

**UNIVERSIDADE DE TAUBATÉ**

**Edson Rafael dos Santos**

**ESTUDO DE VIABILIDADE ECONÔMICA PARA TRÊS DIFERENTES  
TIPOS DE FUNDAÇÕES EM RESIDÊNCIAS POPULARES**

**Taubaté, SP**

**2019**

**Edson Rafael dos Santos**  
**ESTUDO DE VIABILIDADE ECONÔMICA PARA TRÊS DIFERENTES**  
**TIPOS DE FUNDAÇÕES EM RESIDÊNCIAS POPULARES**

Trabalho de graduação, apresentado para a obtenção de diploma de graduação pelo curso de Engenharia Civil do departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Taubaté .

Orientador: Professor Mestre Alex Taumaturgo Dias

**Taubaté – SP**  
**2019**

Dedico este trabalho a todos que me apoiaram nessa árdua jornada que foi cursar uma graduação. Para mim, que hoje me torno o primeiro de minha família a concluir um curso superior, é uma honra poder agradecer e oferecer às pessoas que realmente me apoiaram. Obrigada mãe e pai, por todo apoio e confiança. Obrigada ao meu amor, hoje quase mulher, já que estamos à três meses de nosso sonhado casamento, sem a sua parceria, confiança, força e todo amor, nada disso seria possível. Agradeço a você Isabela Munis, pela companhia de ônibus e parceira de serra, por ter acreditado que isso seria possível, e para fechar com chave de ouro, Dedico-te Deus, que nunca me desamparou nos momentos de sufoco de descrença.

## Sumário

1 Introdução	6
2 Tema	6
3 Problema de pesquisa	6
4 Justificativa	7
5 Objetivo	7
6 Fundamentação teórica	8
6.1 Definições	8
6.2 Elementos necessários ao projeto de fundação	9
6.3 Investigações geotécnicas	10
6.4 O Programa de investigação	11
6.4.1 Etapas a serem executadas no programa de investigação	11
6.4.1.2 Objetivo do Programa de investigação	12
6.4.2 Classificação dos métodos de investigação	12
6.4.2.1 Sondagem à percussão com SPT	13
7 Tipos de Fundações	16
7.1 Fundação superficial	16
7.1.1 Sapatas isoladas	17
7.1.2 Radier	18
7.2 Fundações Profundas	21
7.2.1 Estacas	21
7.2.1.1 Estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal	23
8 Requisitos de um projeto de fundações	27
9 Ações nas fundações	30

10 Capacidade de carga nas fundações superficiais	32
10.1 Métodos para determinação da capacidade	34
11 Capacidade de carga nas fundações profundas	34
12 Bloco de coroamento sobre uma estaca	36
13 Desenvolvimento da pesquisa	37
14 Discriminação dos dados obtidos	42
15 Análise e discussão dos resultados	47
15.1 Dimensionamento do quantitativo e orçamentário das estacas escavadas	47
15.2 Dimensionamento quantitativo e orçamentário das sapatas isoladas	48
15.3 Dimensionamento quantitativo e orçamentário do radier	48
16 Conclusão e sugestão para trabalhos futuros	51
17 Referências	52

## **1- INTRODUÇÃO**

Com a velocidade e ritmo que são aplicados nos processos construtivos de casas populares, muita das vezes é deixado de lado procedimentos essenciais para bom funcionamento e qualidade do produto final. O baixo nível técnico de tais obras faz com que a edificação tenha problemas de desempenho e durabilidade. Esses problemas vêm desde a fundação que dificilmente são executadas obedecendo os preceitos da norma. Em alguns casos há superdimensionamento estrutural que causa desperdícios e custos excessivos já no arranque da construção.

Será apresentado neste trabalho, estudo de viabilidade e custos de três diferentes tipos de fundações.

## **2- TEMA**

Estudo de viabilidade econômica para três diferentes tipos de fundações em residências populares.

## **3- PROBLEMA DE PESQUISA**

Atualmente, as habitações populares se tornam mais viáveis por se tratarem de obras de simplicidade técnica e baixo índice de lucros, ao serem construídos, a economia durante a execução é um fator determinante para a má qualidade do produto final. Na maioria dos casos características geotécnicas do solo são menosprezados e conseqüentemente comprometem o desempenho de cada tipo de fundação.

Diante disso, problemas patológicos vêm acontecendo de maneira sistemática nas obras comprometendo a funcionalidade e resultando em despesas elevadas para reparar danos contradizendo a economia feita no início da construção.

Considerando três tipos de fundações disponíveis na região, qual a melhor opção a ser implantada ressaltando o melhor custo benefício, mas sem deixar de lado o aspecto técnico?

#### 4- JUSTIFICATIVA

Para se determinar a melhor escolha do tipo de fundação a ser implantada, deve se fazer uma avaliação criteriosa econômica e técnica das alternativas propostas, devendo-se levar em consideração variáveis importantes como as características geotécnicas do solo, existência de mão-de-obra especializada e a viabilidade executiva para a fundação adotada.

Segundo Joppert (2007), “o controle de qualidade das fundações deve iniciar-se pela escolha da melhor solução técnica e econômica, passando pelo detalhamento de um projeto executivo e finalizando com o controle de campo da execução do projeto”.

Para realizar este trabalho, um fator essencial foi levado em conta para a análise e estudo das soluções para as obras populares a carência de profissionalismo nos estudos das fundações, além de ser costumeiro padronizar um mesmo tipo de fundação na maioria dos casos, o tipo de solo onde serão construídas as edificações são deixados de lado.

#### 5- OBJETIVO

O presente trabalho tem por objetivo desenvolver um estudo de viabilidade econômica entre três tipos de fundação para residências populares. As opções em questão são: fundação por **sapatas isoladas**, fundação por **estacas escavadas** e fundação **radier**. Alguns objetivos específicos serão levados em consideração sendo eles listados abaixo:

- Determinação a tensão admissível do solo com análise de um perfil geotécnico, para este caso o de fundação rasa;
- Dimensionamento e detalhamento de fundação direta *radier*;
- Dimensionamento e detalhamento de sapatas isoladas rígidas com cargas centradas;

- Avaliação da capacidade de carga do solo para estacas escavadas;
- Avaliação quanto a necessidade de dimensionamento de armadura de fretagem para as estacas escavadas e moldadas *in loco*;
- Avaliação da viabilidade técnica das opções de fundações em questão;
- Dimensionamento de blocos de coroamento de estacas (caso necessário);
- Avaliação de custos para as fundações propostas.

## 6- FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Será abordado neste capítulo uma visão global sobre fundações apresentando conceitos e observações importantes de diferentes autores conceituados em fundações. Em seguida, aspectos geotécnicos, etapas e objetivos também serão explicitados no trabalho, bem como os principais processos de investigação de solos para definição do projeto de fundações para estruturas com ênfase em sondagens a percussão com ensaio de penetração dinâmica SPT (Standart Penetration Test). E por fim, será apresentado as classificações dos tipos de fundações e descrição dos principais tipos utilizados na região.

### 6.1- DEFINIÇÕES

De acordo com Azevedo (1997) “fundações são os elementos estruturais destinados a transferir ao terreno as cargas de uma estrutura”. Define-se, portanto, fundação como o elemento responsável para transferência dos carregamentos da superestrutura para o solo. Assim, as fundações devem possuir resistências adequadas para suportar as tensões oriundas dos esforços solicitantes da edificação. Além disso, o solo necessita de resistência e rigidez apropriadas para não sofrer ruptura e não apresentar deformações exageradas ou diferenciais (MELHADO ET AL, 2002).

Conforme mencionado por Melhado et al (2002) onde ele enfatiza que para a escolha da fundação mais adequada, é indispensável conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, as características geotécnicas do solo tal como os elementos estruturais que formam as fundações.



Conforme Brito (1987) apud Melhado et al (2002, p 1) “fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total da edificação; porém, se forem mal concebidas e mal projetadas podem atingir 5 a 10 vezes o custo da solução mais apropriada para o caso”. Por isso, é imprescindível fazer-se o levantamento de todas as variáveis que podem interferir no bom funcionamento da fundação.

## **6.2- ELEMENTOS NECESSÁRIOS AO PROJETO DE FUNDAÇÃO**

Segundo Velloso e Lopes (2004, p 13) para desenvolvimento de um projeto de fundação os seguintes elementos devem ser levados em consideração.

### **a) Topografia e área**

- Levantamento topográfico (planialtimétrico);
- Dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possam agir no terreno);
- Dados sobre erosões (ou preocupantes na geomorfologia).

### **b) Dados Geológico – Geotécnico**

- Investigação do subsolo (as vezes em 2 etapas: preliminar e complementar);
- Outros dados geológicos e geotécnicos (mapas, fotos aéreas e levantamentos aerofotogramétricos, artigos sobre experiências anteriores na área, etc).

### **c) Dados da estrutura a construir**

- Tipo e uso que terá a nova obra;
- Sistema estrutural;
- Cargas (ações nas fundações).

### **d) Dados sobre construções vizinhas**

- Número de pavimentos, carga média por pavimento;
- Tipo de estrutura e fundações;
- Desempenho das fundações;

- Existência de subsolo;
- Possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

Os autores sugerem que ao visitar o canteiro de obras, o projetista deve avaliar com cautela os dados dos itens (a), (b) e (d). No item (c), devem ser discutidos entre o projetista da obra e o projetista estrutural, de onde serão definidos os deslocamentos admissíveis e fatores de segurança a serem aplicados nas cargas atuantes ou ações estruturais.

### **6.3- INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS**

Para definir e executar de um projeto econômico, seguro e viável de fundação é necessário identificar e classificar todas as camadas do substrato onde será implantada a edificação a fim de conhecer as propriedades de engenharia.

“ A obtenção de amostras ou a utilização de outro processo para a identificação e classificação dos solos exige a execução de ensaios “in situ”. (QUARESMA ET AL: IN HACHICH ET AL, 1998, p. 119). Isso dado que esses ensaios “ permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades geotécnicas dos materiais envolvidos”. (SCHINAID, 2000, p. 1).

