

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MAURÍCIO AJALA FIORENTIN

**ESTUDO NUMÉRICO DO COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO DA  
CARGA VERTICAL DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DE SAPATAS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO  
2016

MAURÍCIO AJALA FIORENTIN

**ESTUDO NUMÉRICO DO COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO DA  
CARGA VERTICAL DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DE SAPATAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
como requisito parcial à obtenção do título de  
Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Me. Gustavo Savaris

TOLEDO

2016



---

## TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de N° 030

### **Estudo numérico do coeficiente de majoração da carga vertical devido ao peso próprio de sapatas**

por

**Maurício Ajala Fiorentin**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 13:50 h do dia **17 de Junho de 2016** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

---

Prof. Dr. Elmagno Catarino  
Santos Silva  
(UTFPR – TD)

---

Prof<sup>a</sup>. Me. Patrícia Casarotto  
de Oliveira  
(UTFPR – TD)

---

Prof. Me. Gustavo Savaris  
(UTFPR – TD)  
Orientador

---

Visto da Coordenação  
Prof. Dr. Lucas Boabaid Ibrahim  
Coordenador da COECI

## RESUMO

FIorentin, Maurício Ajala. Estudo numérico do coeficiente de majoração da carga vertical devido ao peso próprio de sapatas. 2016. 53 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, 2016.

Durante o dimensionamento de sapatas rígidas ou qualquer outro elemento estrutural, faz-se necessário realizar um levantamento preciso dos parâmetros e cargas a serem utilizadas, no entanto, o peso próprio do elemento de concreto não é conhecido, gerando a necessidade de majorar a carga vertical aplicada através de um coeficiente que, segundo a literatura, pode variar entre 1,05 a 1,10. Neste sentido, esse trabalho realizou um estudo numérico de dimensionamento de sapatas rígidas para verificar a relação entre o peso do elemento estrutural e a carga que este recebe, bem como sua interação com a tensão admissível do solo em que a estrutura está assente. O estudo auxilia no entendimento das relações acima citadas e possibilita comparar os resultados obtidos com as recomendações da literatura atual. Os valores encontrados para o coeficiente de majoração variaram de 1,01 a 1,20, apresentando diferenças consideráveis. Para determinados tipos de solos, os coeficientes recomendados pela bibliografia atual são precisos e bem empregados, em outros casos, podem ser subestimados ou até demasiados. Para auxiliar na escolha correta do coeficiente a se utilizar, desenvolveu-se uma tabela e uma superfície gráfica com valores de coeficientes de majoração referentes à carga e tensão admissível do solo em que o elemento de fundação se encontra.

**Palavras-chave:** Coeficiente de majoração. Sapatas rígidas. Tensão admissível. Dimensionamento estrutural.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Exemplo de curva carga x recalque .....	16
Figura 2.2 – Dimensões da sapata.....	22
Figura 2.3 – Superfícies de punção.....	24
Figura 2.4 – Bielas de compressão .....	26
Figura 2.5 – Tensões normais e forças resultantes no concreto e armadura.....	27
Figura 2.6 – Esquema para determinação da armadura longitudinal .....	28
Figura 2.7 – Esquema para o dimensionamento da armadura longitudinal .....	31
Figura 2.8 – Domínios de deformação .....	32
Figura 3.1 – Exemplo de sapata utilizada no cálculo do volume .....	37
Figura 4.1 – Variação da área das sapatas.....	41
Figura 4.2 – Variação da altura das sapatas .....	42
Figura 4.3 – Variação do coeficiente de majoração conforme a tensão admissível do solo.....	46
Figura 4.4 – Variação do coeficiente de majoração conforme a carga aplicada .....	47
Figura 4.5 – Relação entre o coeficiente de majoração, a carga aplicada e a tensão admissível do solo.....	48

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\sigma_a$  - Tensão admissível

$\sigma_r$  – Capacidade de carga

$F_S$  – Fator de segurança

$C_1$  – Curva tensão x recalque (1)

$C_2$  – Curva tensão x recalque (2)

$\sigma'_r$  – Capacidade de carga em solos com curva tensão x recalque que não possuem ponto de ruptura bem definido

$h$  – Altura da sapata

$a$  – Dimensão da sapata em uma determinada direção

$a_p$  – Dimensão do pilar em uma determinada direção

$\alpha_0$  – Ângulo interno da sapata (Figura 2.2)

$\sigma_{solo}$  – Tensão no solo

$\gamma_p$  – Coeficiente de majoração devido ao peso próprio da sapata

$P$  – Peso próprio da sapata

$A$  – Área da base da sapata

$\tau_{sd}$  – Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo

$V_l$  – Força cortante no perímetro do pilar

$u_p$  – Perímetro referente ao contorno do pilar

$d$  – Altura útil da sapata

$\tau_{Rd2}$  – Tensão de cisalhamento de cálculo limite na ligação com o pilar

$\alpha_v$  – Parâmetro de cálculo para obter  $\tau_{Rd2}$

$f_{ck}$  – Resistência característica à compressão do concreto

$f_{cd}$  – Resistência à compressão de cálculo do concreto

$A_s$  – Área de aço necessária em uma determinada direção

$F_c$  – Força resultante de compressão interna à sapata

$F_s$  – Força resultante de tração interna à sapata

$F_{c1}$  – Parcela da força resultante de compressão interna à sapata

$F_{c2}$  – Parcela da força resultante de compressão interna à sapata

$M_d$  – Momento resultante de cálculo

$M_{FC1}$  – Momento resultante gerado pela força  $F_{c1}$

$M_{FC2}$  – Momento resultante gerado pela força  $F_{c2}$

$M_s$  – Momento solicitante da seção analisada

$V_{Total}$  – Volume total da sapata

$V_{Par1}$  – Volume do paralelepípedo da base da sapata

$V_{Tpir2}$  – Volume do tronco de pirâmide reta da sapata

$A_B$  – Área da base do paralelepípedo

$H_t$  – Altura do tronco de pirâmide reta

$A_{BP}$  – Área da base da pirâmide reta

$a_{BP}$  – Área do topo da pirâmide reta

$\gamma_{conc}$  – Peso específico do concreto armado

$P_{SAPATA}$  – Peso da sapata

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Pressões básicas dos solos .....	18
Tabela 2.2 – Tensão admissível – Fundação direta - IPT .....	19
Tabela 2.3 – Correlações de outros amostradores em relação ao IPT. ....	20
Tabela 4.1 – Dimensões em planta das sapatas (m <sup>2</sup> ) .....	40
Tabela 4.2 – Lado das sapatas (m).....	40
Tabela 4.3 – Altura das sapatas (m) .....	42
Tabela 4.4 – Verificação da tensão de compressão nas bielas.....	43
Tabela 4.5 – Relação entre linha neutra e altura útil .....	44
Tabela 4.6 – Peso das sapatas em kN.....	44
Tabela 4.7 – Coeficientes de majoração das sapatas.....	45

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>10</b>
1.1	CARACTERIZAÇÕES DO PROBLEMA	11
1.2	JUSTIFICATIVA	11
1.3	OBJETIVOS	12
1.3.1	Objetivo Geral	12
1.3.2	Objetivos Específicos	12
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>13</b>
2.1	FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	13
2.2	CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES	14
2.2.1	Métodos de estimativa da capacidade de carga do solo	15
2.3	DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS RÍGIDAS SUBMETIDAS A CARGAS AXIAIS	20
2.3.1	Definição das dimensões em planta	24
2.3.2	Verificação da compressão das bielas	25
2.3.3	Dimensionamento á flexão	27
2.3.4	Cálculo do momento solicitante	31
2.4	DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO	32
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b>	<b>34</b>
3.1	CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA	34
3.2	METODOLOGIA DE ANÁLISE	34
3.2.1	Tensões admissíveis dos solos	35
3.2.2	Cargas Axiais	35
3.2.3	Dimensionamento numérico	36
3.2.4	Coefficiente de majoração	37
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b>	<b>40</b>
4.1	DIMENSÕES EM PLANTA DAS SAPATAS	40
4.2	ALTURA DA SAPATA	41
4.3	TENSÃO DE COMPRESSÃO DAS BIELAS	43
4.4	VERIFICAÇÃO DO DOMÍNIO	43
4.5	COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO	44
4.5.1	Relação entre o coeficiente de majoração e a tensão admissível	46
4.5.2	Relação entre o coeficiente de majoração e a carga aplicada	47

4.5.3 Análise de superfície.....	48
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>50</b>
5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	51
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>52</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A concepção de um projeto de fundações envolve tanto conceitos de Geotecnia como de Cálculo Estrutural. Ao realizar o seu dimensionamento, a fundação deve garantir, de forma permanente, a segurança e estabilidade da estrutura como também as características de utilização da mesma, suportando os carregamentos.

Durante a concepção do projeto estrutural de uma fundação, é necessário que o projetista considere a capacidade de suporte do solo em que o elemento de concreto será apoiado e também as cargas provenientes da superestrutura, inclusive o peso próprio deste elemento.

O levantamento das cargas atuantes na fundação é de extrema importância, caso forem subestimadas, podem levar a diversos problemas na estrutura, como recalques excessivos, fissuras e, dependendo da magnitude, até a ruína da mesma. Caso forem superestimadas, podem resultar em estruturas superdimensionadas e tornar o projeto oneroso.

Para determinar as cargas oriundas da superestrutura, deve-se analisar o projeto estrutural da mesma, verificando assim a carga existente em cada pilar. Durante o processo de dimensionamento, o peso próprio do elemento de concreto não é conhecido, gerando assim a necessidade de utilização de um coeficiente de majoração da carga vertical para incluir o peso próprio do mesmo no cálculo.

Este coeficiente de majoração possui variações, dependendo da bibliografia utilizada ele acresce a carga vertical com valores iguais a 5% e 10% e leva em consideração as características de rigidez da fundação.

Desta forma, é interessante avaliar o comportamento do coeficiente de majoração em detrimento da variação das características do solo em que a fundação está assente (tensão admissível do solo) e da magnitude da carga aplicada sobre a mesma.

Este trabalho apresenta um estudo numérico deste coeficiente de majoração onde são analisadas as relações existentes entre o peso das sapatas e a carga que está sendo aplicada à mesma, combinado com a tensão admissível do solo em que a estrutura se encontra.

## 1.1 CARACTERIZAÇÕES DO PROBLEMA

Existem diversas soluções de fundações que podem ser adotadas a um determinado problema, podendo essas serem divididas em dois grandes grupos, fundações profundas e fundações diretas (rasas). Cada grupo apresenta sua metodologia de cálculo.

