

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS
ENGENHARIA CIVIL

BEATRIZ CERRUTTI

ANÁLISE DE SAPATAS ISOLADAS: ESTUDO COMPARATIVO ENTRE
DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO

BENTO GONÇALVES
2023

BEATRIZ CERRUTTI

**ANÁLISE DE SAPATAS ISOLADAS: ESTUDO COMPARATIVO ENTRE
DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador Me. Luciano Zatti

**BENTO GONÇALVES
2023**

BEATRIZ CERRUTTI

**ANÁLISE DE SAPATAS ISOLADAS: ESTUDO COMPARATIVO ENTRE
DIFERENTES MÉTODOS DE CÁLCULO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador Me. Luciano Zatti

Aprovado em

Banca Examinadora

Professor Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul

Professor Esp. Maurício Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul

Professor Me. Maurício Schafer
Universidade de Caxias do Sul

RESUMO

Este trabalho tratou de uma comparação entre o dimensionamento de sapatas rígidas em concreto armado utilizando o cálculo manual através do método CEB 70 e dois *softwares* comerciais, Eberick e TQS. O dimensionamento das sapatas foi realizado a partir das solicitações de pilares provenientes de três edificações reais distintas, subdivididas em grupos. O Grupo 01 refere-se a uma edificação residencial térrea de 120 m², já o Grupo 02 trata-se de uma residencial multifamiliar de sete pavimentos e área total de 2.670 m², ambas em concreto armado. Por fim, o Grupo 03 remete-se a um pavilhão metálico de 5.120 m² com assentamento em sapatas de concreto armado. Dessas edificações, analisou-se as cargas dos pilares e selecionou-se 12 deles preservando os mais variados tipos de solicitações de cada estrutura, sendo três sapatas para o Grupo 01 e 03 e seis sapatas para o Grupo 02. Para dimensionamento das sapatas do Grupo 01 e Grupo 02, inicialmente utilizou-se as configurações *default* dos programas, com pequenos ajustes para aproximar os resultados entre os *softwares* e os cálculos manuais. Nesse processo, observou-se uma diferença de 17,44% para o Eberick e 17,15% para o TQS em relação ao cálculo manual no que diz respeito ao volume de concreto. Quanto à área de aço, obteve-se valores superiores de 12,60% e 10,02% em comparação com o cálculo manual. A partir desses resultados, realizou-se novas análises o qual aproximou-se ainda mais os parâmetros e métodos de cálculo entre os três métodos de dimensionamento, como por exemplo a consideração do peso do solo sobre o elemento de fundação e otimização das dimensões através das tensões máximas do solo, obtendo-se no final resultados muito próximos entre si. Em relação ao volume de concreto, a diferença entre os *softwares* e o manual diminuiu para 8,32% no Eberick e 4,02% no TQS, para a área de aço, 5,59% e -0,07%, respectivamente. Para os resultados do Grupo 03, foi possível obter apenas resultados por meio do cálculo manual, visto que ambos os *softwares* não dimensionam elementos tracionados. Por fim, conclui-se que os resultados se distinguem quando os parâmetros e procedimentos de cálculo não são avaliados, sendo possível obter resultados similares após uma análise crítica e compreensão dos métodos. A escolha entre os métodos de cálculo deve considerar as necessidades específicas de cada projeto e a compreensão das particularidades de cada ferramenta, além do conhecimento das normas e do procedimento manual.

Palavras-chave: projeto de fundações; otimização de sapatas; dimensionamento; *software* de cálculo estrutural; cálculo manual.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Bloco de fundação.....	12
Figura 2 – Radier com pilares apoiadas na laje.....	12
Figura 3 – Distribuição das tensões no solo em sapatas rígidas e flexíveis	13
Figura 4 – Sapata isolada.....	14
Figura 5 – Sapata associada.....	15
Figura 6 – Sapata corrida sob parede.....	15
Figura 7 – Sapata excêntrica com viga de alavanca	16
Figura 8 - Esforços característicos de fundações profundas.....	17
Figura 9 – Dimensões em planta de uma sapata.....	24
Figura 10 - Detalhes construtivos para sapatas	27
Figura 11 – Seção de referência S1A	28
Figura 12 – Notações para o cálculo das seções de referências	29
Figura 13 – Tensões atuantes na base da sapata	34
Figura 14 - Superfície de corte da sapata e tensões na base discretizadas	34
Figura 15 - Seções S1 para determinação do momento fletor.....	36
Figura 16 – Seção S2 para verificação do esforço cortante.....	37
Figura 17 – Planta de forma do pavimento térreo	40
Figura 18 – Planta de forma do subsolo	42
Figura 19 – Convenção dos eixos referente aos esforços atuantes nos pilares.....	44
Figura 20 – Planta de forma pavilhão metálico	45
Figura 21 – Esforços e convenções dos pilares da edificação 03	45
Figura 22 – Fluxograma de avaliação dos resultados.....	48
Figura 23 – Representação e equivalência dos esforços solicitantes finais.....	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fundações rasas: fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações a compressão	22
Tabela 2 – Reação dos pilares da edificação 01	40
Tabela 3 – Reação dos pilares edificação 02	43
Tabela 4 – Matriz de análise.....	46
Tabela 5 – Dimensões das sapatas.....	50
Tabela 6 - Área de aço das sapatas	51
Tabela 7 – Esforço normal na base das sapatas.....	52
Tabela 8 – Esforço normal na base da sapata considerando seu peso próprio e peso do solo .	53
Tabela 9 – Dimensões considerando peso próprio da sapata e do solo.....	55
Tabela 10 – Tensões máximas atuantes nas sapatas.....	56
Tabela 11 – Tensões máximas após otimização das dimensões.....	57
Tabela 12 – Dimensões a partir da otimização.....	57
Tabela 13 – Diferença relativa do volume inicial com o dimensionamento otimizado	58
Tabela 14 – Comparativo da área de aço inicial e após otimização	60
Tabela 15 – Valores obtidos para o cálculo das sapatas tracionadas.....	61
Tabela 16 – Resultados das sapatas do Grupo 03.....	62

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	8
1.1	TEMA DA PESQUISA	9
1.2	QUESTÃO DE PESQUISA	9
1.3	OBJETIVOS	9
1.3.1	Objetivo geral	9
1.3.2	Objetivos específicos.....	9
1.4	HIPÓTESE.....	9
1.5	PRESUSPOSTOS	10
1.6	DELIMITAÇÕES	10
1.7	DELINEAMENTO	10
2	REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO.....	11
2.1	TIPOS DE FUNDAÇÃO	11
2.1.1	Fundações superficiais	11
2.1.1.1	<i>Bloco de fundação</i>	<i>11</i>
2.1.1.2	<i>Radier</i>	<i>12</i>
2.1.1.3	<i>Sapatas</i>	<i>13</i>
2.1.2	Fundações profundas	17
2.2	PROJETO DE FUNDAÇÕES	18
2.2.1	Premissa de projeto	19
2.2.2	Capacidade de carga	19
2.3	AÇÕES E SEGURANÇA NAS FUNDAÇÕES	20
2.4	DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS.....	22
2.4.1	Dimensionamento geométrico	23
2.4.2	Dimensionamento estrutural.....	25
2.4.2.1	<i>Dimensionamento estrutural de sapata rígida utilizando o Método CEB 70</i>	<i>27</i>
2.4.3	Softwares de análise e dimensionamento	32
2.4.3.1	<i>Software Eberick</i>	<i>33</i>
2.4.3.2	<i>Software TQS.....</i>	<i>35</i>
3	METODOLOGIA	39
3.1	OBJETO DE ESTUDO	39

