6.2).

Analisando os planos de ações, de acordo com anexo A, nota-se que as estacas com reação de maior intensidade são as estacas de número 1 (um) e 5 (cinco) e as estacas com reação de menor intensidade são as estacas 28 (vinte e oito) e 32 (trinta e dois). Esta situação existe quando as estacas são construídas em solos deformáveis, pois para solos rígidos (como estacas apoiadas em rocha), resultados obtidos por DELALIBERA & GIONGO (2004 e

2007), apud RAMOS & GIONGO, 2009 mostram que estacas sobre solos rígidos e posicionadas próximas do pilar ou próximo ao centro do reservatório, com os mesmos momentos atuantes, são as mais solicitadas por força normal de compressão.

#### 6.4.2 Carga atuante no conjunto de estacas de concreto pré-fabricado

De acordo com anexo A, (mapa das estacas), segue cálculo da capacidade de carga de cada uma das estacas de concreto pré-fabricado.

$$\sum x_i^2 = \sum y_i^2 = 10 * 1,15^2 + 6 * 2,30^2 = 44,97$$

$$P_1 = \frac{5.476,30}{20} + \frac{280,96 * 1,15}{44,97} + \frac{280,96 * 2,30}{44,97} = 295,40kN$$

$$P_2 = \frac{5.476,30}{20} + \frac{280,96 * 2,30}{44,97} = 288,20kN$$

$$P_3 = \frac{5.476,30}{20} - \frac{280,96 * 1,15}{44,97} + \frac{280,96 * 2,30}{44,97} = 281,00kN$$

$$P_4 = \frac{5.476,30}{20} + \frac{280,96 * 2,30}{44,97} + \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 295,40kN$$

$$P_5 = \frac{5.476,30}{20} + \frac{280,96 * 1,15}{44,97} + \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 288,20kN$$

$$P_6 = \frac{5.476,30}{20} + \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 281,00kN$$

$$P_7 = \frac{5.476,30}{20} - \frac{280,96 * 1,15}{44,97} + \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 273,83kN$$

$$P_8 = \frac{5.476,30}{20} - \frac{280,96 * 2,30}{44,97} + \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 266,65kN$$

$$P_9 = \frac{5.476,30}{20} + \frac{280,96 * 2,30}{44,97} = 288,20kN$$

$$P_{10} = \frac{5.476,30}{20} + \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 281,00kN$$

$$P_{11} = \frac{5.476,30}{20} - \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 266,60kN$$

$$P_{12} = \frac{5.476,30}{20} - \frac{280,96 * 2,30}{44,97} = 259,45kN$$

$$P_{13} = \frac{5.476,30}{20} + \frac{280,96 * 2,30}{44,97} - \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 281,00kN$$

$$P_{14} = \frac{5.476,30}{20} + \frac{280,96 * 1,15}{44,97} - \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 273,80kN$$

$$P_{15} = \frac{5.476,30}{20} - \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 266,63kN$$

$$P_{16} = \frac{5.476,30}{20} - \frac{280,96 * 1,15}{44,97} - \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 259,55kN$$

$$P_{17} = \frac{5.476,30}{20} - \frac{280,96 * 2,30}{44,97} - \frac{280,96 * 1,15}{44,97} = 252,30kN$$

$$P_{18} = \frac{5.476,30}{20} + \frac{280,96 * 1,15}{44,97} - \frac{280,96 * 2,30}{44,97} = 266,63kN$$

$$P_{19} = \frac{5.476,30}{20} - \frac{280,96 * 2,30}{44,97} = 259,45kN$$

$$P_{20} = \frac{5.476,30}{20} - \frac{280,96 * 1,15}{44,97} - \frac{280,96 * 2,30}{44,97} = 252,30kN$$

A verificação é satisfatória, pois todas as estacas de concreto pré-fabricado apresentaram cargas inferiores a carga admissível calculada na ruptura, (item 6.2).