De acordo com Quaresma et al: in Hachich et al (1998) para se fazer a determinação das propriedades das camadas do solo pode ser de duas diferentes formas, por meio de ensaios laboratoriais ou por ensaios de campo. O autor cita ainda que predominantemente na prática os ensaios “in situ” é o mais utilizado e os ensaios laboratoriais ficam restritos a alguns casos especiais em solos coesivos.

Para se determinar qual o tipo de processo investigativo geotécnico a ser utilizado, deve-se considerar a compatibilidade das características e as propriedades do subsolo em análise. Conforme Melhado et al (2002, p. 1) “na grande maioria dos casos, o estudo se resume em sondagens de simples reconhecimento, mas dependendo do porte da obra ou se as informações obtidas não forem satisfatórias, outros tipos de pesquisa são executados, como por exemplo, poços exploratórios, ensaio de penetração contínua, ensaio de palheta”.

Características como: número de pontos de sondagem, seu posicionamento no terreno (levando-se em conta a posição relativa do edifício) e a profundidade a ser atingida

são determinadas por profissional capacitado, baseado em normas brasileiras pertinentes à programação e execução de sondagens de simples reconhecimento do solo e na sua experiência (BRITO, 1987 APUDDO ET AL, 2002).

#### **6.4- O Programa de Investigação**

Velloso; Lopes (2004, p. 33) destacam que “o primeiro passo para uma investigação adequada é a definição de um programa, que irá definir as etapas da investigação e os objetivos a serem alcançados”.

##### **6.4.1- Etapas a serem executadas no Programa de Investigação**

Será listado abaixo às etapas que concebem o programa de investigação segundo Velloso; Lopes (2004).

- a) **Investigação preliminar:** nesta fase objetiva-se conhecer as principais características do subsolo. Em geral, são executadas apenas sondagens a percussão, salvo nos casos em que se sabe a priori da ocorrência de blocos de rocha [...], solicitam-se, então, sondagens mistas. O espaçamento de sondagens é geralmente regular (por exemplo, um furo a cada 15 ou 20 metros), e a profundidade das sondagens deve procurar caracterizar o embasamento rochoso;
- b) **Investigação complementar ou de projeto:** nesta etapa procuram-se caracterizar as propriedades dos solos mais importantes do ponto de vista do comportamento das fundações. Questões executivas também podem ser esclarecidas se o tipo de fundação já tiver sido escolhido. Nesta fase, são executadas sondagens, cujo total atenda às exigências mínimas de normas, e eventualmente, realiza-se sondagens mistas ou especiais para retirada de amostras indeformadas, se forem necessárias;
- c) **Investigação para a fase de execução:** visa confirmar as condições de

projeto em áreas críticas da obra, assim consideradas pela responsabilidade das fundações ou pela grande variação dos solos na obra. Outra necessidade de investigação na fase de obra pode vir da dificuldade de executar o tipo de fundação previsto.

#### **6.4.1.2- Objetivo do Programa de Investigação.**

De acordo Bastos [s.d.] o programa de investigação geotécnica tem como objetivo obter os seguintes parâmetros:

- Determinação da extensão, profundidade e espessura das camadas do subsolo até uma determinada profundidade;
- Descrição do solo de cada camada, compactidade ou consistência, cor e outras características perceptíveis;
- Determinação da profundidade do nível do lençol freático, lençóis artesianos ou suspensos;
- Informações sobre a profundidade da superfície rochosa e sua classificação, estado de alteração e variações;
- Dados sobre propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos ou rochas, compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade.

#### **6.4.2- Classificação dos Métodos de Investigação**

Podemos classificar os métodos de investigação de acordo com Bastos [s.d.] de duas diferentes formas sendo elas:

- a) Métodos indiretos: as propriedades geotécnicas dos solos são estimadas indiretamente pela observação a distância ou pela medida de outras grandezas do solo. Exemplos: sensoriamento remoto e ensaios

geofísicos.

Todos os métodos de reconhecimento da superfície fornecem apenas indicações aproximadas das prováveis condições do solo em um determinado local. Portanto só servem como base para investigações preliminares, embora se deva reconhecer que proporcionam informações valiosas, especialmente para o planejamento racional do reconhecimento do subsolo, necessariamente mais lento e mais dispendioso (TSCHEBOTARIOFF, 1978, p. 15).

- b) Métodos diretos: permitem a observação direta do subsolo, através de amostras coletadas ao longo de uma perfuração ou a medição direta de propriedades “in situ”. Exemplos: escavações, sondagens e ensaios de campo.

#### **6.4.2.1- Sondagem à percussão com SPT (“Standard Penetration Test”)**

Em acordo com alguns autores, podemos definir a Sondagem à percussão como:

“A sondagem à percussão é um procedimento geotécnico de campo, capaz de amostrar o subsolo. Quando associada ao ensaio de penetração dinâmica (SPT), mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada” (QUARESMA ET AL: IN HACHICH ET AL, 1998, p. 119).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas através da NBR 6484 (2001) é a responsável por normalizar o ensaio de Sondagem à percussão.

“As perfurações no terreno são capazes de ultrapassar o nível d’água e atravessar solos relativamente compactos ou duros. [...] estas avançam na medida em que o solo, desagregado com auxílio de um trépano, é removido à superfície por circulação de água (lavagem)” (VELLOSO; LOPES, 2004, p. 35).

De acordo com Velloso; Lopes (2004, p. 35) “o processo de perfuração é interrompido a cada metro (Figura 1a), quando é feito o ensaio de penetração dinâmica (SPT) (Figura 1b)”.

Ainda segundo os autores pode-se destacar:

“O ensaio consiste na cravação de um amostrador normalizado, chamado originalmente de Raymond-Terzaghi, por meio de golpes de um peso de 65 kgf caindo de 75 cm de altura. Anota-se o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em três conjuntos de golpes para cada 15 cm. O resultado do ensaio SPT é o número de golpes necessários para cravar os 30 cm finais (desprezando-se, portanto, os primeiros 15 cm, embora o número de golpes para essa penetração seja também fornecido) ”.

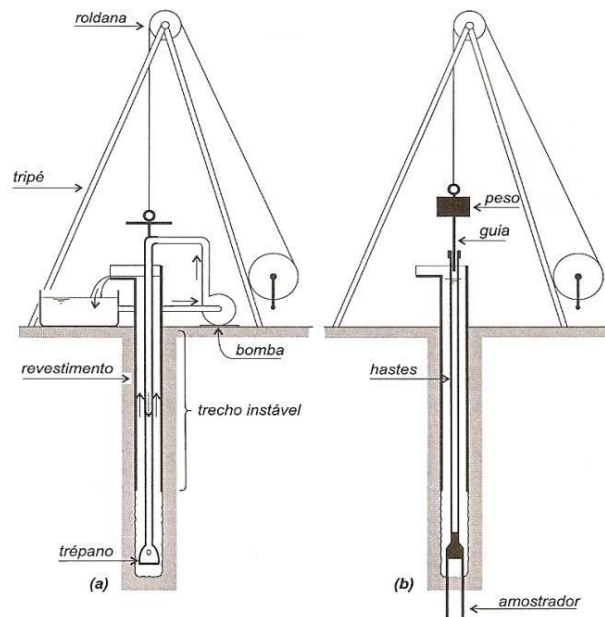


Figura 1 - Etapas na execução de sondagem a percussão: (a) avanço de sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).

Fonte: Velloso; Lopes, 2004, p. 36.

Quaresma et al: in Hachich et al (1998) apontam que após a realização da sondagem alguns aspectos são imprescindíveis conhecer sendo eles:

- O tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada, a cada metro

perfurado;

- A resistência (NSPT) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado;
- A posição do nível d'água, quando encontrado durante a perfuração. Dentre as vantagens oferecidas pelo método, Bastos [s.d.] evidencia as seguintes:
  - Custo relativamente baixo;
  - Facilidade de execução e possibilidade de trabalho em locais de difícil acesso;
  - Permite descrever o subsolo em profundidade e a coleta de amostras;
  - Fornece um índice de resistência a penetração correlacionável com a compacidade ou a consistência dos solos;
  - Possibilita a determinação do nível freático (com ressalvas).

Campos ressalta que embora o ensaio de resistência à penetração não possa ser considerado como um método preciso de investigação, os valores de SPT obtidos dão uma indicação preliminar bastante útil da consistência (solos argilosos) ou estado de compacidade (solos arenosos) das camadas do solo investigadas.

Após a execução das sondagens corretamente, as informações são incorporadas e apresentadas em um relatório escrito e outro gráfico (Figura 2). Quaresma et al: in Hachich et al (1998, p. 121) completam:

“Os perfis individuais ou seções do subsolo devem mostrar todas as camadas ou horizontes de solo encontrados, as posições dos níveis d'água, o número de golpes N necessários à cravação dos 30 últimos centímetros do amostrador e demais informações úteis que forem observadas. [...] de posse dos perfis individuais de cada sondagem, desenha-se, para facilitar a visualização, seções do subsolo abrangendo diversas sondagens”.

## 7- TIPOS DE FUNDAÇÕES

As fundações comumente são classificadas em:

Fundações superficiais (ou “diretas” ou rasas) e Fundações profundas.

A distinção entre estes dois tipos é feita segundo critério (arbitrário) de que uma fundação profunda é aquela que teria seu mecanismo de ruptura de base que não surgisse na superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem, acima da mesma, tipicamente duas vezes sua menor dimensão, a norma NBR – 6122/2010 determinou que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão e a pelo menos 3 m de profundidade. (Velloso e Lopes, 2004).

### 7.1- Fundação Superficial (rasa ou direta) (NBR - 6122/2010)

Elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Joppert (2007, p. 92) salienta que:

“Desde que seja tecnicamente viável, a fundação superficial é uma opção interessante pois, para a sua execução, não é necessária a utilização de equipamentos e de mão-de-obra especializada, bastando para tanto a formação de equipe composta por serventes, carpinteiros e armadores. Isto torna a fundação superficial atraente no que se refere ao aspecto econômico. No aspecto técnico cita-se como itens positivos a facilidade de inspeção do solo de apoio aliado ao controle de qualidade do material utilizado no que se refere à resistência e aplicação.”