3.1.1	MATRIZ DE ANÁLISE	46
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	49
4.1	Resultados Grupo 01 e Grupo 02.....	49
4.1.1	Análise do esforço normal na base da sapata	53
4.1.2	Otimização do pré-dimensionamento geométrico	56
4.2	Resultados Grupo 03.....	60
5	CONCLUSÕES	63
	REFERÊNCIAS	65
	APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO INICIAL DAS SAPATAS.....	67
	APÊNDICE B - DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS CONSIDERANDO O PESO DO SOLO	69

1 INTRODUÇÃO

Os elementos de fundação são responsáveis por realizar a transferência de cargas da superestrutura para o solo, tornando-os elementos essenciais para qualquer tipo de estrutura. Convencionalmente, as fundações são divididas em dois grandes grupos, sendo fundações profundas e fundações superficiais, rasa ou direta (VELLOSO; LOPES, 2011).

Define-se como fundação superficial, assunto abordado neste trabalho, aquela em que as cargas da edificação são transmitidas ao solo logo nas primeiras camadas. Ou seja, o solo deve ter resistência suficiente para resistir a essas cargas em uma profundidade pequena (REBELLO, 2011).

O projeto de fundações pode ser desenvolvido por diversas formas, utilizando métodos simplificados, com cálculo manual, até métodos mais refinados com auxílio de *softwares* de análise e dimensionamento. Por muito tempo, apenas os métodos manuais eram possíveis, porém, com os avanços tecnológicos houve um crescente uso de ferramentas computacionais na área da engenharia, permitindo que os profissionais sejam auxiliados tanto na melhoria da produtividade e otimização do tempo, quanto na obtenção de resultados mais precisos e na redução de falhas em projetos (NASCIMENTO; PADILHA, SOUZA CID, 2019).

Atualmente, as ferramentas de análise estrutural são capazes de realizar uma grande variedade de cálculos interativos, permitindo uma avaliação mais abrangente e precisa dos elementos estruturais como um todo, trazendo mais precisão e qualidade para cada projeto desenvolvido. No entanto, Kimura (2018) complementa que embora os *softwares* destinados à elaboração de projetos estruturais sejam avançados, eles são apenas ferramentas auxiliares, devendo o projetista saber interpretar e validar os resultados apresentados.

Por fim, o estudo das fundações é uma das etapas de maior complexidade dentro do projeto de uma edificação (ARAÚJO, 2010). Desta forma, o engenheiro responsável, além de possuir conhecimento técnico sobre o comportamento de estruturas e geotecnia para escolher o tipo adequado de fundação, deve também analisar os resultados obtidos por meio dos diversos *softwares* disponíveis no mercado. Assim, uma das maneiras de se avaliar a coerência dos resultados obtidos com o uso do *software* é por meio de verificações manuais.

Diante do exposto, tornou-se oportuno realizar uma análise crítica dos resultados obtidos entre o dimensionamento através de cálculo manual e por meio dos *softwares* Eberick e TQS, para auxiliar na compreensão das principais diferenças entre projetos desenvolvidos com cada metodologia de cálculo.

1.1 TEMA DA PESQUISA

Dimensionamento de fundações superficiais em concreto armado.

1.2 QUESTÃO DE PESQUISA

Em que situações o dimensionamento de sapatas em concreto armado realizado com auxílio de *softwares* estruturais apresentará diferenças de resultados quando comparado ao dimensionamento por meio de cálculo manual?

1.3 OBJETIVOS

Os objetivos do presente trabalho dividem-se em geral e específicos e estão apresentados abaixo.

1.3.1 Objetivo geral

Realizar uma análise crítica dos principais métodos de cálculo, critérios de projeto e das diferenças dos resultados obtidos através do uso de *softwares* comerciais de dimensionamento estrutural e cálculo manual.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a) elaborar uma planilha eletrônica para desenvolvimento do dimensionamento de sapatas de concreto armado de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022);
- b) comparar os resultados obtidos por meio do dimensionamento estrutural de sapatas em concreto armado através dos *softwares* Eberick, TQS e cálculo manual;
- c) determinar as diferenças de volume de concreto e área de aço entre os projetos.

1.4 HIPÓTESE

As diferenças de resultados no dimensionamento ocorrem quando o método de cálculo e os critérios de projeto adotados nos *softwares* e no cálculo manual são distintos.

1.5 PRESUSPOSTOS

Parte-se do pressuposto de que as sapatas dimensionadas com auxílio dos *softwares* Eberick e TQS atendem a todas as prescrições das normas técnicas brasileiras.

1.6 DELIMITAÇÕES

Abaixo estão apresentadas as delimitações deste trabalho:

- a) será realizado o dimensionamento de sapatas isoladas utilizando os métodos de cálculo manual apresentados na NBR 6118 (ABNT, 2014) e CEB 70;
- b) as sapatas possuem o comportamento estrutural de sapatas rígidas;
- c) não será realizado o detalhamento das armaduras.

1.7 DELINEAMENTO

O presente trabalho inicia-se com uma breve introdução sobre o tema abordado, seguido de suas diretrizes de pesquisas que servem como norte para o desenvolvimento do mesmo. Logo após, apresenta-se uma revisão bibliográfica baseada nos principais autores e normativas, com dados fundamentais para absoluta compreensão do conceito de fundações superficiais e suas principais características, além de como as normas técnicas orientam o projetista e como isso é aplicado nos *softwares* estruturais existentes no mercado.

Em seguida, desenvolve-se uma metodologia de trabalho, capaz de apresentar dados e parâmetros iniciais para pleno desenvolvimento do plano de pesquisa, além de cada etapa necessária para atingir os objetivos propostos no início deste trabalho.

Posteriormente, inicia-se a etapa de desenvolvimento do trabalho, onde foram realizados os lançamentos estruturais nos *softwares*, seguidos de seus resultados e também, o desenvolvimento da planilha eletrônica de cálculo. Assim, obteve-se todos os resultados necessários para a realização de uma análise crítica e comparações de cada modelo verificado. Por fim, tem-se as considerações finais, onde está apresentado as conclusões obtidas através do estudo proposto.

2 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

Neste item é abordado os principais critérios a serem considerados em projetos de fundações superficiais. Está apresentado de forma sucinta os tipos de fundações existentes, as premissas para dar início a este tipo de projeto, além de recomendações normativas, complementada com bibliografias, que são necessárias para o dimensionamento completo de sapatas.