Segundo mesmo análise feito no item 6.4.1 os planos de ações, de acordo com anexo A, nota-se que as estacas com reação de maior intensidade são as estacas de número 1 (um) e 4 (quatro) e as estacas com reação de menor intensidade são as estacas 17 (dezesete) e 20 (vinte). Esta situação existe quando as estacas são construídas em solos deformáveis, pois para solos rígidos (como estacas apoiadas em rocha), resultados obtidos por DELALIBERA & GIONGO (2004 e 2007), apud RAMOS & GIONGO, 2009 mostram que estacas sobre solos rígidos e posicionadas próximas do pilar ou próximo ao centro do reservatório, com os mesmos momentos atuantes, são as mais solicitadas por força normal de compressão.

## 7 ANÁLISE DE CUSTO

Vale ressaltar que serão avaliados nesse trabalho, para fins orçamentários, apenas os custos diretos unitários (citado no item 3.3.1.2 desse trabalho), que são todos os gastos com o objetivo principal do projeto. Excluindo assim os custos indiretos, que são custos referentes ao apoio do projeto e o BDI, que abrange aspectos específicos de cada contratante.

### 7.1 Custos diretos

A princípio, serão analisados todos os gastos necessários para a implantação das estacas. Depois, será executado o levantamento do custo unitário de cada serviço, baseando-se na tabela de composição de custo unitário (TCPO) e por último, multiplicando-se o custo unitário encontrado pela quantidade de serviços.

O preço total de serviços diretos é calculado pela fórmula:

$$p_T = PE_T + M_T + S_T + MO_T \quad (31)$$

Onde:

$PE_T$  = Preço total dos equipamentos

$M_T$  = Preço total do material

$S_T$  = Preço total dos serviços auxiliares

$MO_T$  = Preço total da mão de obra

Cálculo para preço total de equipamento, ( $PE_T$ ):

$$PE_T = qtdd * pr * p.unit.pr + qtdd * impr * p.unit.impr \quad (32)$$

Em que:

$qtdd$  = Quantidade

$pr$  = Produtividade

$p.unit.pr$  = Preço unitário de produtividade

$impr$  = Improdutividade

$p.unit.impr$  = Preço unitário de improdutividade

Cálculo do preço total de material, ( $M_T$ ):

$$M_T = qtdd * p.unit \quad (33)$$

Na qual:

$qtdd$  = Quantidade de materiais

$p.unit$  = Preço unitário do material

Cálculo do preço total dos serviços auxiliares, ( $S_T$ ):

$$S_T = qtdd * p.unit \quad (34)$$

Onde:

$qtdd$  = Quantidade de serviços auxiliares

$p.unit$  = Preço unitário de serviços auxiliares

Cálculo do preço total da mão de obra, ( $MO_T$ ):

$$MO_T = qtdd * p.unit \quad (35)$$

Na qual:

$qtdd$  = Quantidade de mão de obra

$p.unit$  = Preço unitário da mão de obra

## 7.2 Custos envolvidos

Baseando em orçamentos feito - via telefone e e-mail - em empresas de varginha e região, na tabela 10, será apresentado quantitativo de preços para cada tipo de estaca, onde se resultara em um preço final de cada produto.

Tabela 10: Quantitativo de preço para estacas.

Estaca	Diâmetro (cm)	Produto	Consumo por metro de estaca	Preço por metro de estaca (real)
Strauss	32	Equipamentos para estaca Strauss	1	7,26
		Mobilização e desmobilização	1	8,07
		Ferragem e Concreto 15MPa	1	22,74
		Operário e ajudantes	1	5,38
Conc. Pré-fabricado	22	Estaca pré-fabricada	1	33,33
		Mobilização e desmobilização	1	10,83
		Bate-estaca	1	34,17
		Mobilização e desmobilização	1	10,83
		Bate-estaca	1	34,17

Fonte: Autor

## 7.3 Análise dos resultados

De acordo com o preço unitário, apresentado na tabela 10, será criada outra (tab.11) onde poderemos ver o custo de cada estaca em análise, com isto o custo de cada conjunto de estacas para fundação em estudo.

Tabela 11: Custo total das estacas

Estaca	Diâmetro (m)	Quantidade (unid.)	Comprimento (m)	Preço total por metro (R\$)	Custo de uma estaca (R\$)	Custo Total em reais	Custo com desconto em reais
Strauss	0,32	32	6	43,45	260,70	8.342,40	8.300,00
Conc. Pré-fabricado	0,22	20	6	78,33	469,98	9399,60	9.400,00

Fonte: Autor

O custo para estaca de concreto pré-fabricado será de R\$ 9.400,00 (Nove mil e quatrocentos reais), sendo cerca de 17% mais cara que a estaca Strauss que apresentou custo igual a R\$ 8.300,00 (Oito mil e trezentos reais). A estaca de concreto pré-fabricado destaca-se apenas em seu tempo de execução, que para o caso proposto, seriam de três dias, enquanto a Strauss seria gasto sete dias.