O presente estudo é direcionado a problemas que utilizam sapatas rígidas de concreto armado, que estão submetidas a cargas axiais centradas. Essas sapatas foram analisadas em diferentes tipos de solo com variados valores de tensão admissível e diferentes magnitudes de cargas aplicadas.

Este estudo não possui caráter executivo e trata-se da realização de análises numéricas (dimensionamento estrutural).

## 1.2 JUSTIFICATIVA

O projetista de uma estrutura de fundação deve escolher o sistema mais adequado à problemática existente, além de garantir as condições no estado limite último (ELU), relacionado ao colapso ou qualquer outra forma de ruína da estrutura, e o estado limite de serviço (ELS), relacionado principalmente a deformações excessivas. Portanto, é necessário desenvolver um projeto que busque otimizar a quantidade de materiais utilizados e que gere uma solução econômica.

Para conseguir desenvolver um projeto econômico, todos os parâmetros envolvidos no cálculo estrutural devem ser devidamente analisados e bem definidos. Como o peso próprio da fundação não é conhecido e se faz necessária a utilização do coeficiente de majoração da carga vertical, o emprego de valores arbitrários que variam entre 1,05 e 1,10 podem não expressar a melhor solução ao problema.

Por isso, é importante estudar a influência e a relação da tensão admissível do solo e a intensidade da carga aplicada com o peso próprio da estrutura, para que assim se possam elaborar projetos com uma maior quantidade de informações e parâmetros bem definidos.

## 1.3 OBJETIVOS

### 1.3.1 Objetivo Geral

Quantificar o coeficiente de majoração da carga vertical devido ao peso próprio da estrutura de sapatas rígidas submetidas a cargas axiais centradas, apoiadas em diferentes tipos de solos e com variadas magnitudes de cargas aplicadas.

### 1.3.2 Objetivos Específicos

- Verificar qual é a porcentagem do peso próprio das sapatas referente às cargas axiais aplicadas nas mesmas;
- Propor valores de coeficientes de majoração para cada tipo de solo utilizado em diferentes intervalos de carga;
- Estudar o comportamento do coeficiente de majoração devido ao peso próprio com a variação do tipo de solo e das cargas axiais;
- Verificar a precisão dos coeficientes de majoração utilizados pela bibliografia (1,05 a 1,10).

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

O elemento de fundação superficial, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010), também conhecido como fundação rasa ou fundação direta, é aquele em que a carga é transmitida para o solo de forma que as pressões são distribuídas majoritariamente sob a base da fundação, obedecendo uma relação em que a profundidade de assentamento da base em relação ao terreno adjacente seja inferior a duas vezes sua menor dimensão.

Segundo Velloso e Lopes (2011), as fundações superficiais podem ter as seguintes configurações:

- Bloco – elemento constituído apenas de concreto simples, onde o dimensionamento deve garantir que as tensões de tração resultantes consigam ser resistidas pelo concreto e não seja necessária a utilização de armaduras de aço;
- Sapata – elemento constituído de concreto armado, neste caso dimensionado para que as tensões de tração resultantes sejam resistidas pela armadura de aço, notadamente disposta com esta finalidade. Com isso, as sapatas possuem uma altura menor de concreto comparadas com os blocos, devido a utilização do aço;
- Sapata Corrida – uma sapata que esteja recebendo uma carga distribuída linearmente ao longo de sua estrutura ou a carga de mais de um pilar que estejam no mesmo alinhamento. Pode também receber o nome de *baldrame* ou viga de fundação;
- Grelha – formado por um grupo de vigas que se cruzam nos pilares, criando um formato de grelha;
- Sapata Associada – é uma sapata que está sujeita a ação de mais de um pilar, porém, sem a necessidade de estarem alinhados;

- *Radier* – este elemento caracteriza-se por receber grande parte ou todos os pilares existentes na estrutura.

## 2.2 CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES

Pode-se definir a capacidade de carga geotécnica de um elemento de fundação superficial como sendo a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que este elemento está apoiado ou inserido. Este conceito está associado ao solo e não à peça estrutural de concreto armado, ele surge da reação ao esforço aplicado no topo da sapata e ocorre diretamente na base da mesma, constituindo um sistema sapata-solo (CINTRA *et al.*, 2011).

Para Velloso e Lopes (2011), existem alguns elementos necessários para determinar a capacidade de carga geotécnica de um elemento de fundação:

- Topografia – é necessário o levantamento topográfico planialtimético da área em que a fundação será executada para determinar as cotas de apoio e outras informações, como dados de encostas e taludes;
- Dados Geotécnicos – investigação do subsolo, fotos, mapas e outros;
- Informações sobre obras vizinhas – Carga, tipologia das estruturas de fundações, desempenho das fundações, existência de subsolo e interferências de possíveis escavações e vibrações;
- Dados da estrutura – Tipo e utilização da obra, sistema construtivo empregado (concreto armado convencional, alvenaria estrutural, concreto pré-moldado, entre outros), sistema estrutural (hiperestaticidade, flexibilidade e outras características) e as cargas atuantes nas fundações;

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define a tensão admissível como sendo a “tensão adotada em projeto que, aplicada ao terreno pela fundação superficial ou pela base de tubulão, atende com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados-limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.)”.

Assim a tensão admissível está relacionada ao valor médio de capacidade de carga, usualmente representado por  $\sigma_r$ , através da Equação (2.1) (CINTRA *et al.*, 2011):

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{F_S} \quad (2.1)$$

Onde:

$\sigma_a$  = tensão admissível;

$\sigma_r$  = capacidade de carga;

$F_S$  = fator de segurança.

### 2.2.1 Métodos de estimativa da capacidade de carga do solo

A NBR 6122 (ABNT, 2010) cita três procedimentos para determinar a capacidade de carga do solo, prova de carga em placa, métodos teóricos e métodos semi-empíricos.

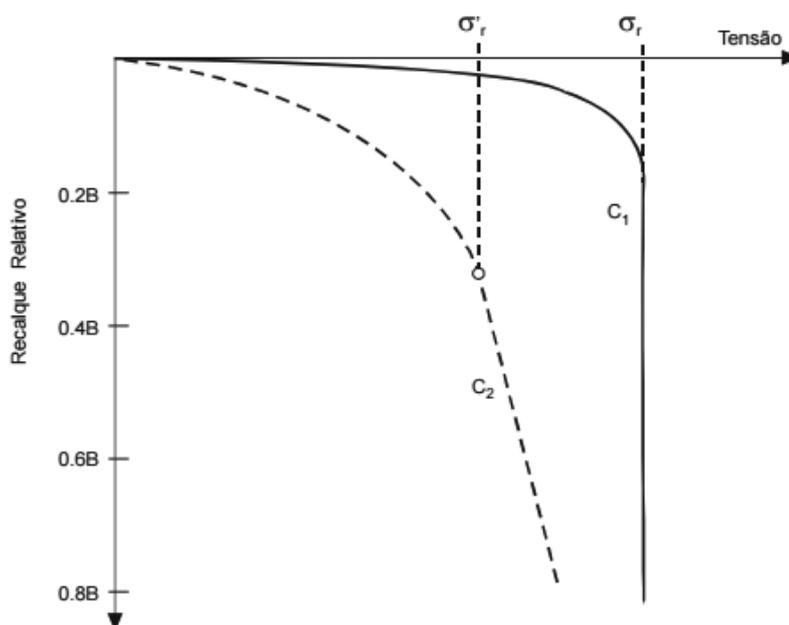
#### 2.2.1.1 Prova de carga em placa

A prova de carga em placa, segundo a NBR 6122 (ABNT 2010), é definida como o “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”.

Cintra *et al.* (2011) descreve que este ensaio consiste na instalação de uma placa, assente na mesma cota de projeto da base da sapata, onde aplicam-se cargas em estágios e efetuam-se medidas simultâneas de recalque. A placa é circular, rígida,

com diâmetro igual a 0,80 m e é constituída de aço. O autor ainda cita a interpretação da curva “tensão x recalque” gerada pelo ensaio.

Segundo Terzaghi (1943 *apud* Menegotto, 2004), se o solo é bastante compacto ou rijo a curva tensão x recalque se assemelha a curva  $C_1$  (Figura 2.1), podendo-se observar uma tensão de ruptura  $\sigma_r$ . Em contrapartida, admitindo-se um solo fofo ou mole, a curva assemelha-se a  $C_2$ , não possuindo uma tensão de ruptura nitidamente definida. Assim, admite-se a capacidade de carga igual a abcissa  $\sigma'_r$  do ponto onde a curva se torna retilínea.



**Figura 2.1 – Exemplo de curva carga x recalque.**  
**Fonte: Terzaghi (1943 *apud* Menegotto, 2004)**

### 2.2.1.2 Métodos teóricos

A NBR 6122 (ABNT, 2010) ainda se refere aos métodos teóricos, onde é citada a possibilidade de utilização de métodos analíticos (teorias de capacidade de carga) que abranjam todas as particularidades do projeto, até mesmo a natureza da carga (drenado ou não drenado).

Velloso e Lopes (2011) destacam dois métodos para determinar a capacidade de carga, a Teoria de Terzaghi (1943) e a Teoria de Meyerhof (1951). Cintra *et al.*

(2011) cita outros métodos consagrados, como a proposição de Vesic (1975 *apud* Cintra *et al.*, 2011) e o método de Skempton (1951 *apud* Cintra *et al.*, 2011).

### 2.2.1.3 Métodos semi-empíricos

Define-se como métodos semi-empíricos, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010):

“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”.

Cintra *et al.* (2011) menciona a determinação da capacidade de carga por meio de correlações com valores do índice de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ) do SPT (*Standard Penetration Test*) ou da resistência de ponta ( $q_c$ ) do CPT (*Cone Penetration Test*).

As correlações utilizando o ensaio de SPT foram estudadas por Teixeira (1996) e também por Mello (1975). Já as que utilizam o ensaio de CPT foram apresentadas por Teixeira e Godoy (1996 *apud* Cintra *et al.*, 2011).

É citado por Cintra *et al.* (2011) a existência de uma tabela de valores básicos de tensão admissível (Tabela 2.1), de natureza empírica, presente nas versões anteriores a NBR 6122 antecedentes à versão de 2010. Estes valores tinham como base a descrição do terreno (classificação e determinação da compacidade ou consistência através de investigações de campo e/ou laboratoriais) e serviam para orientações iniciais. Na versão de 2010 é desconsiderado o uso de métodos empíricos para determinar a capacidade de carga, em compensação, essa norma alterou a definição do método semi-empírico e fez com que os antigos métodos empíricos sejam considerados semi-empíricos.