“Estes fatos fazem com que a fundação superficial seja a primeira solução a ser analisada quando se inicia um estudo técnico e econômico para a escolha do tipo de fundação a ser utilizado em uma obra” (JOPPERT, 2007, p. 92).

Considerando-se os tipos de fundações superficiais utilizados no trabalho, para posterior comparativo da viabilidade técnica e econômica, será sapata quadrada isolada e radier, destacar-se-á estas, descrevendo suas particularidades bem como seus processos executivos.

### **7.1.1- Sapatas isoladas**

A norma brasileira NBR 6122 (2010) descreve sapata como sendo elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração resultante sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim.

Apoiado a pequenas profundidades em relação ao nível do solo, esse tipo de fundação requer pouca escavação e consumo moderado de concreto para sua execução. Apesar disso, a suposta simplicidade das sapatas, é preciso cuidado ao projetar e executar esses elementos que são a base da estrutura (LEAL, 2004).

Alguns cuidados na execução são de ordem estritamente econômica, como o formato quadrado piramidal. O principal motivo é a redução no consumo de concreto, pois, ao contrário de uma sapata com altura regular, não haveria subaproveitamento do material. Além disso, sapatas em outros formatos, como arredondado ou escalonado, exigem um dispendioso trabalho com fôrmas (LEAL, 2004).

Para construir de forma adequada uma sapata isolada, Melhado et al (2002, p. 5) salientam executar as seguintes etapas:

- Fôrma para o rodapé, com folga de 5 cm para execução do concreto “magro”;
- Posicionamento das fôrmas, de acordo com a marcação executada no gabarito de locação;
- Preparo da superfície de apoio;

- Colocação da armadura;
- Posicionamento do pilar em relação à caixa com as armações;
- Colocação das guias de arame, para acompanhamento da declividade das superfícies do concreto;
- Concretagem: a base poderá ser vibrada normalmente, porém para o concreto inclinado deverá ser feita uma vibração manual, isto é, sem o uso do vibrador.

### 7.1.2- Radiers

Elemento de fundação superficial que abrange no todo ou em parte os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos (NBR 6122/ 2010).

Fundação que recebe todos os pilares da obra, ou seja, funciona como uma laje de concreto onde seus esforços provenientes da estrutura são da mesma forma distribuídos por toda a área de contato com o solo. Quanto à forma, este pode ser liso, com pedestais ou cogumelos, nervurados e em caixão. Quanto ao material, ele ainda pode ser de concreto protegido ou armado.

Segundo Dória (2007 apud Veloso e Lopes, 2004) os métodos para o cálculo do elemento de fundação tipo radier são os seguintes:

- Método Estático;
- Sistema de vigas sobre base elástica;
- Método de placa sobre solo de Winkler;
- Método do American Concrete Institute •
- Método das diferenças finitas;
- Método dos elementos finitos.

Dentre estes métodos, vale destacar que conhecemos como o método de placa sobre o solo de Winkler, pois a partir deste, foram desenvolvidos o método do AIC e o

método de viga sobre base elástica.

Para Winkler as pressões de contato solo-estrutura são proporcionais aos recalques, o que oferece a oportunidade de considerar o elemento de fundação sobre várias molas em toda sua área, cujas rigidezes  $k_v$  são dadas por:

$$k_v = \frac{q}{w}$$

Onde:

$q$  é o carregamento exercido no solo;

$w$  é o recalque obtido com o carregamento.

O coeficiente de rigidez da mola de Winkler pode ser considerado, também, não-linear em cálculos mais avançados, o que não é interessante para esse estudo. No entanto, para sua utilização nos cálculos de dimensionamento, seu valor deve ser corrigido, pois a reação não é dependente apenas das propriedades de solo, mas, também, da dimensão e forma do elemento de fundação. Então, supondo um meio elástico homogêneo e semi-infinito, tem-se a seguinte expressão:

$$k = E / (\nu^2 \times l_s \times B)$$

Onde:

$E$  é o módulo de Young;

$\nu$  é o coeficiente de Poisson;

$B$  é a menor dimensão do radier; e

$l_s$  é o fator de forma do radier e de sua rigidez.

O método de sistema de vigas sobre base elástica, também, conhecido como método simplificado, consistente em dividir o elemento de fundação em várias vigas ortogonais de acordo com as dimensões do radier e locação dos pilares. Este método é adotado neste

estudo para dimensionar os radiers devido à sua facilidade de cálculo manual. Além disso, o programa computacional de dimensionamento de estruturas de concreto armado, CYPECAD, usa este método para o dimensionamento de radier.

Segundo Oliveira e Mira (2006):

Os Momentos Fletores apresentados nesse método são momentos das vigas e não podem ser comparados diretamente com os momentos fornecidos por uma solução de placa, que são momentos para uma seção de largura unitária. Uma divisão do momento fletor da viga pela largura da viga, por outro lado, forneceria um momento (unitário) médio muito baixo e certamente não cobriria os momentos máximos indicados numa solução como placa. Uma possível tentativa de se distribuir melhor os momentos da viga pela sua largura seria utilizar o critério das lajes cogumelo, incluído na Norma NBR 6118:2013. A conclusão que pode ser tirada é que os critérios de laje cogumelo incluídos na norma NBR 6118 são validos para esse problema, pois estes critérios valem para lajes em que o painel se aproxima do quadrado e em que há continuação de vãos.

A execução de radier pode ser resumida em:

1. Serviços preliminares:

- Execução de um embasamento de tijolo furado, a fim de receber o aterro de nivelamento;

2. Movimentações de terra:

- Aterro de nivelamento;
- Apiloamento de substrato;

3. Impermeabilizações:

- Impermeabilização com lona plástica;
4. Fundações:
- Colocação de armaduras;
  - Confeção e colocação de formas;
  - Instalações de elétricas e hidro-sanitárias;
  - Lançamento de concreto de  $f_{ck}$  do projeto.

Na execução dos radiers, o contra-piso é executado ao mesmo tempo, pois o próprio radier funciona como contra-piso do térreo da edificação.

## **7.2 Fundações profundas (ou indiretas)**

Segundo a norma brasileira NBR 6122 (2010) elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e tubulões.

### **7.2.1- Estacas**

“Estacas são elementos esbeltos, cilíndricos ou prismáticos, encarregados de transmitir as cargas da superestrutura para as camadas resistentes profundas do terreno” (BUENO; LIMA; RÖHM, 1985, p. 1). Estas cargas são transmitidas por intermédio do atrito das paredes laterais da estaca contra o terreno e/ou pela ponta (BUENO; LIMA; RÖHM, 1985).

A norma brasileira NBR 6122 (2010) destaca que os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado “in loco” ou pela combinação

dos anteriores.

As estacas podem ser classificadas de diversas maneiras. Velloso; Lopes: in Hachich et al (1998) apresentam uma classificação dos tipos mais comuns (Figura 2) enfatizando o método executivo, no que diz respeito ao seu efeito no solo.

<b>Grande deslocamento (cravadas)</b>	de madeira		{ cravadas apercussão cravadas por prensagem tipo Franki
	de concreto	pré-moldada	
		moldadas "in loco"	
<b>Pequeno deslocamento</b>	de aço	tubos de pontafechada	{ tipo Strauss tipo Raiz
	perfis de aço	moldadas "in loco"	
	concreto	com pré-furo	
		pré-moldadas com pré-furo	
<b>Sem deslocamento (escavadas)</b>	concreto	ferramentas rotativas	{ sem suporte com uso de lama com revestimento com uso de lama
		diafragmadora	

Figura 2 - Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo. Fonte: Velloso; Lopes: in Hachich et al, 1998.

De acordo com Décourt; Albiero; Cintra: in Hachich et al (1998, p. 265) “estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada de solo”.

Ainda de acordo com os autores:

As estacas escavadas são aquelas executadas “in loco” através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem a

utilização de fluido estabilizante. Nessa categoria enquadram-se as estacas tipo broca, executadas manual ou mecanicamente, as tipo “Strauss”, as barretes, os estações, as hélice contínuas, as estacas injetadas etc.

#### **7.2.1.1- Estaca escavada mecanicamente com trado helicoidal (sem lama bentonítica)**

As estacas escavadas (sem lama bentonítica) caracterizam-se por serem moldadas no local depois da escavação do solo, feita mecanicamente com trado helicoidal (FALCONI; SOUZA FILHO; FÍGARO: IN HACHICH ET AL, 1998).

A respeito do equipamento utilizado (Figura 3), Falconi; Souza Filho; Fígaro: in Hachich et al (1998, p. 342) salientam:

Este equipamento pode vir acoplado a caminhões ou montado sobre chassi metálico. Em ambos os casos são empregados guinchos, conjunto de tração e haste em toda a sua extensão ou constituída de trados com comprimento de perfuração, podendo esta ser helicoidal entre 2 e 6 m em sua extremidade, procedendo-se ao avanço através de prolongamento telescópico. Por conferir esta versatilidade, pode executar desde estacas de pequenas profundidades com equipamento de torre de 6 m, até grandes profundidades, com equipamento de torre de 30 m. O diâmetro das perfuratrizes varia entre 0,25 a 1,70 m atingindo profundidades de até 30 m.



Figura 3 - Detalhe do equipamento de escavação. Fonte: <http://www.basestrauss.com.br/escavada.html>

Ainda segundo os autores, o método executivo deste tipo de estaca segue a seqüência descrita abaixo:

Uma vez instalado e nivelado o equipamento, posiciona-se a ponta do trado sobre o piquete de locação e inicia-se a perfuração. Quando a haste é totalmente helicoidal, a perfuração prossegue até a cota projetada e procede-se à retirada da haste sem girar. [...]. Quando somente um trecho da haste é helicoidal, a operação de retirada da haste é repetida algumas vezes antes de se atingir a cota final prevista em projeto. Atendida a cota prevista em projeto e confirmadas as características do solo em comparação com a sondagem mais próxima, pode-se iniciar a concretagem da estaca. Antes do lançamento do concreto, o fundo da perfuração é apiloado com soquete de concreto. Após



este procedimento, o concreto é lançado com auxílio de uma tremonha. Concluída a concretagem pode-se utilizar vibrador de imersão nos 2 m superiores. Finalizando, posiciona-se a armadura, ficando esta, 50 cm acima da cota de arrasamento.