## 8 CONCLUSÃO

No presente estudo de caso foram analisadas as estacas de Concreto pré-fabricado e estaca Strauss, onde – para seu dimensionamento – foi utilizado o método Aoki & Velloso, a fim de apurar sistematicamente, quantidade e comprimento de cada estaca. A partir deste ponto realizou-se orçamentos de materiais, equipamentos e mão de obra para execução das mesmas, onde foram analisados seus resultados para definição do melhor custo.

Verificou-se que ao optar por estacas de Concreto pré-fabricado para o reservatório metálico apoiado, seriam necessárias 20 (Vinte) estacas com diâmetro de 22 (vinte dois) centímetros e comprimento de 6 (seis) metros cada. Caso a opção feita fosse pela estaca Strauss, seriam necessárias 32 (Trinta e duas) estacas com diâmetro de 32 (trinta e dois) centímetros e 6 (seis) metros de comprimento.

A estaca Strauss se sobressai a de concreto pré-fabricado, por apresentar um preço atrativo e por não causar vibrações consideráveis em sua execução. Considerando apenas custos diretos, a estaca Strauss mesmo em quantidade maior e de processo mais lento para execução, apresenta custo 17% inferior ao da estaca de concreto pré-fabricado.

Contudo, não havendo necessidade de uma execução rápida, visando o menor custo e a estabilidade das construções vizinhas, conclui-se que a opção mais viável para a fundação de um reservatório metálico apoiado - com volume nominal de 300m<sup>3</sup> - será aquisição de 32 (trinta e duas) estacas Strauss com diâmetro de 32 (trinta e dois) centímetros e 6 (seis) metros de comprimentos cada.

## REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R.: **Previsão e controle das fundações**. 2ªEd. Editora Edgard Blucher Ltda. São Paulo, 2011, 146 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2010). Projeto e execução de fundação – NBR6122/2010. Rio de Janeiro
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2001). Ação e Segurança nas estruturas – NBR6484/2001. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1983). Programação de sondagem para simples reconhecimento do solo para fundações de edifícios– NBR8036/1983. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1995). Rochas e solos – NBR6502/1995. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (2014). Projeto de estrutura de concreto – procedimento – NBR6118/2014. Rio de Janeiro
- CARVALHO e FIQUEREDO FILHO: **Concreto Armado: Segundo NBR6118/2014**. 4ªEd. Editora EdufSCar, 2014, 367p.
- CINTRA e AOKI: **Fundações por estacas: Projeto geotécnico**. 3ª Reimpressão Editora oficina de texto, 2014, 96 p.
- CINTRA, AOKI e ALBIERO: **Fundações diretas: Projeto geotécnico**. 2ª Reimpressão Editora oficina de texto, 2014, 140 p.
- COPASA: **Reservatório Apoiado Metálico**: Capacidade nominal 300m<sup>3</sup>, Projeto padrão nº 10.05.300/0, Volume III – Projeto executivo, Varginha-MG, 2010.  
Estaca de concreto pré-fabricado  
Disponível em < <http://www.canalrioclaro.com.br/noticia/12878/construcao-do-reservatorio->

elevado-no-bairro-do-estadio-avanca.html>

Acesso em 05/05/2015

Estaca de concreto pré-fabricado cravação a percussão

Disponível em <<http://www.tecgeo.com.br/servicos/estacas-pre-moldadas-de-concreto-3>>

Acesso em 22/05/2015

FUNDAÇÃO: **Manual de Estruturas – fundações**, p. 4-5, ago-2002 disponível em <[http://portal.mec.gov.br/index.php?option=com\\_docman&task=doc\\_download&gid=16761&Itemid=>](http://portal.mec.gov.br/index.php?option=com_docman&task=doc_download&gid=16761&Itemid=>) acesso em (22/04/2002).