Tabela 2.1 – Pressões básicas dos solos

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

- Notas:
- a) Para a descrição dos diferentes tipos de solo, seguir as definições na NBR 6502
  - b) No caso de calcário ou qualquer outra rocha cárstica, devem ser feitos estudos especiais
  - c) Para rochas alteradas ou em decomposição, têm que ser levados em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração.
  - d) Os valores da Tabela 4, válidos para largura de 2 m, devem ser modificados em função das dimensões e da profundidade das fundações conforme prescrito em 6.2.2.5, 6.2.2.6 e 6.2.2.7.

**Fonte: NBR 6122 (ABNT, 1996)**

Vieira (2014) menciona que embora o uso de tabelas de valores típicos de tensões admissíveis não forneçam recalques, os valores indicados estão associados a recalques aceitos em estruturas convencionais, e que, quase sempre se mostram conservadoras.

Segundo Moliterno (2010), o índice de resistência a penetração (IRP) apresenta um valor estimado da grandeza da tensão admissível. Para se obter valores mais próximos da realidade deve-se então realizar provas de carga. Algumas destas relações são apresentadas nas Tabelas 2.2 e 2.3.

Tabela 2.2 – Tensão admissível – Fundação direta - IPT

Solo	Número de golpes IRP	Características físicas	Pressão admissível (kgf/cm <sup>2</sup> )
Argilas	< 4	Consistências	mole < 1
	4 - 8		média 1,0 - 2,0
	8 - 15		rija 2,0 - 3,5
	> 15		dura > 3,5
Areias	< 5	Compacidade	fofa finas <1,0 grossas < 4,5
	5 - 10		média finas 1,0 - 2,5 grossas 1,0 - 3,0
	10 - 25		compacta finas 2,5 - 5 grossas 3,0 - 3,5
	> 25		muito compacta > 5
Rochas alteradas	Amostrador impenetrável somente com rotativa	Dureza	mole < 4 média 4 - 8 dura > 8

Fonte: Moliterno (2010)

Se o amostrador indicado no perfil não for do tipo IPT, deve-se então utilizar-se da tabela de correlações a seguir:

Tabela 2.3 – Correlações de outros amostradores em relação ao IPT

Solo	Denominação	Mohr-geotécnica	Terzaghi-Peck	IPT
		$\phi_e = 41 \text{ mm}$ $\phi_i = 25 \text{ mm}$	$\phi_e = 41 \text{ mm}$ $\phi_i = 25 \text{ mm}$	$\phi_e = 41 \text{ mm}$ $\phi_i = 25 \text{ mm}$
Compacidade de areias e siltes arenosos	Fofa	$\leq 2$	$\leq 4$	$< 5$
	Pouco compacta	3 - 5	5 - 5	-
	Med. compacta	6 - 11	9 - 18	5 - 10
	Compacta	12 - 24	19 - 41	11 - 25
	Muito compacta	$> 24$	$> 41$	$> 25$
Consistência de argilas e siltes argilosos	Muito mole	$< 1$	$< 2$	-
	Mole	1 - 3	2 - 5	$< 4$
	Média	4 - 6	6 - 10	4 - 8
	Rija	7 - 11	11 - 19	8 - 15
	Dura	$> 11$	$> 19$	$> 15$

Fonte: Moliterno (2010)

## 2.3 DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS RÍGIDAS SUBMETIDAS A CARGAS AXIAIS

As sapatas geralmente são indicadas para regiões em que o terreno é homogêneo e o solo apresenta boa ou média capacidade de carga, podendo ser executadas sem custo elevado, possuindo um comportamento bastante eficiente.

As principais vantagens do emprego de sapatas é a rapidez na execução e a dispensa de equipamentos específicos e de transporte, como é o caso das estacas (CARVALHO; PINHEIRO, 2013).

Segundo Alonso (2010), a utilização de sapatas somente mostra-se vantajosa quando a área ocupada pela fundação ocupar no máximo de 50% a 70% da área disponível. Deve-se evitar utilizar esta solução para alguns dos casos a seguir:

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

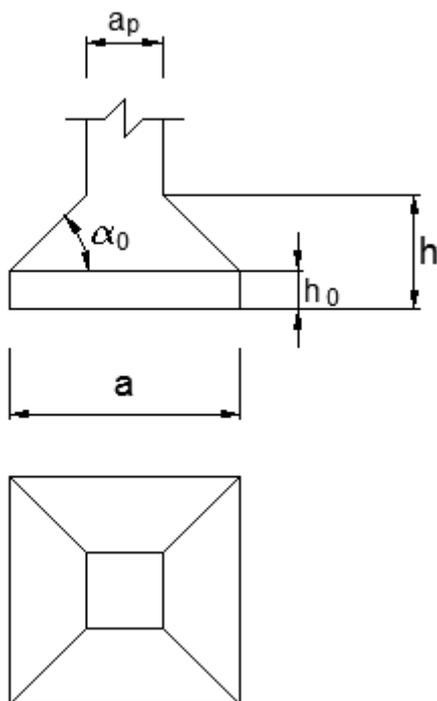
O dimensionamento de sapatas rígidas deve considerar o comportamento estrutural caracterizado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) como:

- O trabalho a flexão acontece nas duas direções, para cada direção, a tração na flexão é uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Esta consideração não se aplica a compressão na flexão, pois ela ocorre na região mais próxima em que o pilar se apoia na sapata, o mesmo ocorre para sapatas muito alongadas em relação a forma do pilar;
- O trabalho ao cisalhamento ocorre também nas duas direções, apresentando ruptura por compressão diagonal e não por tração diagonal. Este efeito ocorre pela impossibilidade física de ocorrer punção.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2013) o dimensionamento de sapatas rígidas submetidas a cargas axiais segue as seguintes diretrizes:

- Definir suas dimensões em planta;
- Garantir a rigidez da sapata em função da altura total  $h$  (Equação 2.2);
- Analisar as tensões de cisalhamento, verificando a ausência de punção e realizar o cálculo para compressão diagonal no concreto;
- Realizar o dimensionamento à flexão, determinando a armadura.

A altura  $h$ , bem como o lado da sapata e outras dimensões utilizadas pra realizar o cálculo estão representadas na Figura 2.2.



**Figura 2.2 – Dimensões da sapata**  
**Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013)**

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) as sapatas podem ser consideradas rígidas quando nas duas direções a Equação (2.2) for satisfeita:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (2.2)$$

Onde:

$h$  = altura da sapata;

$a$  = dimensão da sapata em uma determinada direção;

$a_p$  = dimensão do pilar na mesma direção.

Carvalho e Pinheiro (2013) sugerem que para determinar a altura total  $h$  da sapata no anteprojeto, pode-se considerar um ângulo  $\alpha$  igual ou superior a  $30^\circ$  para sapatas rígidas e menor do que  $30^\circ$  para sapatas flexíveis.

A tangente do ângulo  $\alpha$ , desprezando  $h_0$ , pode ser escrita como (Figura 2.2):

$$\tan \alpha_0 = \frac{h}{(a - a_p)/2} = \frac{2 \cdot h}{(a - a_p)} \quad (2.3)$$

Conhecendo a relação para que a sapata seja considerada rígida, obtida pela Equação (2.2), pode-se reescrever a expressão como:

$$\frac{2 \cdot h}{(a - a_p)} = \frac{2}{3} \quad (2.4)$$

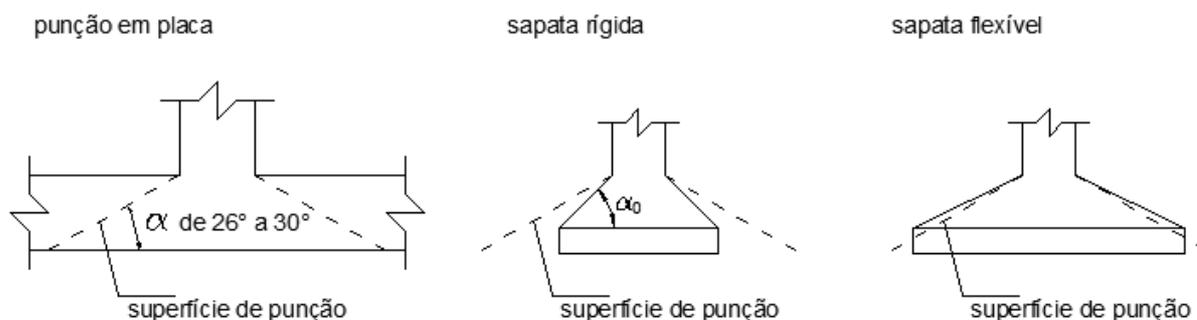
Então, a Equação (2.3) fica sendo:

$$\tan \alpha_0 = \frac{2 \cdot h}{(a - a_p)} = \frac{2}{3} \rightarrow \alpha_0 = 33,69^\circ \quad (2.5)$$

Temos então um ângulo limite de  $\alpha_0 = 33,69^\circ$  para que a sapata seja admitida como rígida, tendo em vista que o cone de punção se forma com um ângulo entre  $26^\circ$  e  $30^\circ$  (Figura 2.3), pode-se então concluir que ele sempre estará fora da sapata, eliminando assim a necessidade de verificação da tração diagonal.

A altura da sapata deve possuir uma dimensão necessária a garantir sua rigidez, para isso deve-se utilizar da Equação (2.2) citada no item 2.3. Em geral é

conveniente atribuir para  $\alpha$  um valor de  $30^\circ$  e utilizar um valor de 10 cm para  $h_0$ , obtendo-se uma solução inicial satisfatória.



**Figura 2.3 – Superfícies de punção**  
 Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013)

### 2.3.1 Definição das dimensões em planta

A verificação inicial é feita através das tensões no solo, onde não devem ser superiores à tensão admissível. Em uma sapata que possui uma área “A”, peso próprio “P”, e uma carga “N” aplicada pelo pilar, devemos ter (CARVALHO E PINHEIRO, 2013):

$$\sigma_{solo} = \frac{(N + P)}{A} \leq \sigma_a \quad (2.6)$$

Ou, para Campos (2015):

$$\sigma_{solo} = \frac{\gamma_p \cdot (N)}{A} \leq \sigma_a \quad (2.7)$$

Onde:

$\sigma_{solo}$  = tensão no solo;

N = carga aplicada pelo pilar;

$\gamma_p$  = coeficiente de majoração devido ao peso próprio da estrutura;

A = área em planta da sapata;

$\sigma_a$  = tensão admissível do solo.