Joppert (2007, p. 209), a respeito da concretagem das estacas, diz que o “concreto seja lançado em duas etapas, quando a estaca for armada, sendo a primeira até a cota de fundo da gaiola de armação e a segunda após colocação da armação”.

O concreto utilizado deve ter consumo mínimo de cimento de 300 kg/m<sup>3</sup>, consistência plástica (“slump”) de 9 ± 1cm e  $f_{ck} = 15$  MPa (FALCONI; SOUZA FILHO; FÍGARO: IN HACHICH ET AL, 1998).

A Tabela 1 a seguir, relaciona algumas vantagens e desvantagens deste tipo de estaca:

Tabela 1 - Vantagens e desvantagens das estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal (sem lama bentonítica).

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Grande mobilidade e produção do equipamento	Limitação do lençol freático e solos passíveis de desbarrancamentos, como areias puras
Ausência de vibrações	
Permite a amostragem do solo escavado	
Permite atingir a profundidade desejada e determinada em projeto	
Pode ser executada bem próximas às divisas	

Fonte: Falconi; Souza Filho; Fígaro: in Hachich et al, 1998, p. 342

De acordo com Geofix fundações a carga estrutural admissível à compressão das estacas escavadas, não armadas, é obtida analogamente à carga de um pilar com seção nula de aço, ou seja:

$$P_k = \frac{0,85 \cdot A_s \cdot f_{ck}}{\gamma_f \cdot \gamma_c}$$

Onde, de acordo com a norma brasileira NBR 6122 (2010):

$P_k$  = carga no pilar

$A_s$  = seção transversal da estaca (aquela obtida com o diâmetro de perfuração)

$f_{ck}$  = resistência à compressão de serviço do concreto (15 MPa)

$\gamma_f$  = coeficiente de ponderação da resistência do concreto (1,4)

$\gamma_c$  = coeficiente de minoração de resistência do concreto (1,4)

“É importante ressaltar que a carga de trabalho das estacas, deverá ser fixada após análise do perfil geotécnico do solo” (FALCONI; SOUZA FILHO; FÍGARO: IN HACHICH ET AL, 1998, p. 341).

Usualmente os diâmetros e cargas admissíveis estruturais usados são os indicados na Tabela 2 abaixo.

Tabela 2 - Capacidade de carga das estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal (sem lama bentonítica).

<b>Diâmetro de perfuração (cm)</b>	<b>Carga admissível estrutural (tf)</b>	<b>Distância mínima entre eixos (cm)</b>
25	25	63

30	36	75
35	49	90
40	64	100
45	81	113
50	100	125

---

Fonte: Falconi; Souza Filho; Fígaro: in Hachich et al, 1998.

## 8- REQUISITOS DE UM PROJETO DE FUNDAÇÕES

Uma fundação corretamente projetada tem como sua função suportar todas as cargas que atuam sobre ela e distribuí-las de maneira satisfatória sobre as superfícies que fazem contato com o solo sobre o qual se apóia (BUENO; LIMA; RÖHM, 1985). Para que cumpra sua função de maneira eficaz, essa distribuição deve atender a requisitos básicos evidenciados por Velloso; Lopes (2004, p . 15):

- i. Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho (Figura 4a);
- ii. Segurança adequada ao colapso do solo de fundação ou estabilidade externa (Figura 4b);
- iii. Segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais ou estabilidade interna (Figura 4e).

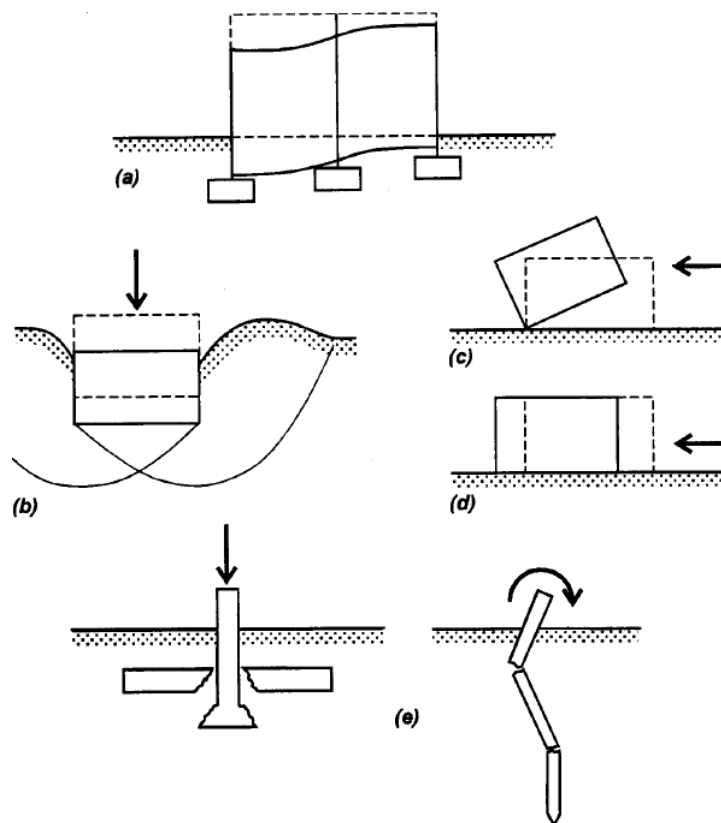


Figura 4 - (a) Deformações excessivas, (b) colapso do solo, (c) tombamento, (d) deslizamento, (e) colapso estrutural, resultantes de projetos deficientes.

Fonte: Velloso; Lopes, 2004, p. 15.

O atendimento ao item (a) corresponde à verificação de estados-limites de utilização conforme citado na norma NBR 8681 (2003). O atendimento aos itens (b) e (c) corresponde à verificação de estados-limites últimos.

Ainda de acordo com Velloso; Lopes (2004, p. 16), outros requisitos específicos de certos tipos de obra são:

- a) Segurança adequada ao tombamento e deslizamento, também estabilidade externa, a ser considerada nos casos em que forças horizontais elevadas atuam em elementos de fundação superficial (Figuras 19c e 19d);
- b) Segurança a flambagem;
- c) Níveis de vibração compatíveis com o uso da obra, a serem verificados nos casos de cargas dinâmicas.

Assim, “as fundações, como qualquer outra parte da estrutura, devem ser projetadas e executadas para garantir, sob a ação das cargas em serviço, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade” (ALONSO, 1998, p. 1). Com relação à segurança, Alonso (1998) destaca que uma fundação deve atender aos coeficientes de segurança contra rupturas, fixados por normas técnicas, tanto no que diz respeito à resistência dos elementos estruturais que a compõem, quanto as do solo que lhe dá suporte. Quanto à funcionalidade, deve garantir deslocamentos compatíveis com o tipo e finalidade a que se destina a estrutura. Os recalques devem ser estimados, na fase do projeto, num trabalho conjunto entre as equipes que calculam a estrutura e a fundação. Ainda a esse respeito, o autor se manifesta:

As reações, para o cálculo das fundações, fornecidas pela primeira equipe (que calcula a estrutura) são usadas como ações pela segunda (a que calcula as fundações), que deverá, também, estimar os recalques correspondentes. Se os valores desses recalques não estiverem dentro da ordem de grandeza daqueles inicialmente fixados pela equipe de cálculo da estrutura, deverá ser feita uma reavaliação das cargas, impondo-se estes novos recalques. O confronto e ajuste entre esses valores (recalques prefixados pela equipe de estrutura para o cálculo das cargas e recalques calculados pela equipe de fundações a partir dessas cargas) é o que se denomina interação solo-estrutura (ALONSO, 1998, p. 2).

Referente à durabilidade, “uma fundação deve apresentar vida útil no mínimo igual à da estrutura. [...] assim, passa a ser necessário um estudo minudente das variações de resistência dos materiais constituintes da fundação, do solo e das cargas atuantes ao longo do tempo” (ALONSO, 1998, p. 2).

À medida que as condições de segurança, funcionalidade e durabilidade são atendidas, ter-se-á o bom desempenho de uma fundação, o que “está intimamente ligado ao controle e à garantia de qualidade impostos pelas equipes envolvidas com o projeto e a execução da fundação” (ALONSO, 1998, p. 2).

## 9- AÇÕES NAS FUNDAÇÕES

Como existem diversos tipos de construção, para cada uma delas, as ações a considerar devem respeitar suas peculiaridades e as normas a ela aplicáveis.

Segundo a norma brasileira NBR 8681 (2003) as ações a que uma estrutura está sujeita podem ser classificadas em:

### i. Ações permanentes:

Consideram-se como ações permanentes:

1) ações permanentes diretas: os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;

2) ações permanentes indiretas: a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais

### ii. Ações variáveis:

Consideram-se como ações variáveis as cargas acidentais das construções, bem como efeitos, tais como forças de frenação, de impacto e centrífugas, os efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Em função de sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, as ações variáveis são classificadas em normais ou especiais:

1) ações variáveis normais: ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;

2) ações variáveis especiais: nas estruturas em que devam ser consideradas certas ações especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais, elas também devem ser admitidas como ações variáveis. As

combinações de ações em que comparecem ações especiais devem ser especificamente definidas para as situações especiais consideradas.

### iii. Ações excepcionais:

Consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido (NBR 6118, 2013).

A NBR 6118 (2013) destaca que a combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

Carvalho; Figueiredo Filho (2005, p. 56) complementam destacando:

Em todas as combinações, as ações permanentes devem ser tomadas em sua totalidade; das ações variáveis devem ser tomadas apenas as parcelas que surtam efeitos desfavoráveis para a segurança. As ações incluídas em cada uma das combinações devem ser consideradas com seus valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação.

As combinações das ações necessárias às verificações nos estados limites último e de serviço estão definidas no item 11.8 da norma brasileira NBR 6118 (2013) para diversas possibilidades, e critérios gerais são dados no item 4.3.3 da norma brasileira NBR 8681 (2003).