2.1 TIPOS DE FUNDAÇÃO

De maneira geral as edificações são submetidas a diversas ações, como por exemplo o vento, desaprumo, ações gravitacionais, efeitos de temperatura, além de sismos e choques em casos específicos. Essas ações geram esforços internos que são transmitidos ao solo através dos elementos de fundação, que podem ser superficiais ou profundas (FERREIRA; DELALIBERA; DA SILVA, 2014).

2.1.1 Fundações superficiais

As fundações superficiais, também conhecidas como diretas ou rasas, são empregadas em solos que possuem capacidade de suporte adequada para as cargas aplicadas logo nas primeiras camadas. Nesse tipo de fundação, a carga da estrutura é transmitida diretamente para o solo através da base da fundação, a qual é dimensionada de modo a distribuir o carregamento da construção no solo, garantindo que a pressão sobre o solo seja compatível com sua resistência (GUIMARRÃES, 2018).

Dentro das fundações superficiais, existem diversos modelos previstos por norma, sendo a sapata o elemento mais comum entre eles, devido a variabilidade na configuração e formato desses elementos (BASTOS, 2019). Além da sapata, a norma também apresenta como alternativa o bloco de concreto e o radier.

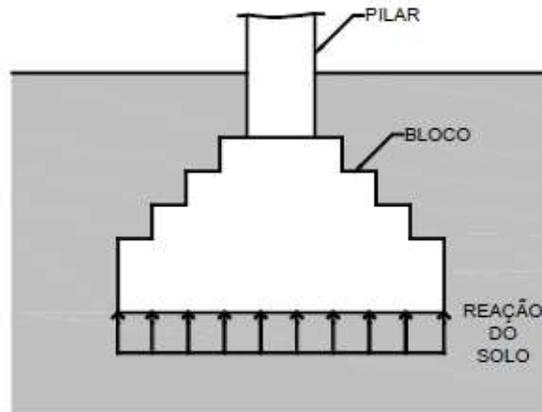
2.1.1.1 Bloco de fundação

O bloco é um tipo de fundação superficial executado em concreto simples, alvenaria ou pedras, dimensionado para que as tensões de tração resultantes sejam suportadas pelo próprio material, dispensando a necessidade de armadura (ABNT, 2022).

Segundo Bastos (2019), para que essas tensões sejam suportadas pelo material, é necessário que elas sejam reduzidas, o que implica em uma altura relativamente maior para o bloco. Dessa forma, o bloco funcionará predominantemente sob compressão. Ainda, com o

intuito de economizar material, esses elementos geralmente apresentam forma de pedestal, ou laterais inclinadas, como apresentado na Figura 1.

Figura 1 – Bloco de fundação



Fonte: Bastos (2019)

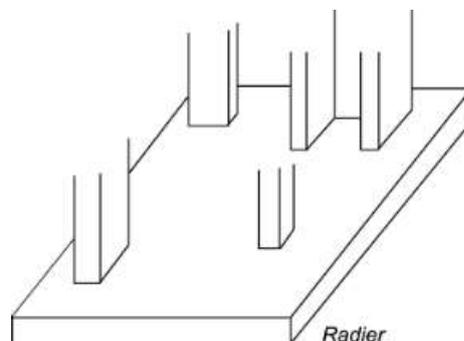
2.1.1.2 Radier

O radier pode ser considerado como uma sapata associada, onde forma uma única laje que abrange todos os pilares. Seu uso é recomendado quando a área da base das sapatas totaliza em mais de 70% da área do terreno (SILVA, 1998).

Para Botelho (2014), o radier também é indicado quando o solo apresenta baixa capacidade de suporte, sendo uma alternativa para reduzir a tensão proveniente dos pilares para o solo. Araújo (2010) complementa que o radier é uma estrutura flexível, podendo ser projetada considerando os pilares apoiados diretamente na laje maciça, como é o caso da

Figura 2, ou então, pilares apoiados em vigas, sendo essas vigas ligadas a laje maciça.

Figura 2 – Radier com pilares apoiadas na laje



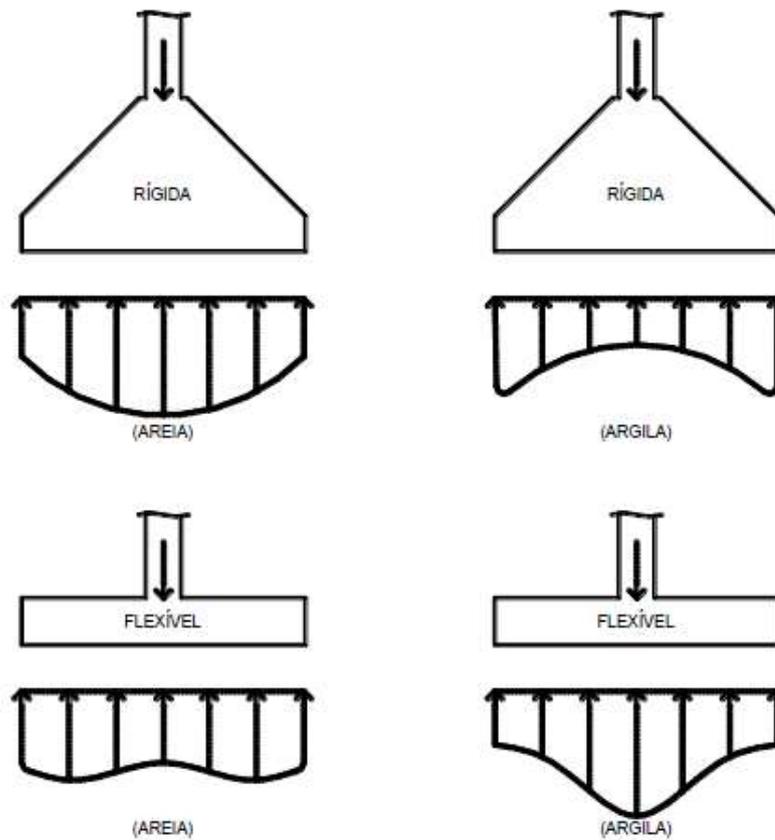
Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2011)

2.1.1.3 Sapatas

De acordo com NBR 6122 (ABNT, 2022), ao contrário do bloco, a sapata é um elemento em concreto armado dimensionado de maneira que as tensões de tração resultantes sejam suportadas por meio da utilização de armadura especialmente disposta para esta finalidade. Ampliando esse conceito, Alva (2007) classifica as sapatas em três categorias: quanto à rigidez, posição e sollicitação.

Tratando-se de rigidez, a NBR 6118 (ABNT, 2014) prevê o comportamento estrutural das sapatas em flexíveis e rígidas, tendo suas expressões exemplificadas no item 2.4.2. Segundo Bastos (2019), as sapatas rígidas são as mais usuais em projetos estruturais, já que são menos deformáveis, menos sujeitas a ruptura de punção, além de mais seguras. O comportamento do solo para cada tipo de sapata está representado na Figura 3.