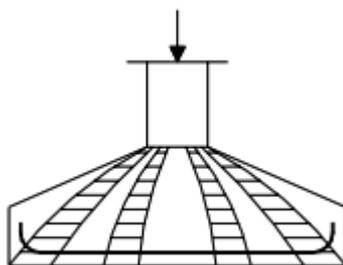
É indicado que caso o pilar seja retangular, a sapata seja também retangular e tenha lados proporcionais aos do pilar, para garantir que os momentos sejam aplicados nas direções iguais, de maior inércia. Assim, define-se as dimensões em planta das sapatas isoladas.

Determinada a área da sapata é possível definir as dimensões em planta e assim calcular a altura mínima para que seja considerada rígida, conforme Equação (2.2).

### 2.3.2 Verificação da compressão das bielas

A teoria de cálculo de sapatas rígidas, obedecendo o comportamento de bielas, foi desenvolvido pelo engenheiro francês M. Lebellet em 1936. Tratando-se de ruptura por cisalhamento em fundações rígidas, ela ocorre sob a forma de punção com fissuras inclinadas a 45° (CAMPOS, 2015).

Embora a verificação de punção seja desnecessária, tendo em vista que a transferência de carga fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção e não existe a possibilidade física de ocorrência de tal fenômeno, há a necessidade de verificar a tensão de ruptura na biela comprimida (Figura 2.4) conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).



**Figura 2.4 – Bielas de Compressão**  
**Fonte: Silva (1998)**

O cálculo da compressão diagonal, presente na NBR 6118 (ABNT, 2014), apresentado por Carvalho e Pinheiro (2013), é realizado conforme as expressões a seguir:

$$\tau_{sd} = \frac{V_l}{u_p \cdot d} \quad (2.8)$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (2.9)$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} \quad (2.10)$$

Onde:

$\tau_{sd}$  = é a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

$V_l$  = força cortante no perímetro do pilar; por segurança é conveniente utilizar a força normal agindo no pilar;

$u_p$  = perímetro referente ao contorno do pilar;

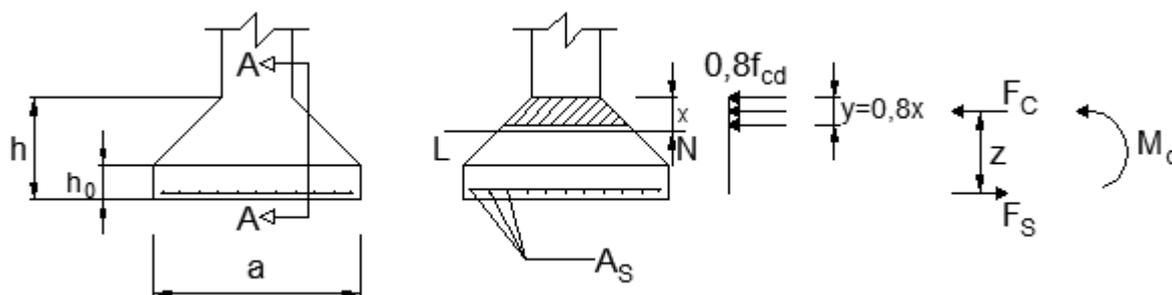
$d$  = altura útil da sapata;

$\tau_{Rd2}$  = tensão de cisalhamento resistente de cálculo-limite na ligação com o pilar;

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

### 2.3.3 Dimensionamento á flexão

Pode-se proceder com o cálculo à flexão da mesma forma que o cálculo realizado em vigas, porém, segundo Carvalho e Pinheiro (2013), neste caso a região comprimida de concreto não possui forma retangular (Figura 2.5), possibilitando determinar a armadura longitudinal ( $A_s$ ) necessária.

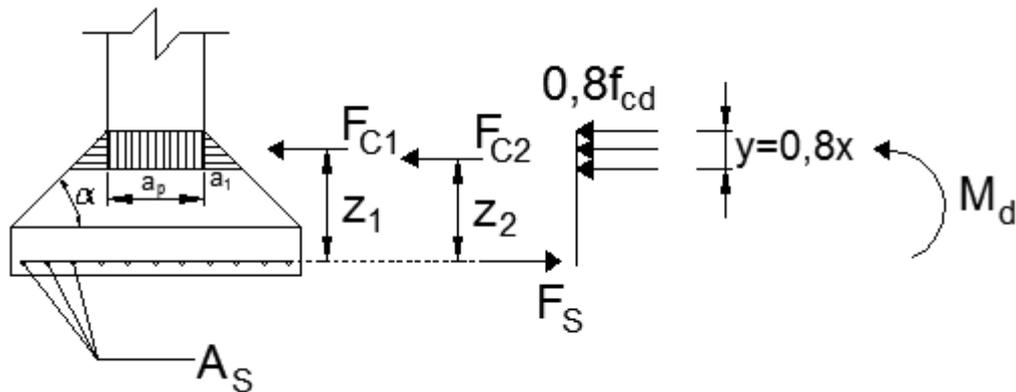


**Figura 2.5 – Tensões normais e forças resultantes no concreto e armadura**  
**Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013)**

Podemos observar no corte AA da Figura 2.5 a região trapezoidal (hachurada) de concreto que está sendo comprimida, que possui uma tensão limite igual a  $0,80 \cdot f_{cd}$ , este valor deve-se ao fato de que as fibras decrescem no sentido da linha neutra à borda mais comprimida. A tensão de compressão possui uma força resultante ( $F_c$ ) que deve ser equilibrada pela força que resulta da tensão de tração na armadura ( $F_s$ ).

Para simplificar o cálculo pode-se decompor a força de compressão em duas parcelas: a primeira parcela ( $F_{c1}$ ) resultante da tensão que está agindo na região retangular de largura  $a_p$  e altura  $0,8 \cdot x$ , e a segunda parcela ( $F_{c2}$ ) resultante da tensão

que está agindo nas regiões triangulares de base  $a_1$  e com altura  $0,8.x$ , como podemos ver na Figura 2.6.



**Figura 2.6 – Esquema para determinação da armadura longitudinal**  
 Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013)

O momento externo aplicado ( $M_d$ ) deve ser igual ao momento interno resistente produzido pelas forças  $F_{c1}$  e  $F_{c2}$ .

### 2.3.3.1 Determinação das forças de compressão

Utiliza-se as expressões a seguir para determinar as forças de compressão (CARVALHO; PINHEIRO, 2013):

$$F_{c1} = a_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,8 \cdot f_{cd} = a_p \cdot 0,64 \cdot x \cdot f_{cd} \quad (2.9)$$

$$F_{c2} = \frac{a_1 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,8 \cdot f_{cd}}{2} \cdot 2 \quad (2.10)$$

Sabendo que:

$$a_1 = 0,8 \cdot x \cdot \cot \alpha \quad (2.11)$$

Podemos reescrever  $F_{c2}$  como sendo:

$$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd} \quad (2.12)$$

### 2.3.3.2 Momentos resistentes devido as parcelas de compressão $F_{c1}$ e $F_{c2}$

O momento resistente é obtido realizando o produto da força pelo braço de alavanca, sendo  $d$  a altura útil da seção. Como recomendação, a favor da segurança, deve-se utilizar como altura útil a altura da sapata menos o cobrimento e menos 1,5 vez o diâmetro da barra longitudinal (CARVALHO; PINHEIRO, 2013).

$$\begin{aligned} M_{Fc1} &= F_{c1} \cdot Z_1 = a_p \cdot 0,64 \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) \\ &= 0,64 \cdot a_p \cdot f_{cd} \cdot x \cdot d - 0,256 \cdot a_p \cdot f_{cd} \cdot x^2 \end{aligned} \quad (2.13)$$

$$M_{Fc2} = F_{c2} \cdot Z_2 = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd} \cdot \left( d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x \right) \quad (2.14)$$

$$M_{Fc2} = 0,512 \cdot f_{cd} \cdot x^2 \cdot d \cdot \cot \alpha - 0,273 \cdot f_{cd} \cdot x^3 \cdot \cot \alpha$$

### 2.3.3.3 Momento resistente total

O momento total, segundo Carvalho e Pinheiro (2013), é a soma dos momentos das duas parcelas da força de compressão, sendo igual ao momento de cálculo para a seção:

$$M_{Fc1} + M_{Fc2} = M_d \quad (2.15)$$

$$0,64 \cdot a_p \cdot f_{cd} \cdot x \cdot d - 0,256 \cdot a_p \cdot f_{cd} \cdot x^2 + 0,512 \cdot f_{cd} \cdot x^2 \cdot d \cdot \cot \alpha - 0,273 \cdot f_{cd} \cdot x^3 \cdot \cot \alpha = M_d \quad (2.16)$$

$$\begin{aligned} & [(-0,273 \cdot \cot \alpha) \cdot x^3 + (0,512 \cdot d \cdot \cot \alpha - 0,256 \cdot a_p) \cdot x^2 \\ & + (0,64 \cdot a_p \cdot d) \cdot x] - \frac{M_d}{f_{cd}} = 0 \end{aligned} \quad (2.17)$$

### 2.3.3.4 Cálculo da armadura

Para determinar a armadura ( $A_s$ ), como todos os valores são conhecidos, exceto o valor de  $x$ , basta determiná-lo (CARVAHO; PINHEIRO, 2013):

$$F_s = F_{c1} + F_{c2} \quad (2.18)$$

$$\begin{aligned} A_s \cdot f_{yd} &= a_p \cdot 0,64 \cdot x \cdot f_{cd} + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha \cdot f_{cd} \\ A_s &= \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot (a_p \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cot \alpha) \end{aligned} \quad (2.19)$$

### 2.3.4 Cálculo do momento solicitante

Utilizando ainda a formulação de Carvalho e Pinheiro (2013), a armadura de tração principal é calculada para o momento fletor atuante na seção mais solicitada (Figura 2.7) e ocorre em uma das faces do pilar, esta armadura é colocada em cada direção na face inferior da sapata.