## 10- CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS COM BASE NOS CRITÉRIOS DE ANÁLISE DE RUPTURA POR CISALHAMENTO DO SOLO

Alonso (1991, p. 45) diz que “a capacidade de carga, contra a ruptura de um elemento de fundação, é aquela que aplicada ao mesmo, provoca o colapso ou o escoamento do solo que lhe dá suporte ou do próprio elemento”. Assim, lembra o autor, essa capacidade de carga é obtida pelo menor dos dois valores:

- Resistência estrutural do material (ou materiais) que compõe o elemento da fundação;
- Resistência do solo que dá suporte ao elemento.

De acordo com Bueno (1985) apud Zanchi (2007, p. 71) “o elemento de fundação é uma peça estrutural que se comporta como um transformador, recebendo cargas altas e transmitindo baixas tensões ao solo, as quais raramente superam a casa dos 5 kgf/cm<sup>2</sup> (em via de regra de 1,5 a 3,0 kgf/cm<sup>2</sup>)”.

O autor acima citado, explana a seguir, a forma como ocorrem as deformações do solo de fundação no período do carregamento, o conceito de fator de segurança e tensão admissível do solo.

A Figura 5 representa um maciço de extensão semi-infinita, homogêneo, isotrópico, não saturado, carregado por uma sapata de extensão finita, de largura B, sob efeito de um carregamento que cresce desde um valor nulo até Q.



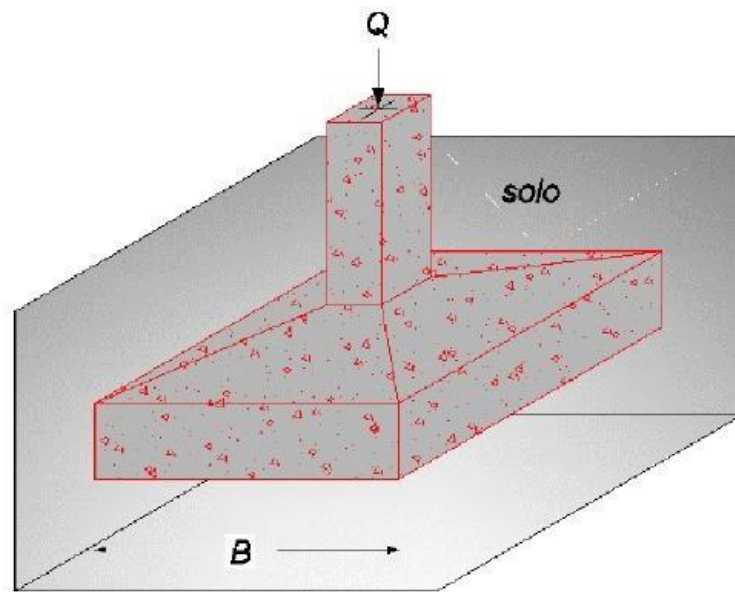


Figura 5 - Carregamento de uma sapata isolada. Fonte: Bueno (1985) apud Zanchi (2007, p. 81).

## **10.1- Métodos para a determinação da capacidade de carga de fundações superficiais**

Segundo a norma brasileira NBR 6122 (2010) a capacidade de carga de fundações superficiais pode ser determinada por um dos seguintes critérios:

### **A) Prova de carga sobre placa**

Ensaio realizado de acordo com a ABNT NBR 6489, cujos resultados devem ser interpretados de modo a considerar a relação modelo-protótipo (efeito de escala), bem como as camadas influenciadas de solo.

### **B) Métodos teóricos**

Podem ser empregados métodos analíticos (teorias de capacidade de carga) nos domínios de validade de sua aplicação, que contemplem todas as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado).

### **C) Métodos senti-empíricos**

São métodos que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos.

## **11-CAPACIDADE DE CARGA NAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

Nas lições de Cavalcante (2005) em se tratando de capacidade de carga de uma estaca, a primeira coisa a verificar é sua capacidade de resistir aos esforços atuantes sem sofrer fissuras ou se romper. Isto é, sua resistência estrutural. Neste caso, de acordo com suas dimensões e material utilizado, cada tipo de estaca tem uma capacidade de carga estrutural.

Uma vez satisfeita sua capacidade estrutural, um sistema estaca-solo submetido a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao

cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas ao nível de sua ponta (ALBIERO; CINTRA IN HACHICH ET AL, 1998). Portanto, “defini-se como capacidade de carga de um sistema estaca- solo ( $Q_R$ ) a carga que provoca a ruptura do conjunto formado pelo solo e a estaca” (CAVALCANTE, 2005, p. 185).

De acordo com a norma brasileira NBR 6122 (2010), essa carga de ruptura pode ser obtida através de métodos estáticos, dinâmicos e provas de carga. Por sua vez, os métodos estáticos se dividem em:

- Métodos teóricos: utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo de acordo com a teoria desenvolvida na Mecânica dos solos;
- Métodos semi-empíricos: se baseiam em correlações com ensaios “in situ” de penetração, como por exemplo, o SPT (“Standard Penetration Test”); e o CPT (Ensaio de penetração do cone).

Nos métodos estáticos a capacidade de carga de estacas isoladas, é a resultante do equilíbrio entre a carga aplicada e a resistência oferecida pelo solo, ilustrada na Figura 6 e expressa de acordo com a equação a seguir (CAVALCANTE, 2005, p. 185):

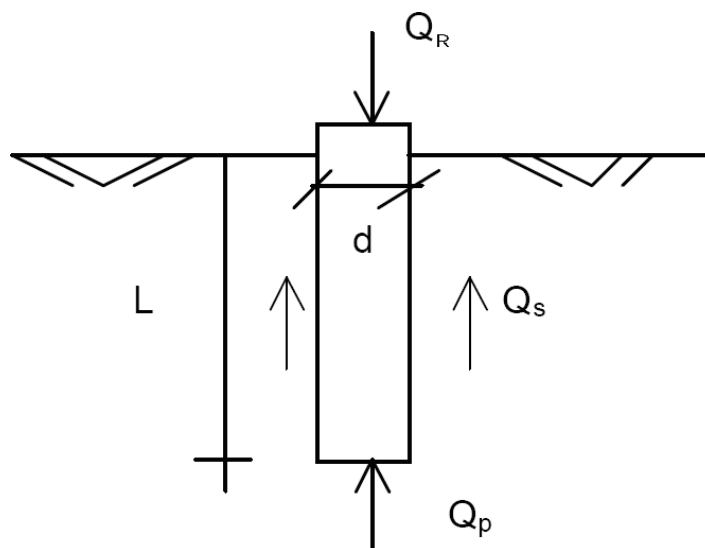


Figura 6 - Estaca submetida à carga de ruptura de compressão. Fonte: Alonso, 1998.

$$Q_R = Q_s + Q_p$$

Em que:

$Q_R$  = capacidade de carga total da estaca;

$Q_p$  = capacidade de carga de Ponta;

$Q_s$  = capacidade de carga do fuste (atrito/ adesão lateral).

Designando-se por  $q_s$  e  $q_p$  as tensões limites de cisalhamento ao longo do fuste e normal ao nível da base e  $A_s$  e  $A_p$  respectivamente a área lateral da estaca e da seção transversal de sua ponta, tem-se (ALBIERO; CINTRA IN HACHICH ET AL, 1998):

$$Q_R = Q_s + Q_p$$

$$Q_R = q_s \cdot A_s + q_p \cdot A_p$$

Cavalcante (2005, p. 186) salienta que “na maioria absoluta dos casos, o peso próprio da estaca é desprezível em virtude da sua pouca representação em relação às cargas atuantes sobre esta”.

Ainda de acordo com o autor supracitado:

No projeto de uma fundação profunda o engenheiro deve se preocupar não só com a segurança em relação à perda de capacidade de carga, mas e também (embora em menor grau) com a avaliação dos recalques que podem ocorrer sob as cargas de trabalho.

## **12- BLOCO DE COROAMENTO SOBRE UMA ESTACA**

Adão; Hemerly (2002) explana que quando o pilar possui carga inferior a capacidade

de carga da estaca a utilizar, este terá apenas uma estaca e, para elemento intermediário, bloco de transição.

Segundo Munhoz (2004) nos blocos sobre uma estaca as tensões de compressão atuantes no pilar são transmitidas até o topo da estaca por meio da altura do bloco, em trajetórias curvas, como mostra a Figura 7. Na direção transversal ocorrem tensões de tração que podem causar o fendilhamento, portanto, mesmo em blocos com dimensões e forças atuantes pequenas essas tensões devem ser verificadas.

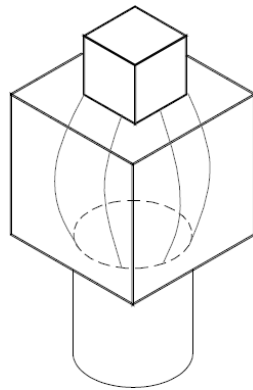


Figura 7 - Trajetórias principais de compressão. Fonte: Munhoz, 2004, p. 66.

Na Figura 8 estão indicadas as condições para a determinação da geometria dos blocos para uma estaca.

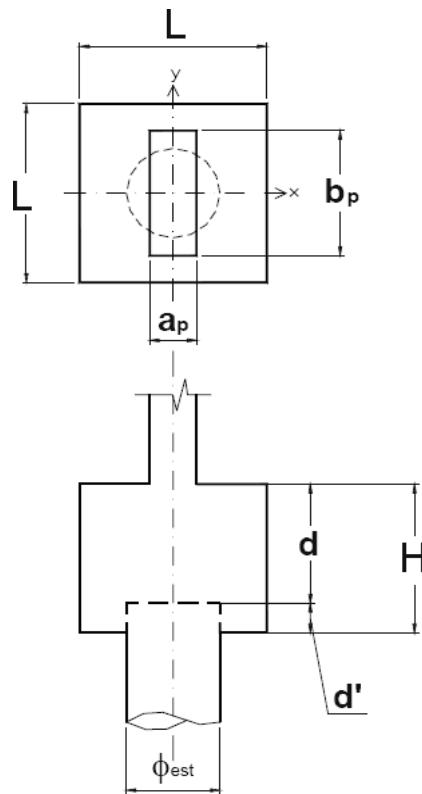


Figura 8 - Geometria dos blocos rígidos para uma estaca. Fonte: Munhoz, 2004, p. 69.