Figura 3 – Distribuição das tensões no solo em sapatas rígidas e flexíveis



Fonte: Bastos (2019)

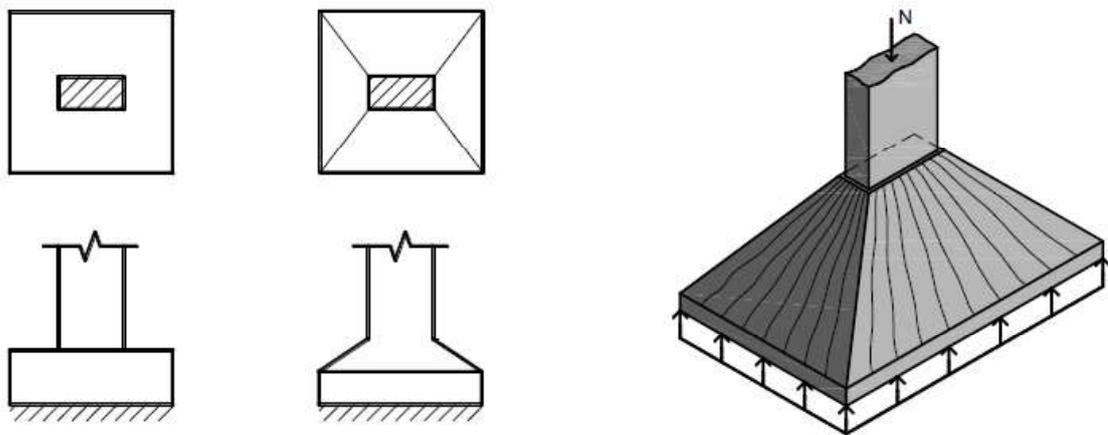
Segundo Araújo (2010), as sapatas flexíveis consomem menos concreto e são mais leves, porém exigem mais armadura, sendo adequadas para solos com menor capacidade de

carga. Já as sapatas rígidas consomem menos aço e pode-se usar concreto de menor resistência, e por serem elementos mais pesados, são mais econômicas em solos de melhor qualidade.

Quanto a posição, Campos (2015) entende como uma classificação devido ao tipo de carga transferida no solo. Elas podem ser divididas em sapata isolada, sapata associada, sapata corrida e sapata de divisa ou excêntrica.

As sapatas isoladas são aquelas que transmitem ao terreno as cargas de um único pilar, podendo receber cargas centradas ou excêntricas (SILVA, 1998). Rebello (2011) complementa que as suas dimensões são determinadas pela carga aplicada e pela resistência do solo, a fim de garantir que as tensões no solo sejam iguais ou inferiores à sua tensão admissível. Ainda, o seu formato pode ser relacionado com as dimensões do pilar ou com questões construtivas, podendo ser quadradas, retangulares ou circulares. Na Figura 4 é apresentado um exemplo desse tipo de sapata.

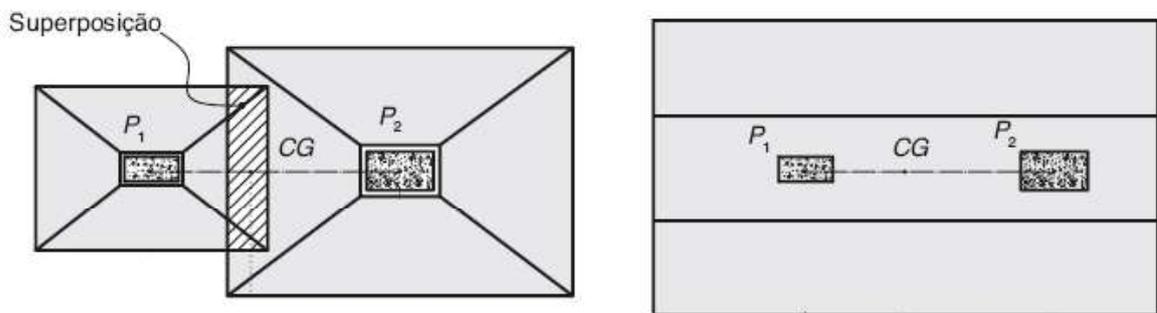
Figura 4 – Sapata isolada



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2011)

Já, quando as cargas de mais de um pilar são transferidas através de um elemento que os une, essas são consideradas como sapatas associadas (CAMPOS, 2015). De maneira geral, as sapatas são associadas quando, na situação em que dois ou mais pilares estiverem muito próximos, não haja superposição de sapatas. Em seu dimensionamento, deve-se atentar para o que o centro de gravidade da sapata coincida com o centro de gravidade das cargas dos pilares, garantindo assim uma distribuição uniforme de tensões no solo (REBELLO, 2011). Essas condições podem ser observadas na Figura 5.

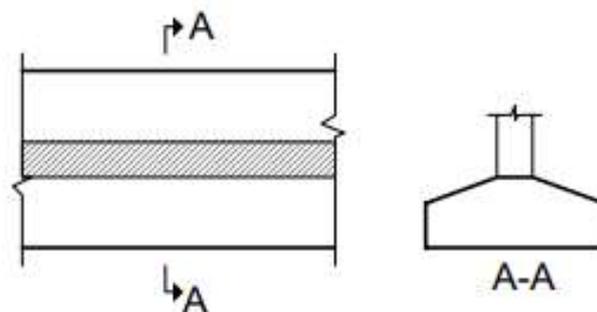
Figura 5 – Sapata associada



Fonte: Adaptado de Albuquerque e Garcia (2020)

A sapata corrida, também conhecida como viga de baldrame ou viga de fundação, é submetida à ação de uma carga linearmente distribuída, como é o caso de paredes, ou de pilares alinhados na mesma direção (VELLOSO; LOPES, 2011). A Figura 6 apresenta a situação de sapata corrida sob parede.

Figura 6 – Sapata corrida sob parede



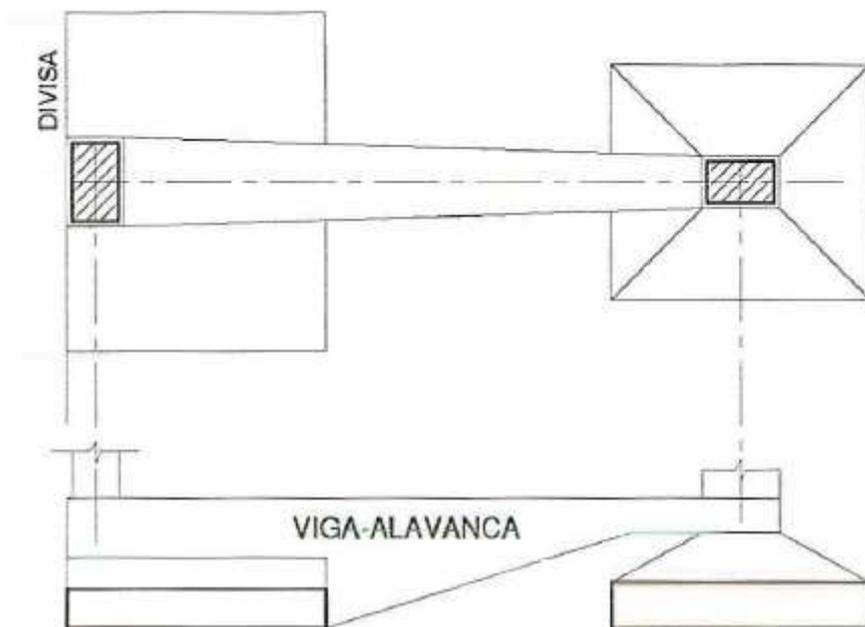
Fonte: Araújo (2010)

Rebello (2011) comenta que é muito comum nesse tipo de fundação haver acomodações diferenciadas ao longo da sapata. Ou seja, por se tratar de um elemento com baixa rigidez, ela pode resultar em deformações que acarretam em fissuras ou trincas nessas paredes suportadas. Desta forma, deve-se verificar em seu dimensionamento a possibilidade de aumentar a sua rigidez.