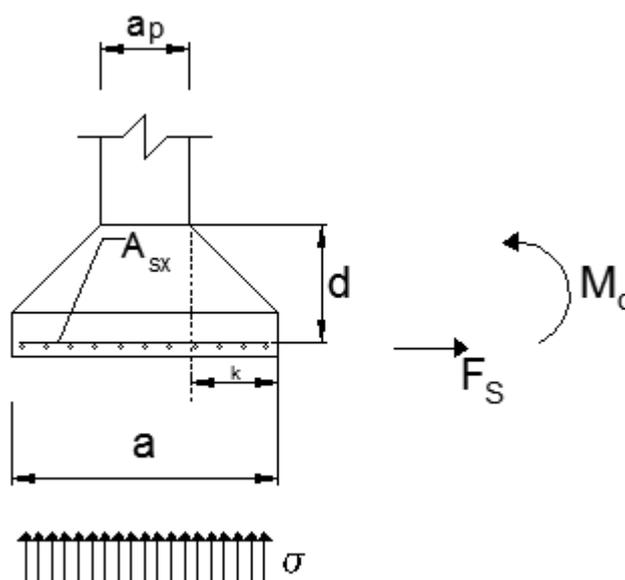


Figura 2.7 – Esquema para o dimensionamento da armadura longitudinal  
Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013)

É necessário considerar a largura **b** da sapata, na outra direção, posteriormente distribuindo a armadura por toda esta dimensão

Este momento fletor é calculado pela expressão (2.20):

$$M_s = b \cdot \sigma \cdot \frac{[(a - a_p)/2]^2}{2} = b \cdot \sigma \cdot \frac{(a - a_p)^2}{8} \quad (2.20)$$

Para realizar o dimensionamento da armadura, este momento deve ser transformado em momento de cálculo ( $M_d$ ), seguindo o dimensionamento à flexão presente na seção 2.3.3.

## 2.4 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO

Segundo Almeida (2002), os domínios de deformações são as regiões delimitadas que surgem em um diagrama de deformações correspondentes ao ELU para uma seção que está submetida a solicitações normais, como na Figura 2.8.

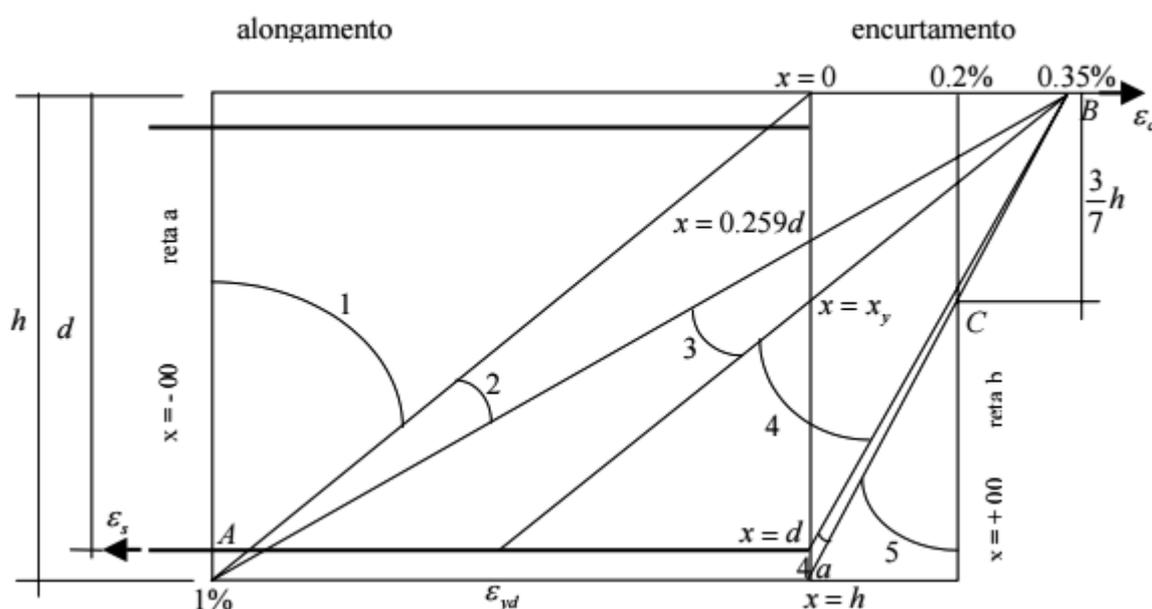


Figura 2.8 – Domínios de deformação.  
Fonte: Almeida (2002).

O domínio 1 corresponde a peças com seção totalmente tracionadas, porém, de maneira não uniforme. O domínio 2, 3 e 4 fazem referência às seções submetidas a flexão simples e composta com grande excentricidade. Sendo no domínio 2 a posição da linha neutra  $x \leq 0,259.d$ , onde d é a altura útil da seção. No domínio 3, a posição da linha neutra atende a  $x > 0,259.d$ , sendo esta a situação desejável para projeto. Para o domínio 4 tem-se que  $x > x_y$  até  $x \leq d$ .

O domínio 4a refere-se as seções com flexão composta com pequena excentricidade, onde  $x > d$  até  $x \leq h$ . Para o domínio 5, tem-se a ocorrência de compressão não uniforme, sendo toda a seção comprimida, onde temos que  $x > h$  (ALMEIDA, 2002).

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA

A NBR 6122 (ABNT, 2010) apresenta que, ao considerar o peso próprio da estrutura de concreto do elemento de fundação, deve-se admiti-lo como no mínimo 5% da carga vertical permanente.

Campos (2015), recomenda que se utilize um coeficiente de majoração de 5% a 10% para sapatas rígidas.

Silva (1998) recomenda que para sapatas flexíveis seja utilizado um coeficiente igual a 1,05 e para sapatas rígidas 1,10.

Diante das recomendações acima, observa-se que existe um intervalo entre 1,05 e 1,10 e não existem maiores informações sobre sua utilização, sendo apenas delimitado em um mínimo de 5%, variando conforme o autor e cabendo ao projetista determiná-lo.

Para avaliar o coeficiente de majoração devido ao peso próprio da estrutura de concreto da fundação, este trabalho realizou um estudo numérico do dimensionamento de sapatas rígidas em diferentes situações de tensão admissível do solo e de carga aplicada sobre a sapata.

#### 3.2 METODOLOGIA DE ANÁLISE

Este item apresenta a metodologia de cálculo utilizada e os procedimentos executados para atingir os resultados finais deste trabalho e conseguir determinar qual é a relação existente entre o peso da sapata e a carga nela aplicada.

### 3.2.1 Tensões admissíveis dos solos

Inicialmente, definiram-se as tensões admissíveis dos solos em que foram realizados os cálculos de dimensionamento das sapatas. Utilizaram-se as tensões admissíveis estimadas por Moliterno (2010), conforme apresentado na Tabela 2.2, sendo adotados seis tipos de solos, divididos entre três argilas, com diferentes consistências, e três areias com variadas compacidades.

#### 3.2.1.1 Argilas utilizadas nos cálculos

- Argila mole –  $0,9 \text{ kgf/cm}^2 = 90 \text{ kPa}$ ;
- Argila média –  $1,5 \text{ kgf/cm}^2 = 150 \text{ kPa}$ ;
- Argila rija –  $3,5 \text{ kgf/cm}^2 = 350 \text{ kPa}$ .

#### 3.2.1.1 Areias utilizadas nos cálculos

- Areia fofa (grossa) –  $2,0 \text{ kgf/cm}^2 = 200 \text{ kPa}$ ;
- Areia média (grossa) –  $3,0 \text{ kgf/cm}^2 = 300 \text{ kPa}$ ;
- Areia compacta (grossa) –  $5,0 \text{ kgf/cm}^2 = 500 \text{ kPa}$ .

### 3.2.2 Cargas Axiais

Para o dimensionamento numérico das sapatas foram utilizadas três magnitudes de cargas axiais aplicadas à estrutura de fundação, 250 kN, 500 kN e 1000 kN. Cada carga foi utilizada no dimensionamento de uma sapata rígida

juntamente com cada tensão admissível estipulada no item 3.2.1, gerando assim dezoito modelos de cálculo.

### 3.2.3 Dimensionamento numérico

Realizou-se o dimensionamento estrutural das sapatas rígidas seguindo as indicações do item 2.3. A primeira etapa consistiu em determinar as dimensões em planta das dezoito situações propostas, utilizando as Equações 2.6 e 2.7. Para realizar o dimensionamento, foi desconsiderada a parcela referente ao peso próprio da estrutura de concreto da fundação (P) existente na Equação 2.6, ou, tratando-se da Equação 2.7, o coeficiente  $\gamma_p$ .

A retirada da parcela da carga P ou do coeficiente  $\gamma_p$  deve-se ao fato de que os mesmos são o objeto de estudo deste trabalho e referem-se ao peso próprio da estrutura de concreto armado da fundação. Como o objetivo deste trabalho é esse valor, realizou-se o dimensionamento das sapatas sem majorar a carga vertical para então conhecer o peso real do elemento de concreto.

Com a área determinada, o lado da sapata foi obtido como a raiz quadrada da mesma, considerando que a sapata tenha lados iguais.

Após definir as dimensões em planta, a etapa seguinte consistiu em garantir a rigidez das sapatas, utilizando a Equação 2.2. Este processo permitiu definir as alturas das sapatas para realizar os cálculos seguintes e determinar o volume do elemento. Para efeito de cálculo, utilizou-se de um pilar quadrado com dimensão de lado igual a 25 cm, gerando a mesma condição nas dezoito situações.

Com a rigidez garantida, verificou-se então a tensão de ruptura nas bielas comprimidas (compressão diagonal), conforme o item 2.3.2. Foi considerado um concreto com resistência característica a compressão igual a 25 MPa para os dezoito modelos de cálculo.

Como este trabalho não aborda o detalhamento da armadura das sapatas, foi realizado o cálculo da relação entre a linha neutra e a altura útil das sapatas ( $x/d$ ) para garantir que as mesmas estejam dentro dos domínios 2 e 3 (dimensionamento de

elementos de concreto), o que garante que o concreto e a armadura estejam adequadamente solicitados, apresentando ruptura dúctil.

Para realizar esta verificação, inicialmente determinou-se o valor do momento solicitante de cálculo utilizando a Equação 2.20. Com este valor, pode-se então verificar a posição da linha neutra através da Equação 2.17. Com a posição da linha neutra, dividiu-se este valor pela altura útil do elemento.