Onde:

$$d' = 6 \text{ cm}$$

$$L = \Phi_{\text{estaca}} + 2 \cdot 15 \text{ cm}$$

$$H \geq \begin{cases} 0,6 \cdot l_b \\ L - \Phi \text{ (30 cm)} \\ 0,75 (L - d) \\ 0,75 (L - b_p) \end{cases}$$

Segundo Rocha (1987, p. 305) o cálculo dos estribos horizontais dos blocos é feito de acordo com o procedimento a seguir.

Calcula-se a força de tração no bloco proveniente da carga “P” concentrada da

área do pilar através da equação a seguir:

$$Z = 0,25 \cdot P \frac{L - b_p}{H}$$

Onde:

L = largura do bloco de coroamento;  $b_p$  = largura do pilar;

$b_p$  = largura do pilar;

H = altura do bloco de coroamento; P = carga no pilar.

Calculada a força de tração, os estribos são determinados dessa forma:

$$A_{se} = \frac{1,4 \cdot Z}{2 \cdot f_{yd}}$$

Os estribos verticais, que são enlaçados pela armadura horizontal, são calculados a partir da próxima equação.

$$A_{sv} = 0,008 \cdot A_c^n$$

Deve-se também verificar a tensão de tração no concreto e a seção de concreto necessária. Para isto, utilizam-se as duas equações seguintes:

$$\sigma_T \geq \frac{Z}{L \cdot H} \leq 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c^n = \frac{1,4 \cdot 1,05 \cdot P}{0,85 \cdot f_{cd} + 0,008 \cdot f_{yd}}$$

### 13- DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

Neste capítulo será descrita, topicamente, o método usado para a construção deste trabalho, destacando o tipo de pesquisa, as etapas, bem como as análises propostas.

O presente trabalho teve como base para sua elaboração uma ampla pesquisa bibliográfica, realizada por intermédio de livros, teses, dissertações, normas técnicas e internet, com o intuito de aprofundar os conhecimentos na área de fundações, com enfoque no estudo das sapatas isoladas, estacas escavadas e radiers.

Foi construído um projeto de casa popular com 49m<sup>2</sup> (7m x 7m), executado em alvenaria tradicional, com chapisco, emboço e reboco, estrutura de cobertura em madeira roliça, cobertura com telhas de barro (tipo portuguesa) e forro em PVC. A planta baixa pode ser observada na Figura 9.



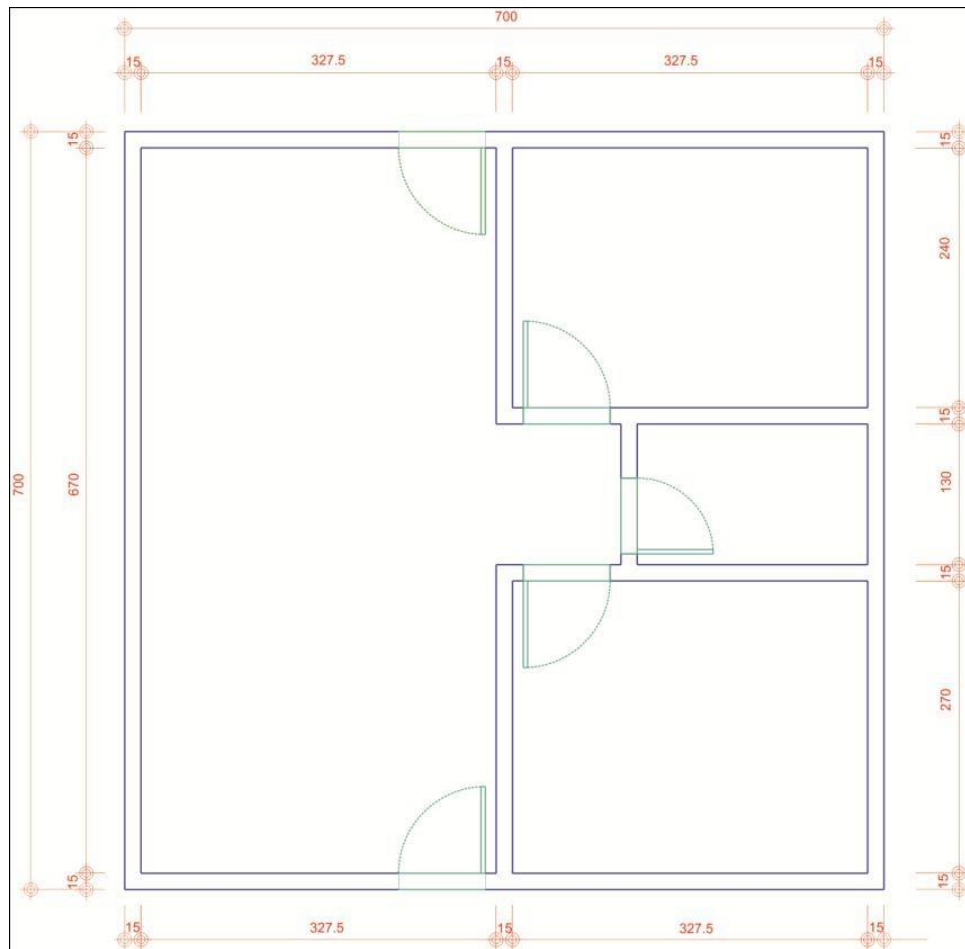


Figura 9 – Planta baixa casa em estudo. Fonte: Autor, 2019.

Após estimar-se o suporte de carga do solo, e objetivando-se um dimensionamento mais criterioso do comportamento das fundações, utilizou-se o software de cálculo estrutural Cypecad.

Para tal, efetuou-se o carregamento da estrutura a ser executada, arbitrando-se 9 fundações para as opções sapatas isoladas e estacas (dispostas em 3 linhas de 3, devido à simetria do projeto arquitetônico), e um radier com 7,80m x 7,80m. Obtendo-se os dados das fundações necessários para o levantamento de quantitativos, partiu-se para a análise e confrontação dos resultados.

## **14- DESCRIMINAÇÕES DOS DADOS OBTIDOS**

### **a. SAPATAS ISOLADAS**

Para a opção sapatas isoladas, foram obtidas 8 dimensões diferentes. De modo a padronizar os elementos, optou-se por manter apenas 3 dimensões distintas, considerando as dos 4 cantos 1,00m x 1,00m, as 4 intermediárias 1,10m x 1,10m e a sapata central, com maior sobrecarga, ficando com 1,20m x 1,20m. Todas as dimensões das sapatas podem ser observadas nas Figuras 10 e 11.

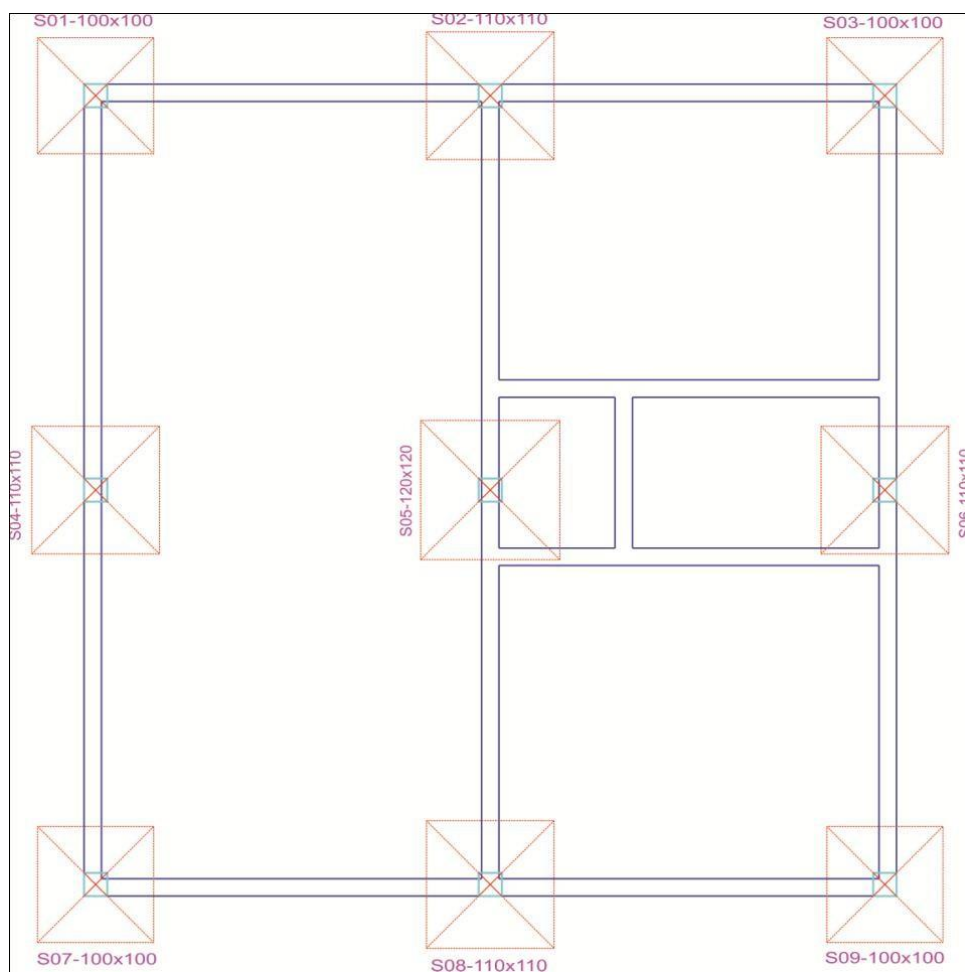


Figura 10 – Disposição das sapatas. Fonte: Autor, 2019

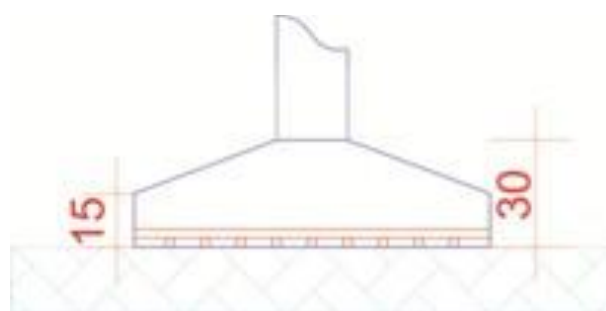


Figura 11 – Vista em corte, destacando a altura das sapatas. Fonte: Autor, 2019

As armaduras consideradas para todas as sapatas foram de barras de aço CA-50  $\varnothing = 6,3\text{mm}$ , espaçados a cada 15cm nos dois sentidos, de modo a formar a malha necessária na parte inferior das sapatas.