Por fim, quando um pilar está localizado na divisa da construção, seja com o terreno vizinho ou com a área pública, não é permitido avançar com a fundação além da divisa. Nessa situação, existem duas opções de fundação direta: a sapata excêntrica ou a viga de alavanca (REBELLO, 2011).

A sapata excêntrica ocorre quando a carga do pilar está fora do centro de gravidade da sapata, causando tensões não uniformes no solo e um momento fletor no pilar. Para garantir a distribuição de tensões em toda a área da sapata, é necessário aumentar o comprimento e a altura da sapata, o que pode não ser econômico (REBELLO, 2011). Sendo assim, uma alternativa é a viga de alavanca, que tem a finalidade de transferir a carga vertical do pilar para o centro de gravidade da sapata de divisa e, simultaneamente, suportar os momentos fletores gerados pela carga excêntrica do pilar em relação ao centro dessa sapata (ALVA, 2007). A alternativa da sapata excêntrica com viga de alavanca está representada na Figura 7.

Figura 7 – Sapata excêntrica com viga de alavanca



Fonte: Silva (1998)

A última classificação é em relação a solicitação, onde divide-se em sapatas com cargas centradas e com cargas excêntricas. Velloso e Lopes (2011) definem uma sapata centrada como aquela em que a carga aplicada está alinhada com o centro de gravidade da base da sapata. A NBR 6122 (ABNT, 2022) estabelece que nos casos de cargas centradas, a área da base sapata deve ser calculada de forma a garantir que as tensões transmitidas ao solo, considerando uma distribuição uniforme, atendam aos critérios de segurança previstos pela própria norma.

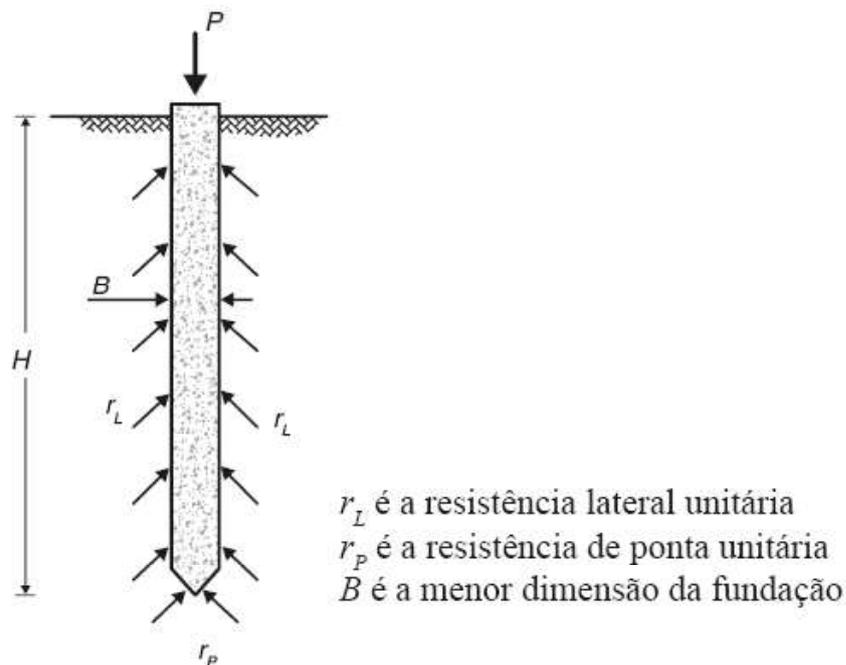
Para as cargas excêntricas, Silva (1998) comenta a sapata é solicitada à ação excêntrica quando forças verticais, horizontais ou qualquer outra composição de forças gerem momentos na fundação. Ao dimensionar um elemento sujeito a carregamento excêntrico, deve-se levar em

consideração que o solo não é resistente à tração. Também, deve-se considerar que a área comprimida seja de no mínimo 2/3 da área total para as solicitações características, ou 50% da área total para as solicitações de cálculo. Além disso, é necessário garantir os critérios de segurança previstos na norma para a tensão máxima de borda (ABNT, 2022).

2.1.2 Fundações profundas

A NBR 6122 (ABNT, 2022) define as fundações profundas como um elemento estrutural que transfere a carga para o solo, seja através da resistência de ponta ou pela superfície lateral, ou ainda, pela combinação das duas, conforme apresentado na Figura 8. Para isso, deve-se considerar que sua ponta ou base esteja apoiada a uma profundidade mínima de três metros e superior ao menos oito vezes sua menor dimensão em planta.

Figura 8 - Esforços característicos de fundações profundas



Fonte: Adaptado de Albuquerque e Garcia (2020)

Existem dois tipos de fundações profundas, as estacas e os tubulões. A principal diferença entre elas está na sua execução, sendo a estaca executada exclusivamente por equipamentos ou ferramentas, sem a necessidade de um operário descer em seu interior, como é o caso dos tubulões (VELLOSO; LOPES, 2011).

Os tubulões podem ser executados por meio de escavação manual ou mecânica e podem ter uma base alargada ou não, garantindo uma distribuição adequada das tensões no solo. Ainda, este elemento de fundação deve ter a base limpa e também, há a necessidade da descida de um

profissional em seu interior para avaliar a geometria e as tensões de suporte. Desta forma, o tubulão requer uma seção transversal mínima de 0,7 m, garantindo espaço suficiente e seguro para os profissionais que ali adentrarem (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

O conjunto de estacas em uma estrutura é responsável por transmitir a carga proveniente do pilar para as camadas do solo com capacidade adequada de suporte. Para conectar o pilar a esse conjunto de estacas, é utilizado um bloco de coroamento. As estacas podem ser de concreto armado ou metálicas e executadas *in loco* ou pré-fabricadas. Alguns tipos comuns de estacas são a hélice contínua, raiz, Franki, perfis laminados e pré-moldadas em concreto (SANTOS, 2017).