### 3.2.4 Coeficiente de majoração

A etapa inicial para definir o coeficiente de majoração da carga vertical ( $\gamma_p$ ) consistiu em determinar qual é o volume de concreto das sapatas descritas nos procedimentos do item 3.2.3. Para isso, dividiu-se a sapata em dois sólidos conhecidos, conforme a Figura 3.1. A parte 1 é um paralelepípedo de base retangular, delimitado por  $B \times B \times h_0$ , e a parte 2 consiste em um tronco de pirâmide reta, sendo o volume total dado por:

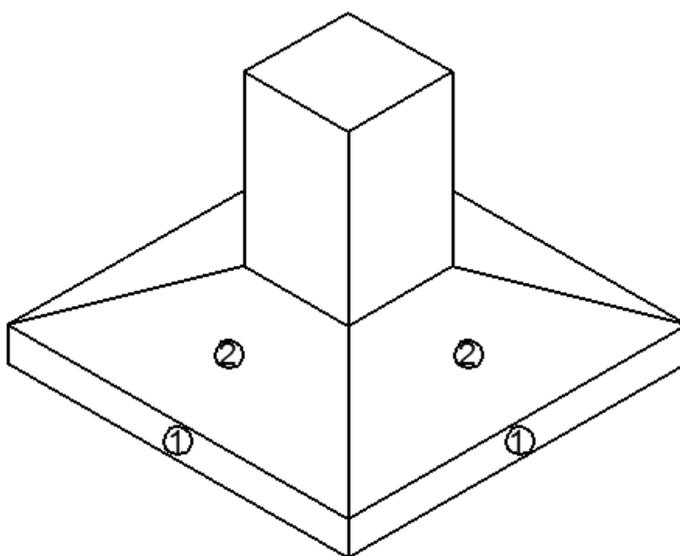


Figura 3.1 – Exemplo de sapata utilizada no cálculo do volume

$$V_{Total} = V_{Par1} + V_{Tpir2} \quad (3.1)$$

Onde:

$V_{Total}$  = Volume total da sapata;

$V_{Par1}$  = Volume do paralelepípedo;

$V_{Tpir2}$  = Volume do tronco de pirâmide reta.

$$V_{Par1} = A_B \cdot h_0 \quad (3.2)$$

Onde:

$A_B$  = Área da base do paralelepípedo, delimitada por  $B^2$ ;

$h_0$  = Altura do paralelepípedo.

$$V_{Tpir2} = \frac{H_t}{3} \cdot [(\sqrt{A_{BP}} \cdot \sqrt{a_{BP}}) + A_{BP} + a_{BP}] \quad (3.3)$$

Onde:

$H_t$  = Altura do tronco de pirâmide reta;

$A_{BP}$  = Área da base da pirâmide reta;

$a_{BP}$  = Área do topo da pirâmide reta.

Após realizar o cálculo do volume total, determinou-se o peso da sapata multiplicando o volume pelo peso específico do concreto armado. Utilizou-se como peso específico do concreto armado a recomendação da NBR 6120 (ABNT, 1980):

$$\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3 \quad (3.4)$$

Temos então, a seguinte equação:

$$P_{SAPATA} = V_{Total} \cdot \gamma_{conc} \quad (3.5)$$

Onde:

$P_{SAPATA}$  = Peso da sapata, em kN;

$V_{Total}$  = Volume total da sapata, em m<sup>3</sup>;

$\gamma_{conc}$  = Peso específico do concreto armado, 25 kN/m<sup>3</sup>.

Com o peso próprio da sapata determinado, foi possível definir o coeficiente de majoração da carga vertical devido ao peso próprio da estrutura de concreto da fundação. Este coeficiente foi definido relacionando a porcentagem que o peso próprio da sapata representa em relação à carga N aplicada na mesma.

$$\gamma_p = \left( \frac{P_{SAPATA}}{N} \right) + 1 \quad (3.6)$$

Onde:

$\gamma_p$  = Coeficiente de majoração da carga vertical devido ao peso próprio.

$P_{SAPATA}$  = Peso da sapata, em kN;

N = Carga aplicada a sapata, em kN.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos neste trabalho serão apresentados nos itens a seguir, bem como as considerações e análises dos mesmos.

### 4.1 DIMENSÕES EM PLANTA DAS SAPATAS

Os primeiros resultados obtidos foram as dimensões da base das sapatas. Essas dimensões estão relacionadas com a capacidade de carga que o solo possui e a carga que está sendo aplicada na estrutura de fundação, como apresentado nas Tabelas 4.1 e 4.2.

**Tabela 4.1 – Dimensões em planta das sapatas (m<sup>2</sup>)**

Tensão admissível do solo (kPa)		Cargas Axiais (kN)		
		250	500	1000
Argilas	90	3.89	7.78	15.56
	150	2.33	4.67	9.33
	350	1.00	2.00	4.00
Areias	200	1.75	3.50	7.00
	300	1.17	2.33	4.67
	500	0.70	1.40	2.80

**Tabela 4.2 – Lado das sapatas (m)**

Tensão admissível do solo (kPa)		Cargas Axiais (kN)		
		250	500	1000
Argilas	90	1.97	2.79	3.94
	150	1.53	2.16	3.05
	350	1.00	1.41	2.00
Areias	200	1.32	1.87	2.65
	300	1.08	1.53	2.16
	500	0.84	1.18	1.67

O maior valor encontrado de área da sapata é referente à maior carga aplicada, juntamente com a menor capacidade de carga do solo (15,56 m<sup>2</sup>), assim como o menor valor de área faz referência a menor carga aplicada, com a maior capacidade de carga do solo utilizada (0,7 m<sup>2</sup>), valores esperados, pois a área é uma relação direta da carga aplicada e da capacidade de carga do solo.

Pode-se observar na Figura 4.1 que a área da sapata possui uma variação linear em relação à carga aplicada. Porém, a inclinação da reta aumenta quando reduzida a tensão admissível do solo.

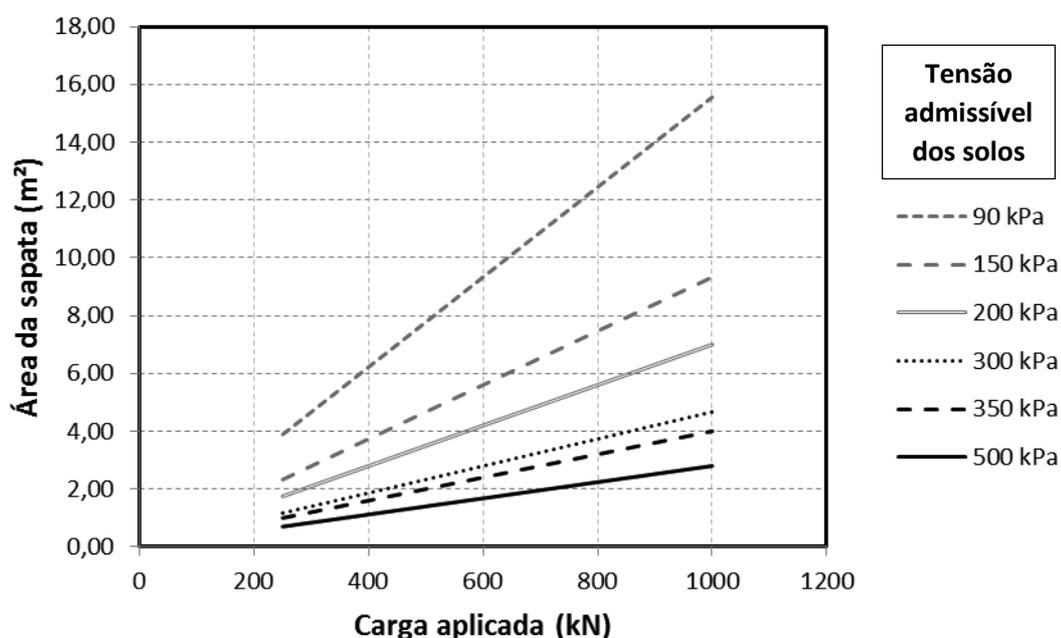


Figura 4.1 – Variação da área das sapatas.

## 4.2 ALTURA DA SAPATA

A Tabela 4.3 apresenta os resultados obtidos para as alturas das sapatas, na qual se garantiu a rigidez das mesmas para variadas cargas axiais e tensões admissíveis do solo.

Tensão admissível do solo (kPa)		Cargas Axiais (kN)		
		250	500	1000
Argilas	90	0.57	0.85	1.23
	150	0.43	0.64	0.93
	350	0.25	0.39	0.58
Areias	200	0.36	0.54	0.80
	300	0.28	0.43	0.64
	500	0.20	0.31	0.47

A maior altura de sapata encontrada foi de 1,23 m e a menor 0,20 m. Pode-se observar na Figura 4.2 que este parâmetro não segue uma variação totalmente linear. Isso se deve ao fato de que a altura da sapata depende da dimensão do pilar que nela se apoia (considerado igual em todas as situações) e do comprimento da aba da sapata. Semelhante ao caso anterior, observa-se que a inclinação das retas aumenta quando reduzida a tensão admissível do solo.

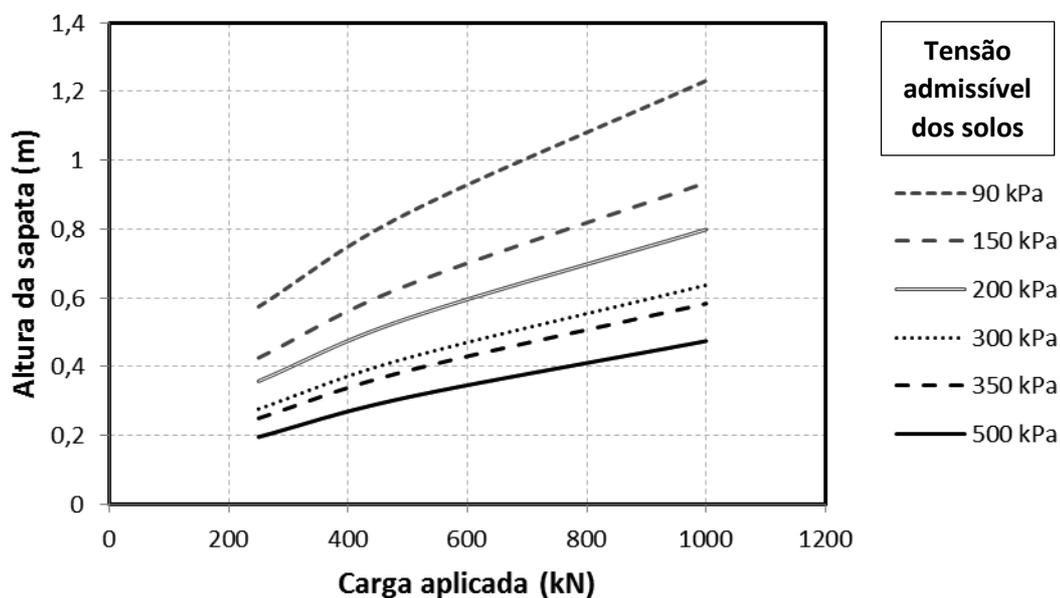


Figura 4.2 – Variação da altura das sapatas.