## b. Estacas escavadas

Para a opção estacas escavadas, foi mantido o critério de padronização utilizado para com a solução em sapatas. Dessa forma, ao arbitrar o diâmetro das estacas em 30cm, para o solo e as sobrecargas em questão, foi considerado a profundidade de 3,50m para cada estaca. Nas Figuras 12 e 13, observa-se a disposição dos elementos de fundação.

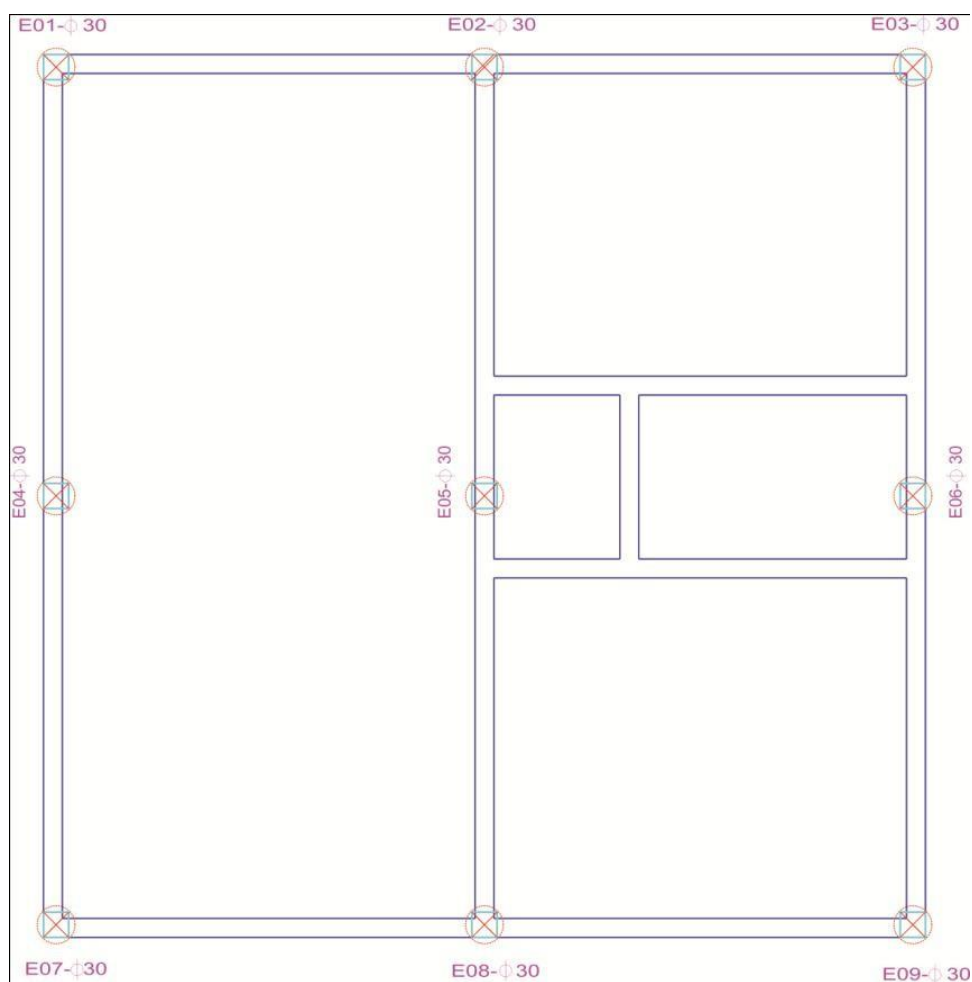


Figura 12 – Disposição das estacas. Fonte: Autor, 2019

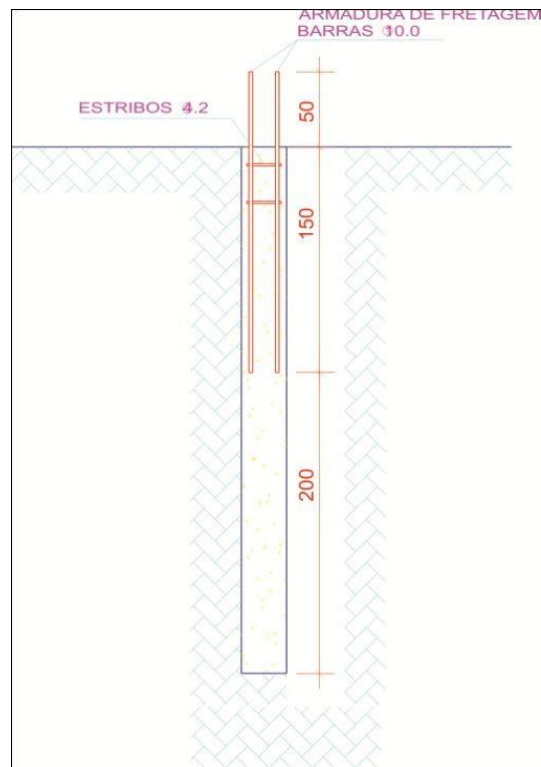


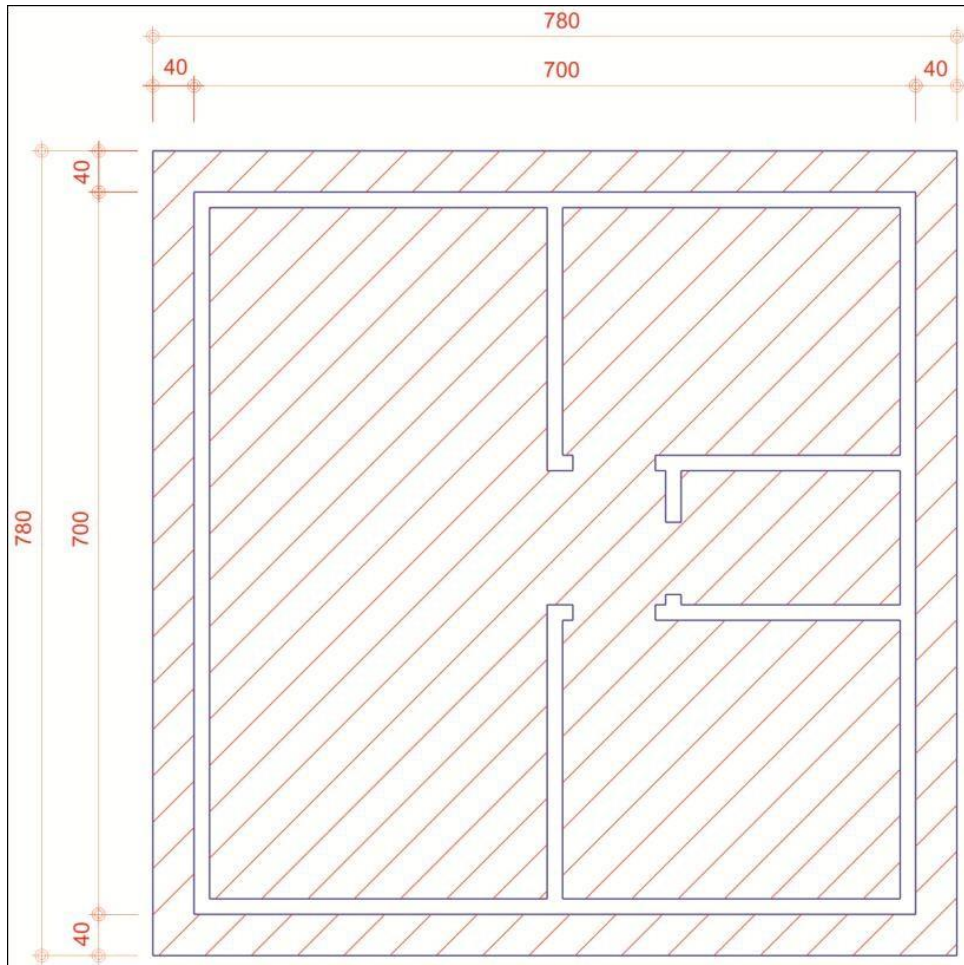
Figura 13 – Vista em corte, destacando a posição da armadura de fretagem. Fonte: Autor, 2019

Como armadura de fretagem, foram consideradas 4 barras de aço CA-50  $\varnothing=10,0\text{mm}$ , com 2,00m de comprimento, amarradas a duas peças de estribos confeccionadas com barras de aço CA-60  $\varnothing=4,2\text{mm}$ , de modo a possibilitar que as armaduras de fretagem ficassem dispostas na medida 15cm x 15cm.

### c. Radier

Na a opção radier, conforme já citado, foi arbitrado o tamanho de 7,80m x 7,80m, possibilitando uma maior estabilidade do elemento, bem como uma consequente “sobra” de 40cm de radier para as faces externas das paredes que delimitam a construção, criando-se assim uma calçada de proteção. Assim sendo, foi calculado uma altura de 20cm para esse elemento. Na Figura 14, observa-se a projeção do radier sob a construção.

Figura 14 – Disposição do radier. Fonte: Autor, 2019



Como armadura, foi considerado uma malha dupla de barras de aço CA- 50  $\varnothing=6,3\text{mm}$  espaçados a cada 15cm nos dois sentidos. Dessa forma, o radier ficou armado positiva e negativamente, como observa-se na Figura 15.

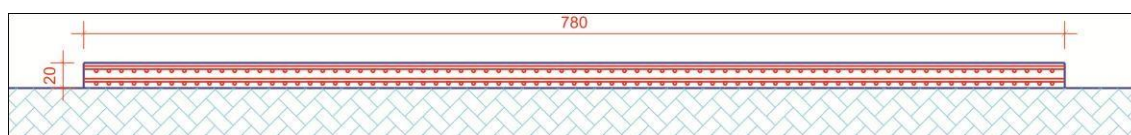


Figura 15 – Disposição das malhas de aço do radier. Fonte: Autor, 2019

## 15- ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão analisados os resultados obtidos no desenvolvimento da pesquisa. Como tecnicamente todas as opções são viáveis, após a realização da análise orçamentária para as referidas propostas, será observada a opção mais viável economicamente.