2.2 PROJETO DE FUNDAÇÕES

Para todas as obras de engenharia, como por exemplo galpões, edifícios, pontes, viadutos e barragens, necessitam de uma base sólida e estável para serem apoiadas. Sendo essa base, um apoio que permita as condições de segurança quanto a ruptura e deformações (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Essa base sólida são as fundações, que é um elemento estrutural responsável por transferir as cargas existentes da estrutura para o solo. Seu papel é garantir que as cargas provenientes da superestrutura sejam transmitidas e distribuídas de forma segura no solo, evitando assim quaisquer danos como recalques diferenciais ou mesmo ruptura do solo que possam afetar negativamente o sistema estrutural (SILVA, 1998).

Na elaboração deste tipo de projeto é de extrema importância que o responsável técnico tenha conhecimento sobre os diferentes tipos de fundações, para que possa escolher a mais adequada para cada situação, devendo essa escolha ser coerente com a estrutura como um todo. Dessa forma, é importante ter conhecimento sobre as características solo da região, para compreender sua deformabilidade e resistência (ARAÚJO, 2010).

Para Rebello (2011), realizar as investigações do subsolo são fundamentais não somente para a escolha do tipo de fundação, mas também para identificar as possíveis falhas do perfil do solo, como por exemplo a presença de matacões, lençol freático, entre outros. Essas investigações são realizadas por meio de sondagens, que podem ser realizadas por meio de vários métodos, alguns mais superficiais e outros mais aprofundados, como é o caso do *Standard Penetration Test* (SPT), método mais utilizado no país e no mundo.

Outro fator importante, é que todos os solos submetidos ao carregamento das fundações sofrem deformações. Desta forma, é importante que sejam atendidos os limites de deslocamentos de cada edificação, sem causar prejuízo na sua utilização (ALBUQUERQUE;

GARCIA, 2020). Ainda, Campos (2015) destaca que todo responsável técnico tem o dever de determinar os parâmetros de capacidade da resistência e estabilidade do solo, visto sua necessidade para o dimensionamento da sapata em concreto armado.

2.2.1 Premissa de projeto

Para o bom desenvolvimento de um projeto de fundações, algumas premissas são necessárias, tendo como principal o levantamento topográfico da área. Além disso, as informações geológico-geotécnico, a finalidade da construção, seu sistema estrutural e construtivo, cargas, e dados sobre as construções vizinhas são primordiais (VELLOSO; LOPES, 2011).

Segundo Campos (2015), para projetar qualquer construção é necessário prever um conjunto de diferentes elementos capazes de atingir os objetivos de ordem funcional, cumprindo sua forma e de ordem estrutural, havendo um conjunto estável. O autor ainda acrescenta que todo projeto estrutural deve cumprir sua função proposta com um certo grau de segurança, tendo como consequência bom desempenho nas condições normais de serviço. Além disso, é importante atender o projeto arquitetônico e o custo previsto em orçamentos.

Especificamente para o projeto de fundações, Velloso e Lopes (2011) comentam que existem alguns requisitos básicos a serem atendidos, sendo eles: deformações aceitáveis, segurança adequada ao colapso de fundação e dos elementos estruturais, além da estabilidade externa e interna.

2.2.2 Capacidade de carga

A NBR 6122 (ABNT, 2022) cita que a tensão, tanto a admissível quanto a resistente de cálculo, é a principal grandeza para o projeto de fundações, devendo atender aos estados limites, seja para o elemento isolado, bem como para o conjunto da estrutura. A tensão admissível é definida pela tensão máxima aplicada ao terreno através da fundação, atendendo aos critérios de segurança a partir de fatores pré-determinados. Já a tensão resistente de cálculo é quando se utiliza coeficientes de ponderação e valores de cálculo para redução da resistência última.

Segundo Albuquerque e Garcia (2020), a capacidade de carga do solo é a tensão que ao ser aplicada ao solo por meio da fundação causa a sua ruptura. Portanto, a tensão admissível do solo pode ser encontrada através da divisão da capacidade de carga por um fator de segurança específico para cada projeto.

Os valores referentes a capacidade de carga podem variar de acordo com a tipologia do solo, dimensão e forma da sapata e pela sua profundidade. Sua determinação pode ser realizada através de fórmulas teóricas, fórmulas semiempíricas ou por provas de cargas (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020). Nos métodos teóricos, a capacidade de carga pode ser calculada por meio de formulações clássicas propostas por estudiosos como Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Brinch Hansen (1961) e Vésic (1975), que são baseadas na compressibilidade e na resistência ao cisalhamento do solo (OLIVEIRA; AMANCIO, 2016).

Para a determinação das tensões através do método semiempírico é necessário relacionar fórmulas com resultados de ensaios geotécnicos de campo (ABNT, 2019). Albuquerque e Garcia (2020) complementam que este método é o mais utilizado no Brasil e para estimar a tensão admissível do solo é necessário ter conhecimento da geometria da sapata para encontrar o valor médio do NSPT e por fim, aplicar em fórmulas empíricas de diversos autores de acordo com a tipologia do solo em questão.

Já o ensaio de prova de carga em placa é realizado conforme a NBR 6489 (ABNT, 2019). Geralmente ele é utilizado para conferência dos valores obtidos através dos métodos anteriores, visto que ele possibilita a plotagem da curva tensão-recalque e a partir dela, determinar o valor da capacidade de carga da fundação superficial (OLIVEIRA; AMANCIO, 2016). Por fim, Albuquerque e Garcia (2020) acrescentam que o fator de segurança em relação à ruptura para fundações superficiais, pode ser maior ou igual a dois quando há prova de carga ou maior ou igual a 3 quando utilizado fórmulas teóricas.

2.3 AÇÕES E SEGURANÇA NAS FUNDAÇÕES

Para Cintra, Aoki e Albiero (2014), a estrutura de uma edificação pode ser considerada um subsistema composto por uma infraestrutura e outro subsistema onde está introduzido no solo. Ambos podem ser considerados um único sistema, que estarão submetidos a forças externas, também conhecidas como ações. A atuação dessas forças provoca o surgimento de forças reativas internas e de tensões, resultando nos esforços solicitantes. Também, Campos (2015) complementa que as ações podem ser classificadas de acordo com sua variação no tempo e espaço e quanto a sua origem, podendo ser chamadas de cargas permanentes, variáveis e excepcionais.

As ações e sua quantificação são definidas por norma, devendo sempre ser considerada a situação mais desfavorável. Já as solicitações e deformações são determinados através das condições de equilíbrio estático, por meio de cálculos analisando a interação solo-estrutura (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2014). Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), a interação solo-

estrutura é importante para a realização dos projetos, visto que são realizadas análises na estrutura capazes de unificar as deformações das fundações e da superestrutura, trazendo resultados mais precisos do comportamento estrutural.