### 4.3 TENSÃO DE COMPRESSÃO DAS BIELAS

Os resultados referentes à verificação da compressão das bielas nas sapatas são apresentados na Tabela 4.4.

**Tabela 4.4 – Verificação da tensão de compressão nas bielas**

Tensão admissível do solo (kPa)	Cargas Axiais (kN)									
	250			500			1000			
	$\tau_{sd}$ (MPa)	$\tau_{rd2}$ (MPa)	Verif	$\tau_{sd}$ (MPa)	$\tau_{rd2}$ (MPa)	Verif	$\tau_{sd}$ (MPa)	$\tau_{rd2}$ (MPa)	Verif	
Argilas	90	0.681	4.339	Ok	0.890	4.339	Ok	1.195	4.339	Ok
	150	0.958	4.339	Ok	1.213	4.339	Ok	1.600	4.339	Ok
	350	1.842	4.339	Ok	2.134	4.339	Ok	2.675	4.339	Ok
Areias	200	1.176	4.339	Ok	1.457	4.339	Ok	1.896	4.339	Ok
	300	1.611	4.339	Ok	1.915	4.339	Ok	2.426	4.339	Ok
	500	2.582	4.339	Ok	2.788	4.339	Ok	3.378	4.339	Ok

Todas as sapatas atenderam a verificação de compressão nas bielas. A sapata com maior tensão  $\tau_{sd}$  correspondeu ao maior carregamento aplicado no solo com maior tensão admissível. Este valor pode ser justificado pelo fato da tensão admissível do solo alta reduzir a altura da sapata, diminuindo o ângulo de inclinação da biela e gerando maior tensão  $\tau_{sd}$ .

### 4.4 VERIFICAÇÃO DO DOMÍNIO

Para o aço considerado no dimensionamento, CA-50, o valor limite entre a relação da linha neutra e a altura útil do elemento ( $x/d$ ) é igual a 0,628. Na Tabela 4.5 são apresentados os valores da relação  $x/d$  para as sapatas analisadas.

**Tabela 4.5 – Relação entre linha neutra e altura útil**

Tensão admissível do solo (kPa)		Cargas Axiais (kN)		
		250	500	1000
Argilas	90	0.096	0.108	0.128
	150	0.163	0.148	0.172
	350	0.316	0.265	0.292
Areias	200	0.200	0.178	0.204
	300	0.276	0.236	0.264
	500	0.451	0.354	0.375

Pode-se observar que nenhuma sapata ultrapassou o valor limite de 0,628, sendo que o maior valor encontrado foi de 0,451, referente à sapata assente em um solo com 500 kPa de tensão admissível e 250 kN de carga aplicada. Quando o solo é resistente, combinado com uma carga de baixa magnitude, a sapata apresenta uma altura relativamente baixa, o que em comparação com a linha neutra eleva o valor desta relação, aumentando a proporção da área de compressão no elemento.

Como as sapatas variam entre valores limites correspondentes ao domínio 2 (0,259) e ao domínio 3 (0,628), o dimensionamento é satisfatório.

#### 4.5 COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO

Para determinar o coeficiente de majoração, foram calculados os pesos das sapatas, apresentados na Tabela 4.6.

**Tabela 4.6 – Peso das sapatas em kN**

Tensão admissível do solo (kPa)		Cargas Axiais (kN)		
		250	500	1000
Argilas	90	27.29	72.57	195.51
	150	13.35	35.27	93.98
	350	4.14	10.80	28.38
Areias	200	8.98	23.54	62.47
	300	5.14	13.35	35.27
	500	2.52	6.59	17.24

Verifica-se que o valor do peso da sapata possui grande variação, sendo que o valor máximo encontrado é de 195,51 kN e o mínimo 2,52 kN, fazendo referência às sapatas com maior e menor área de base e maior e menor altura, respectivamente.

Na Tabela 4.7 são apresentados os coeficientes de majoração das sapatas.

**Tabela 4.7 – Coeficientes de majoração das sapatas**

Tensão admissível do solo (kPa)	Cargas Axiais (kN)		
	250	500	1000
Argilas 90 150 350	1,11	1,15	1,20
	1,05	1,07	1,09
	1,02	1,02	1,03
Areias 200 300 500	1,04	1,05	1,06
	1,02	1,03	1,04
	1,01	1,01	1,02

Observa-se que os valores variam entre 1,01 e 1,20. O máximo valor encontrado refere-se à sapata com o maior valor de carga aplicada (1000 kN) para o menor valor de tensão admissível do solo (argila – 90kPa).

Segundo Alonso (2010) não é recomendado executar sapatas em argilas moles, o que pode ser claramente justificado com este valor, onde o peso da sapata corresponde a 20% do valor da carga nela aplicada. Neste caso, além de gerar uma estrutura antieconômica, desconsiderar o peso próprio da sapata pode ocasionar o aparecimento de diversas patologias na estrutura, inclusive comprometer os estados limites últimos e estados limites de serviço de cálculo, podendo inclusive proporcionar a ruína do elemento de fundação.

Nas argilas médias, os valores variam de 1,05 a 1,09, obedecendo ao intervalo de valores propostos por Campos (2015), que são de 1,05 a 1,10.

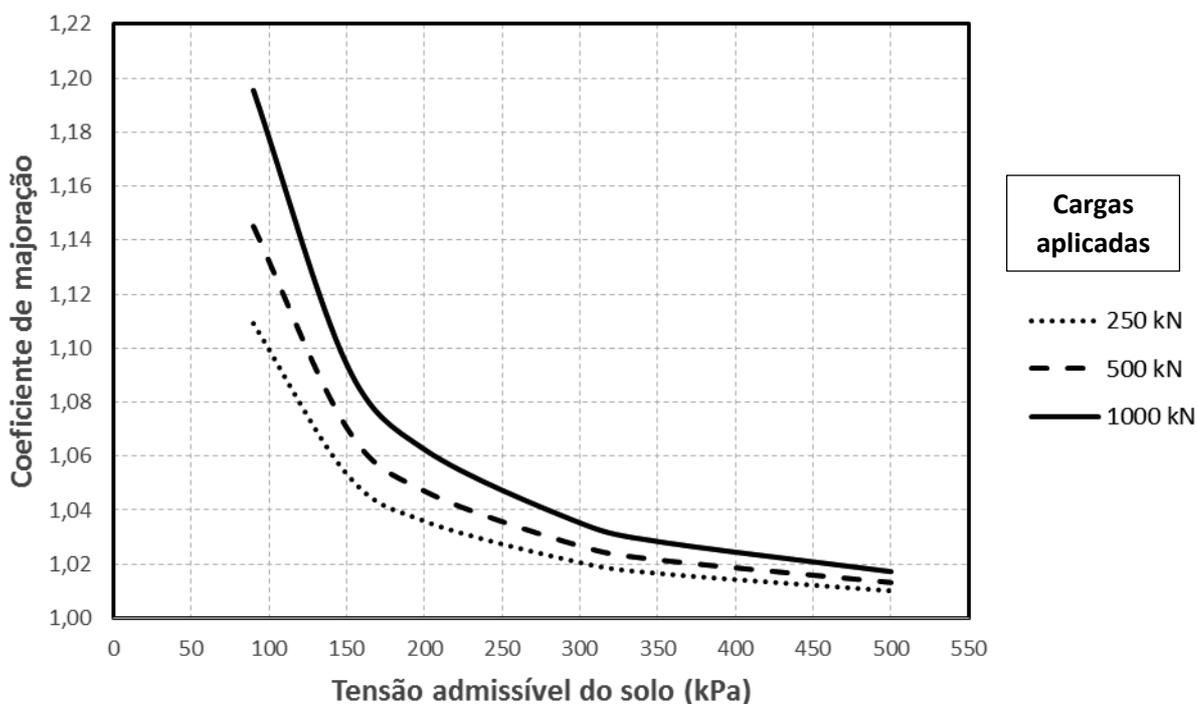
Para as argilas rijas, os valores ficam abaixo do mínimo de 1,05 determinado pela NBR 6122 (ABNT, 2010).

Nas areias fofas, o valor de 1,05 pode ser satisfatoriamente empregado, pois os coeficientes obtidos variaram entre 1,04 e 1,06. Nas areias médias e compactas, o coeficiente de majoração ficou sempre abaixo de 1,05, sendo nessas últimas entre 1,01 e 1,02. Utilizar um coeficiente de 1,10 para areias com tensão admissível em

torno de 500 kPa pode majorar a carga em nove vezes mais do que o necessário, podendo tornar a estrutura de fundação antieconômica.

#### 4.5.1 Relação entre o coeficiente de majoração e a tensão admissível

A Figura 4.3 apresenta a relação da tensão admissível do solo e o coeficiente de majoração para cargas aplicadas iguais a 250 kN, 500 kN e 1000 kN.



**Figura 4.3 – Variação do coeficiente de majoração conforme a tensão admissível do solo**

Pode-se observar que para solos com tensões admissíveis elevadas, acima de 300 kPa, as linhas tendem a convergir para valores entre 1,02 e 1,01, que são valores relativamente baixos, independente do tipo de solo.

Para valores abaixo de 200 kPa, a variação dos valores é maior, o que torna a utilização de um coeficiente de majoração igual a 1,10 adequada, principalmente para cargas elevadas.

As resistências médias, de 200 kPa a 350 kPa, permeiam em torno de 1,02 a 1,06, o que torna o coeficiente mínimo de 1,05 recomendado pela NBR 6122 (ABNT, 2010) satisfatório.

#### 4.5.2 Relação entre o coeficiente de majoração e a carga aplicada

É possível observar a interferência da carga aplicada na sapata com o coeficiente de majoração analisando a Figura 4.4.