### 15.1- DIMENSIONAMENTO QUANTITATIVO E ORÇAMENTÁRIO DAS ESTACAS ESCAVADAS

A estaca escavada, por seu baixo grau de dificuldade no processo construtivo, possui um curto período de execução e pequena complexidade, além de utilizar uma baixa quantidade de insumos, por não ser necessário o uso de formas e escoramentos.

Tabela 3 – Discriminação orçamentária estacas escavadas

<b>ESTACA ESCAVADA</b>				
<b>Serviços</b>	<b>Uni.</b>	<b>Cust.uni. (R\$)</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Cust. Total (R\$)</b>
escavação mecânica	m linear	29,00	31,50	913,50
armaduras ca-50 e ca-60	kg	4,32	31,02	134,01
concreto de 20mpa	m <sup>3</sup>	238,00	2,23	530,74
mão de obra - profissionais	dias	142,00	2	284,00
mão de obra - auxiliares	dias	62,00	6	372,00
<b>somatório</b>				<b>2.234,25</b>

Fonte: Autor, 2019.

## **15.2- DIMENSIONAMENTO QUANTITATIVO E ORÇAMENTÁRIO DAS SAPATAS ISOLADAS**

A sapata isolada, apresenta ser uma fundação viável quando envolve quantidade de insumos, mas seu período de execução mostra-se prolongado por seu processo construtivo ser um pouco mais elaborado, necessitando-se de escavação manual e reaterro, sendo assim, aumentando os gastos com mão de obra.

Tabela 4 – Descriminação orçamentária sapatas isoladas

<b>SAPATA ISOLADA</b>				
<b>Serviços</b>	<b>Uni.</b>	<b>Cust. Uni. (R\$)</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Cust. Total (R\$)</b>
escavação manual	m <sup>3</sup>	35,50	5,14	182,47
armaduras ca-50 e ca-60	kg	4,32	36,4	157,25
concreto de 20mpa	m <sup>3</sup>	238,00	2,17	516,46
mão de obra - profissionais	dias	142,00	4	568,00
mão de obra - auxiliares	dias	62,00	12	744,00
<b>somatório</b>				<b>2.168,18</b>

Fonte: Autor, 2019.



### 15.3- DIMENSIONAMENTO QUANTITATIVO E ORÇAMENTÁRIO DO RADIER

Por ser mais complexo e necessitar bem mais material que as soluções estudadas anteriormente, entre outros aspectos, o radier apresenta valores muito elevados numa primeira análise, como observa-se na Tabela 5.

Tabela 5 – Descrição orçamentária radier

<b>RADIER ARMADO SIMPLES</b>				
<b>Serviços</b>	<b>Uni.</b>	<b>Cust. Uni. (R\$)</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Cust. Total (R\$)</b>
aterro c/compactação manual	m <sup>3</sup>	34,62	18,25	631,82
armadura de aço ca 50/60	kg	4,32	352,8	1.524,10
tábuas de 2,5 cm para forma	m <sup>2</sup>	9,53	6,24	59,47
tábuas de 2,5 cm para gravata	m <sup>2</sup>	9,53	0,4	3,81
tábuas de 2,5 cm para mão francesa	m <sup>2</sup>	9,53	0,6	5,72
concreto de 20mpa	m <sup>3</sup>	238,00	12,17	2.896,46
mão de obra profissionais	dias	142,00	10	1.420,00
mão de obra auxiliares	dias	62,00	16	992,00
lona plástica preta	m <sup>2</sup>	4,12	60,84	250,66
<b>somatório</b>				<b>7.784,04</b>

Fonte: Autor, 2019.

Por ser o radier uma solução de fundação, mas já servir como laje inferior, há uma grande economia de matérias e serviços futuros, como pode-se observar na Tabela 6.

Tabela 6 – Discriminação ganhos de serviço quando da execução de radier

<b>ECONOMIAS OBTIDAS QUANDO DA EXECUÇÃO DE RADIER</b>				
<b>Serviços</b>	<b>Uni.</b>	<b>Cust.uni.(R\$)</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Cust. total (R\$)</b>
laje pré-moldada	m <sup>2</sup>	21,00	49,00	1.029,00
concreto de 20mpa para colunas de sustentação, capa da laje e vigas de sustentação	m <sup>3</sup>	238,00	6,5	1.547,00
tábuas de 2,5 cm para forma	m <sup>2</sup>	9,53	77	733,81
tábuas de 2,5 cm para gravata	m <sup>2</sup>	9,53	8,8	83,86
escoras 30cm a 60cm	un	0,42	80	33,60
pregos	kg	12,20	5	61,00
armadura de aço ca 50/60	kg	4,32	147	635,04
mão de obra profissionais	dias	142,00	8	1.136,00
mão de obra auxiliares	dias	62,00	15	930,00
<b>somatório</b>				<b>6.189,31</b>

Fonte: Autor, 2019.

Dessa forma, nota-se que devido a sua funcionalidade o radier acaba por gerar grande economia na etapa seguinte à fundação. Deduzindo-se os serviços não executados posteriormente, observamos o “custo líquido” do radier na Tabela 7.

Tabela 7 – Custo efetivo radier

CUSTO EXECUÇÃO RADIER	R\$7.784,04
ECONOMIA FUTUROS SERVIÇOS	R\$6.189,31
CUSTO “LÍQUIDO” RADIER	R\$1.594,73

Fonte: Autor 2019

## 16- CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Através dos resultados obtidos com a pesquisa, chegou-se à conclusão que a opção mais econômica e viável de fundação para implantação na edificação em

questão é a do tipo radier. Comparando-se aos custos das outras opções estudadas (estacas ou sapatas) o radier mostrou-se cerca de 25% mais econômico enquanto que as outras se equipararam (analisando-se os custos diretos). Alguns aspectos contribuíram significativamente para obtenção deste dado, mas podemos apontar um como sendo fator determinante para esta economia, ao executar-se o radier não há necessidade de se fazer pilares, vigas e laje, afinal o próprio radier desempenha esta função.

Aprofundando a comparação entre sapatas e estacas escavadas, embora economicamente são praticamente iguais (menos de 3% de diferença de valores), consideramos uma vantagem para a opção estacas, devido à menor quantidade de serviços necessários e consequente ganho no tempo de execução das fundações.

Para trabalhos futuros, a sugestão é uma avaliação da relação custo x benefício das soluções propostas. Os benefícios relacionam-se ao tempo e facilidade de execução, número de funcionários envolvidos, necessidade de mão- de-obra especializada, etc. Também é importante lembrar o fato de que ao executar-se radier a altura da obra em relação ao chão fica condicionada a altura do próprio radier, fazendo com que a casa fique muito baixa.

Também fica como sugestão a análise dessas soluções em habitações de maior porte, as quais exigem fundações que suportem cargas muito superiores às da obra popular apresentada neste trabalho, bem como estudos com outros tipos de fundações.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto: Procedimentos. Rio de Janeiro, 2013.

NBR 6122 – Projeto e execução de fundações: Procedimento. Rio de Janeiro, 2010.

NBR 6484 – Execução de sondagem de simples reconhecimento dos solos: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ALONSO, Urbano Rodrigues. Previsão e Controle das Fundações. São Paulo: Edgard Blücher Ltda., 1998. 142 p.

Dimensionamento de Fundações Profundas. São Paulo: Edgard Blücher Ltda., 1989. 169 p.

AZEVEDO, Hélio Alves. O edifício até sua cobertura. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1997.

BASTOS, Cezar. Prospecção Geotécnica do Subsolo. Departamento de Materiais e Construção – DMC/ FURG. [s.d.]. Disponível em:

<<http://civmec.dmc.furg.br/~disp04084/apostila/prospeccao%20geotecnica.pdf>>.

Acesso em: 28 de abr. 2019.

BRITO, José Luis Wey de. Fundações do edifício. São Paulo, EPUSP, 1987.

BUENO, B. S.; LIMA, D. C.; RÖHM, S. A. Fundações Profundas. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa/ MG: Imprensa Universitária da Universidade Federal de Viçosa, 1985. 62 p.

CAPUTO, Homero Pinto. Mecânica dos Solos e suas aplicações: Mecânica das Rochas – Fundações – Obras de Terra. 6 ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos

e Científicos Editora S.A., 1987. v. 2. 498 p.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003. 2. ed. São Carlo, SP: EDUFSCAR, 2005.

DÓRIA, L.E.S. Projeto de Estrutura de Fundação em concreto do tipo radier. 2007. Tese (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Centro de tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Maceió.

GEOFIX Fundações. Hélice Contínua Monitorada. [s.d.]. Disponível em:

<[http://www.geofix.com.br/site\\_final/servicos.htm](http://www.geofix.com.br/site_final/servicos.htm)>. Acesso em 14 de abr. 2019.

JOPPERT, Ivan Jr.. Fundações e Contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução. São Paulo: PINI, 2007. 221 p.

LEAL, Ubiratan. Bases concretas. *Téchne*. São Paulo, ed. 83, p. 40-41, fev. 2004.

LOPES, Camila. Projeto de fundações – Uma análise comparativa – Estudo de caso. Criciúma, 2008. 222 p. Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) – Universidade do Extremo Sul Catarinense – Unesc.

MELHADO Silvio Burrattino et al. Silvio Burrattino et al. Fundações. São Paulo: Escola Politécnica Da Universidade de São Paulo, 2002.

MUNHOZ, Fabiana Stripari. Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. São Carlos, 2004. 148 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia da EESC-USP

ROCHA, Anderson Moreira da. Concreto Armado. 21 ed. São Paulo: Nobel, 1987. v. 3. 342 p.

SCHNAID, Fernando. Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

VELLOSO, Dirceu A.; LOPES, Francisco R.. Fundações: critérios de projeto - investigação do subsolo - fundações superficiais. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. v.1. 226 p.