LEITE, F. B. de. **Comparativo de Custo de fundações Profundas: Entre estacas Pré-moldadas e Estacas Hélice contínua**. 2014. 94p. TCC – Centro universitário do sul de minas – UNIS/MG, Varginha, 2014.

Modelo de Estaca Strauss

Disponível em <<HTTPS://www.youtube.com/watch?v=54x8HkYRqjY>>

Acesso em 05/05/2015

Modelo representativo de estaca Strauss

Disponível em <[http://www.brasil.geradordeprecos.info/obra\\_nova/](http://www.brasil.geradordeprecos.info/obra_nova/)>

Acesso em 22/05/2015

NFP Sondagens e Perfurações

Disponível em: <[http://www.nfsondas.com.br/sondagem\\_percussao.html](http://www.nfsondas.com.br/sondagem_percussao.html)>

Acesso em: (20/04/2015)

NORMA TÉCNICA T.188/1 – Reservatório em aço apoiado, (2009), COPASA, 46p.

RAMOS E GIONGO: **ANÁLISE DAS REAÇÕES NAS ESTACAS EM BLOCOS COM PILARES SUBMETIDOS À AÇÃO DE FORÇA CENTRADA E EXCÊNTRICA CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA** Cadernos de Engenharia de Estrutura. São Carlos, p. 157.

Disponível em: <[http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova\\_versao/pdf/cee50\\_155.pdf](http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee50_155.pdf)>

Acesso em: (15/11/2015)

SALGADO, Júlio: **Técnicas e Práticas Construtivas para Edifícios**, 2º Ed, revisada, Editora ERICA, 2011, p.61.

TISAKA, MAÇAHICO: **Orçamento na Construção civil**: consultoria, projeto e execução. 2ªEd. São Paulo, PINI, 2010.

Vigésima convecção coletiva de trabalho

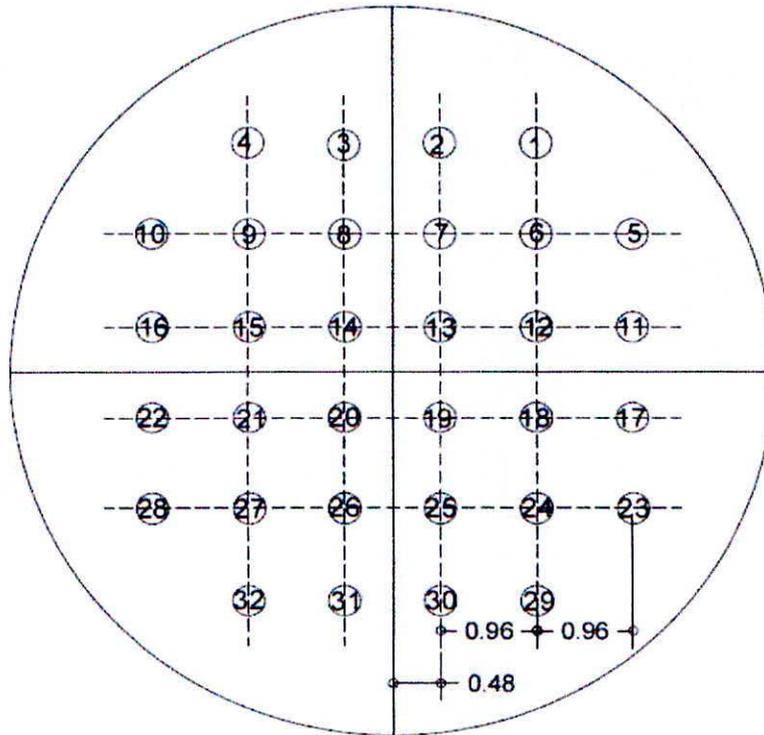
Disponível em < <http://sindusconlagos.com.br/conv201516Varginha.pdf>>

Acesso em: (30/04/2015)

VENTURINI, W.S. de. **Contribuição ao dimensionamento de reservatório cilíndrico protendidos**. 1977. 294 p. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, da universidade de São Paulo, 1977.

## ANEXO A –MAPA DAS ESTACAS

Nomenclatura adotada para o método de superposição das estacas Strauss.



Nomenclatura adotada para o método de superposição das estacas de concreto pré-fabricadas