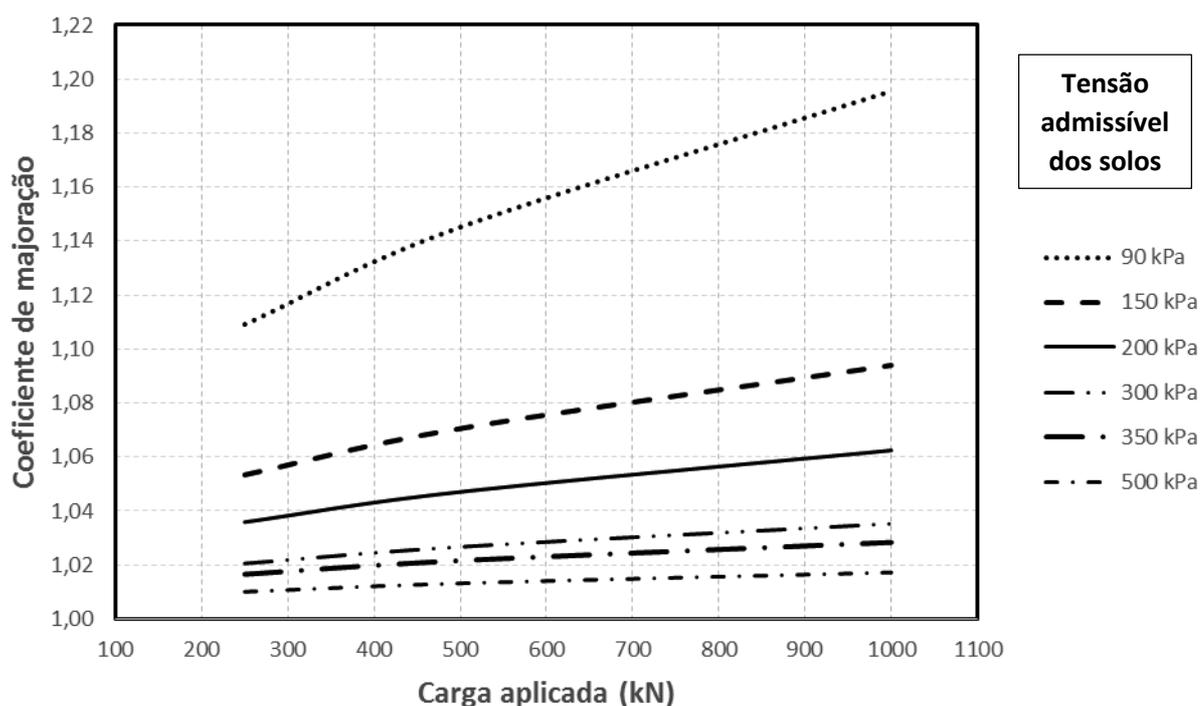


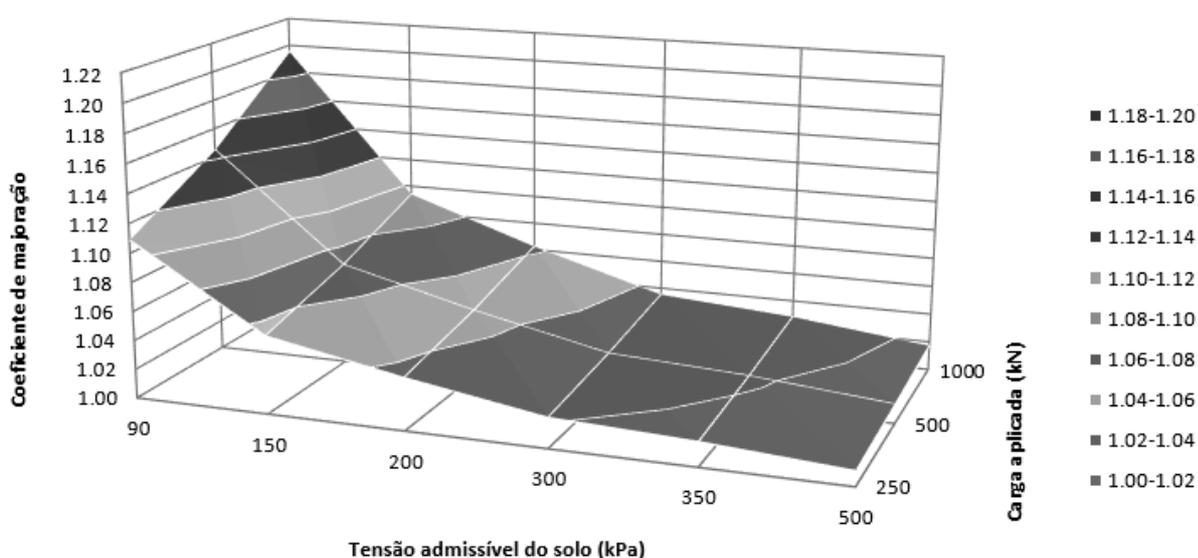
Figura 4.4 – Variação do coeficiente de majoração conforme a carga aplicada

Observa-se que à medida que a tensão admissível do solo aumenta, a variação do coeficiente de majoração diminui, sendo que, na tensão admissível de 500 kPa, a variação foi de 1,01 a 1,02, o que sugere um comportamento mais linear do que a tensão admissível de 90 kPa, por exemplo, onde a variação foi de 1,11 a 1,20. Identifica-se uma tendência à existir uma menor variação do coeficiente de

majoração para solos mais resistentes. Para a tensão admissível de 90 kPa, houve uma variação de 8,01% entre as forças de 250 kN e 1000 kN, já para a tensão admissível de 500 kPa, a variação entre essas forças foi de 1% apenas.

#### 4.5.3 Análise de superfície

Utilizando os coeficientes de majoração calculados relacionados com a carga aplicada e a tensão admissível do solo foi possível construir uma superfície, como mostra a Figura 4.5.



**Figura 4.5 – Relação entre o coeficiente de majoração, a carga aplicada e a tensão admissível do solo.**

Pode-se verificar como o valor do coeficiente de majoração diminui com o aumento da tensão admissível do solo, bem como a inclinação da superfície é maior em relação as cargas aplicadas para as menores tensões admissíveis, ou seja, para a tensão de 90 kPa, a superfície é mais inclinada do que para a tensão de 500 kPa.

O pico gerado na parte esquerda da superfície mostra que, quando o solo possui uma tensão admissível baixa, mesmo para cargas pequenas, o valor do coeficiente de majoração é superior a 1,10, confirmando que a utilização de sapatas nestes casos pode não ser a melhor solução.

As áreas formadas na Figura 4.5 fazem referência aos coeficientes de majoração que possuem determinados valores que pertencem ao mesmo intervalo, neste caso, este intervalo é de 2%. A maior área engloba os valores de 1,02 a 1,04, que são os valores com maior ocorrência.

Esta superfície pode ser utilizada para determinar o coeficiente à utilizar no dimensionamento de sapatas rígidas.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com este trabalho foi possível obter os coeficientes de majoração de carga para sapatas rígidas de concreto armado assentadas sobre solos com variação da tensão admissível entre 90 kPa e 500 kPa.

Os resultados obtidos auxiliam os projetistas no entendimento da relação existente entre a carga que está sendo aplicada ao elemento de concreto de fundação e o peso que o mesmo apresenta.

Os valores encontrados, além de verificar a precisão daqueles recomendados pela literatura, permitem que o projetista possua maior segurança na utilização de coeficientes que majoram a carga vertical proveniente da superestrutura, e também, admite uma variedade maior de valores.

O coeficiente de majoração teve uma variação de 1,01 a 1,20 para os dados considerados nesta pesquisa. Observou-se que os valores recomendados pela literatura em certos casos são ultrapassados, em outros, superestimados. Para solos com tensões admissíveis médias (150 kPa à 300 kPa), os valores de 1,05 e 1,10 atendem satisfatoriamente ao dimensionamento, quando o solo possui tensões admissíveis muito baixas ou muito altas (90 kPa e 500 kPa), os valores obtiveram diferenças consideráveis.

Pilares que transmitem grandes cargas à sapatas assentes em solos com baixa tensão admissível geram coeficientes de majoração elevados, em torno de 1,10 a 1,20. Isso indica que utilizar esta solução de fundação para esta situação pode não representar a melhor escolha, como recomenda Alonso (2010).

A superfície (Figura 4.5) gerada neste trabalho pode ser utilizada para determinar um coeficiente de majoração adequado para cada situação, considerando a carga aplicada e a tensão admissível do solo, podendo gerar uma estrutura dimensionada com maior precisão.

Mesmo assim, não recomenda-se utilizar valores abaixo dos 5% recomendados pela NBR 6122 (ABNT, 2010). Sabe-se que podem ocorrer diferenças entre o projeto e o que foi executado em obra. Essas diferenças podem acarretar em patologias e situações que geram acréscimos de carga, tornando a utilização de coeficientes abaixo de 5% arriscada.

## 5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para realizar o dimensionamento numérico das sapatas foram adotados determinados parâmetros de cálculo, como por exemplo o aço a ser utilizado, a resistência característica à compressão do concreto, a dimensão dos pilares apoiados nas sapatas, entre outros. É interessante analisar o comportamento do coeficiente de majoração das sapatas ao alterar esses parâmetros, principalmente quanto à verificação de compressão das bielas e o comportamento da linha neutra da seção de concreto.

Como este trabalho é referente à sapatas rígidas, propõe-se realizar um estudo direcionado à sapatas flexíveis, comparando os resultados obtidos entre as pesquisas e verificando a interferência das características de rigidez do elemento no peso próprio do mesmo.

Finalmente, com os resultados obtidos neste trabalho, é indicado aprofundar o estudo, aumentando o número de solos e intensidades de cargas utilizadas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, Luiz Carlos de. **Solicitações normais: Cálculo no estado limite último**. 2002. 19 f. Notas de aula (Estruturas IV – Concreto armado) – Departamento de estruturas, Faculdade de engenharia civil, Universidade Estadual de Campinas, 2002.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010. 216 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 6489**: prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de textos, 2015. 544 p.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Paulo: Editora Pini, 2013. 589 p. v. 2.

CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2011. 140 p.

MELLO, Victor F. B. de. **Deformações como base fundamental de escolha da fundação**. Revista Geotecnia, nº 12, p 55-75, 1975.

MENEGOTTO, Mauro Leandro. **Previsão da curva tensão-recalque de ensaios de placa em solo não saturado**. 2004. 244 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MEYERHOF, G. G. **The ultimate bearing capacity of foundations**. Géotechnique, n. 2, p. 301-332, 1951.

MOLITERNO, Antonio. **Caderno de muros de arrimo**. São Paulo: Blucher, 2010.

SILVA, Edja Laurindo da. **Análise dos modelos estruturais para determinação dos esforços resistentes em sapatas isoladas**. 1998. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. 3º seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnia, n. 1, p 33-50, 1996.

TERZAGHI, Karl. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943. 510 p.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto – investigação do subsolo – fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de textos, 2010. 226 p. v. 1.

VIEIRA, Wendel Silva Rodrigues. **Dimensionamento geotécnico e estrutural de sapatas rígidas**. 2014. 76 f. Monografia (Graduação) – Engenharia Civil – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.