Ainda, a NBR 6122 (ABNT, 2022) determina que essa análise deve ser realizada em todas as construções onde a deformabilidade das fundações acabe influenciando na distribuição dos esforços, sendo seu uso obrigatório em estruturas com carga variável elevada, como por exemplo em silos e reservatórios, em estruturas com mais de 55 metros de altura, sendo essa medida considerada do nível térreo até a laje de cobertura do último pavimento habitável, quando menor dimensão entre a relação altura/largura seja superior a quatro e em casos de fundações e/ou estruturas não convencionais. Também, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), as ações podem ser divididas da seguinte forma:

- a) ações provenientes da superestrutura, previstas na NBR 8681 (ABNT, 2003), onde as ações são classificadas conforme sua variabilidade no tempo, sendo elas: ações permanentes, variáveis e excepcionais, conforme já comentado acima;
- b) ações decorrentes do terreno, onde devem ser considerados os tipos de empuxos atuantes no solo;
- c) ações decorrentes da água superficial e subterrânea que são os empuxos devido a presença de água;
- d) ações variáveis especiais que dependendo da finalidade da obra é necessário verificar a alteração de tensões devido obras vizinhas, além da verificação do tráfego de veículos e equipamentos pesados e demais carregamentos especiais de construção.

As ações não atuam de forma isolada em uma estrutura. Na sua grande maioria, a estrutura estará submetida a um conjunto de ações concomitantes, sendo necessário o uso de combinações de ações para determinar a situação mais desfavorável. Ainda, para a estrutura ser considerada segura, ela deve ser capaz de suportar todas as ações possíveis durante a sua vida útil e caso isso não ocorra, significa que a estrutura atingiu um estado-limite (CAMPOS, 2015).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), o projeto de fundações deve garantir segurança contra os Estados Limites Últimos (ELU) e aos Estados Limites de Serviço (ELS). O ELU está associado ao colapso parcial ou total da estrutura, já o ELS está relacionado com as deformações, fissuras e vibrações, que acabam comprometendo o uso da edificação.

A NBR 6122 determina que a verificação da segurança a compressão pode ser realizada com valores característicos e fator de segurança global, ou com valores de cálculos através do

uso de coeficientes (ABNT, 2022). Os coeficientes de ponderação estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Fundações rasas: fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações a compressão

Métodos para determinação da resistência última	Coeficiente de ponderação da resistência última (γ_c)	Fator de segurança global (FSg)
Semiempíricos	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos	2,15	3,00
Semiempíricos ou analíticos acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto	1,40	2,00

Fonte: Adaptado da NBR 6122 (ABNT, 2022).

Para a verificação da tração, deslizamento e tombamento, a NBR 6122 (ABNT, 2022) define os seguintes coeficientes de ponderação:

- a) $\gamma_m = 1,2$ (minoração) para a parcela favorável do peso;
- b) $\gamma_m = 1,4$ (minoração) para a resistência do solo;
- c) $\gamma_f = 1,4$ (majoração) para o esforço atuante, se disponível apenas o seu valor característico; se já fornecido o valor de cálculo, nenhum coeficiente de ponderação deve ser aplicado a ele.

Quando utiliza-se valores característicos e a ação do vento for a ação variável principal, os valores de tensão admissível para sapatas podem ser majorados em até 15% e o fator de segurança global não deve ser inferior a 1.6. Já para o método de valores de cálculo, no caso de o vento ser a ação variável principal, a tensão resistente de cálculo pode ser majorada em até 10% e deve ser realizada a verificação estrutural do elemento de fundação (ABNT, 2022).

2.4 DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

Neste item serão descritas todas as etapas necessárias para o dimensionamento de uma sapata isolada, sendo dividida em três tópicos, dimensionamento geométrico, dimensionamento

estrutural e *softwares* de dimensionamento. No dimensionamento geométrico será apresentado o método para a estimativa das dimensões da sapata. Já no dimensionamento estrutural, será apresentado as formulações necessárias para a determinação das armaduras de flexão utilizando as recomendações do método CEB 70 apresentadas por Bastos (2019). E por fim, será apresentado o método de dimensionamento utilizado tanto pelo *software* Eberick, quanto pelo *software* TQS.

2.4.1 Dimensionamento geométrico

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), a fundação superficial deve ter a base assentada em profundidade inferior a duas vezes a sua menor dimensão, onde receberá as tensões que serão distribuídas ao solo. Ainda, define que a profundidade mínima de assentamento da sapata de divisas não pode ser inferior a 1,5 m, sendo essa condição desconsiderada quando ela estiver apoiada sobre rocha. Além disso, todas as sapatas cuja base estiver em contato com o solo, devem ser concretadas sobre um lastro de concreto não estrutural com espessura mínima de 5 cm. Por fim, a norma define que as sapatas isoladas não devem ter dimensões inferiores a 60 cm. Entretanto, Bastos (2019) recomenda o uso da dimensão mínima de 80 cm no caso de sapatas submetidas a pilares de múltiplos pavimentos.

Antes das definições das dimensões, é importante salientar que para uma sapata ser retangular, a maior dimensão da base (A) não deve ultrapassar de cinco vezes a sua largura (B). Também, o centro de gravidade do pilar deve coincidir com o centro de gravidade da sapata (BASTOS, 2019).

Inicialmente, deve-se estimar a área de base da fundação conforme da Equação 1. Para consideração do peso próprio da sapata, pode-se estimar um valor igual a 5% da carga do pilar (ALONSO, 2019).

$$A_{sap} = \frac{1,05 \cdot N}{\sigma_{solo}} \quad (1)$$

Sendo:

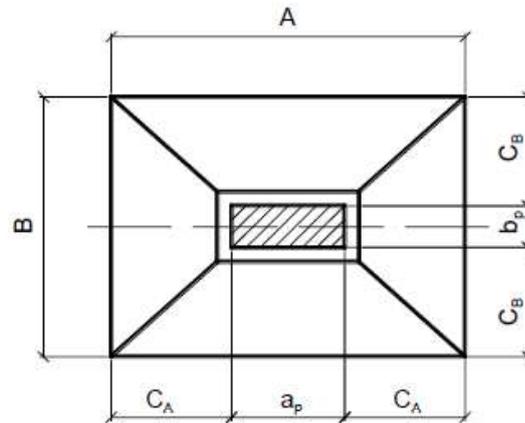
A_{sap} : área da sapata;

N : carga do pilar;

σ_{solo} : tensão admissível do solo.

Alonso (2019) orienta que a relação entre A e B deve ser menor ou igual a 2,5. Além disso, as dimensões devem ser determinadas de modo que os balanços das sapatas (C_a e C_b), sejam iguais nas duas direções. Essas recomendações podem ser observadas na Figura 9.

Figura 9 – Dimensões em planta de uma sapata



Fonte: Bastos (2019).

Para as sapatas quadradas, aplica-se a Equação 2 para definir sua dimensão. Já para as retangulares, recomenda-se o uso da Equação 3 e Equação 4 para a determinação da menor e maior dimensão da sapata. Salienta-se que essas dimensões devem ser múltiplas de 5 para facilitar sua execução (ALONSO, 2019).

$$A = \sqrt{\frac{1,05 \cdot N}{\sigma_{solo}}} \quad (2)$$

$$B = \frac{1}{2}(a_p - b_p) + \sqrt{\frac{1}{4}(a_p - b_p)^2 + A_{sap}} \quad (3)$$

$$A = \frac{A_{sap}}{B} \quad (4)$$

Sendo:

A : maior dimensão da sapata;

B : menor dimensão da sapata;

a_p : maior dimensão do pilar;

b_p : menor dimensão do pilar.

A determinação da altura da sapata (h) depende da sua classificação quanto a rigidez apresentada na NBR 6118 (ABNT, 2014). Essa classificação é de extrema importância, pois é através dela que é definido o comportamento da distribuição de tensões na base da sapata ao solo, além do método a ser adotado no dimensionamento estrutural (BASTOS, 2019).

2.4.2 Dimensionamento estrutural

O dimensionamento estrutural de sapatas de concreto deve atender a NBR 6118 (ABNT, 2014), onde devem ser calculadas de acordo com as características do solo da sua base. O seu comportamento estrutural pode ser caracterizado por duas formas: sapata rígida ou flexível.

Quando ela for considerada rígida, ela trabalhará a flexão e cisalhamento de forma separada nas duas direções, dessa forma essas solicitações estarão uniformemente distribuídas ao longo da largura na sapata (CAMPOS, 2015). Portanto, para esta condição, deve-se atender a Equação 5 definida pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$h \geq \frac{a - a_p}{3} \quad (5)$$

Sendo:

h : altura da sapata;

a : dimensão da sapata em uma determinada direção;

a_p : dimensão do pilar na mesma direção considerada da sapata.

Ainda, a NBR 6118 (ABNT, 2014) cita que nas sapatas rígidas não ocorre o fenômeno de punção, porém existe a possibilidade de ruptura por compressão diagonal. Desta forma, deve-se realizar a verificação na superfície crítica C da tensão de compressão na diagonal comprimida, conforme estabelece o item 19.5.3.1 da norma. Abaixo é apresentada as equações necessárias para esta verificação.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2}$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{fck}{250}\right) \quad (6)$$

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot fcd \quad (7)$$

$$\tau_{Sd} = \frac{\gamma_f \cdot N}{u_o \cdot d} \quad (8)$$

Sendo:

α_v : fator de fragilidade do concreto;

fck : resistência característica do concreto em MPa;

fcd : resistência à compressão de cálculo concreto;

u_o : perímetro do pilar,

τ_{Sd} : tensão de cisalhamento atuante;

τ_{Rd2} : tensão de cisalhamento resistente.

Quando a condição da Equação 5 não for atendida, ela é considerada flexível. Nessa situação, seu comportamento é caracterizado por trabalho a flexão nas duas direções, porém sem admitir tração na flexão de forma uniformemente distribuída. Neste caso, o comportamento à punção deve ser verificado (ABNT, 2014).

Araújo (2010) apresenta que além da verificação a rigidez, a altura h deve permitir a ancoragem da armadura longitudinal do pilar. Essa garantia se dá através da Equação 9.

$$h \geq 0,6 \cdot l_b + 5cm \quad (9)$$

Sendo:

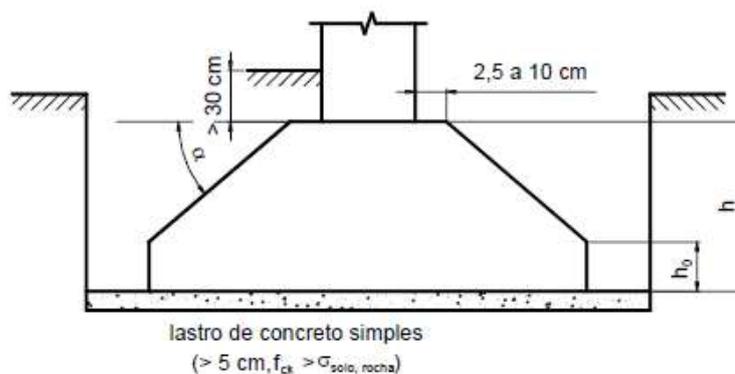
l_b : comprimento básico de ancoragem, definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Por fim, após a definição da altura total da sapata, é necessário definir a altura h_0 , também conhecida como rodapé, que tem a função de evitar uma possível ruptura lateral. Recomenda-se que sejam respeitados os limites propostos na Equação 10 (ARAÚJO, 2010).

$$h_0 \geq \begin{cases} h/3 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (10)$$

Bastos (2019) também sugere que o ângulo de inclinação da sapata seja menor ou igual a 30°, já que é o ângulo do talude natural do concreto fresco. Essas e demais considerações podem ser observadas na Figura 10.

Figura 10 - Detalhes construtivos para sapatas



Fonte: Bastos (2019).

Os modelos para o cálculo e dimensionamento de sapatas prescritos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) podem ser tridimensionais lineares ou modelos de bielas e tirantes tridimensionais, podendo também ser utilizados modelos de flexão. Dos autores citados neste trabalho, Alonso (2019) utiliza o critério da ACI 318-63 e Bastos (2019) apresenta o método das bielas e CEB 70.

2.4.2.1 Dimensionamento estrutural de sapata rígida utilizando o Método CEB 70

No Método CEB 70, é considerado um comportamento elástico para o solo e a estabilidade é garantida somente pelas forças elásticas que ele transmite para a sapata através do seu apoio. Dessa forma, a distribuição de tensão é considerada plana (BASTOS, 2019).

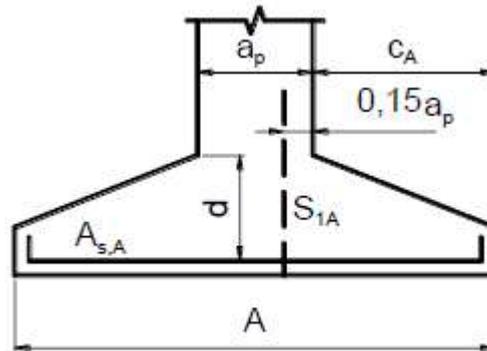
Para iniciar o dimensionamento, deve-se verificar se a relação geométrica apresentada na Equação 11 é atendida. Essa é a condição estabelecida para a utilização deste método.

$$\frac{h}{2} \leq c \leq 2h \quad (11)$$

Para a determinação da armadura inferior da sapata calcula-se o momento fletor, o qual é realizado em cada direção principal, em relação a uma seção de referência S_1 . Essa seção está localizada entre as faces do pilar, a uma distância de $0,15a_p$, medida perpendicularmente à seção considerada. Ainda, a altura útil d da seção é medida na seção paralela à S_1 , localizada na face do pilar, e não deve exceder a 1,5 vezes o comprimento do balanço da sapata (SILVA,

1998). A Figura 11 apresenta essas condições para a seção S_{1A} a qual refere-se a dimensão A da sapata.

Figura 11 – Seção de referência S_{1A}



Fonte: Bastos (2019)

Bastos (2019) complementa que para calcular o momento fletor relativo a uma seção de referência S_1 , é necessário levar em conta a reação do solo na área da base da sapata, delimitada pela seção S_1 e pela extremidade da sapata mais próxima de S_1 . Também é preciso considerar as duas direções e garantir que o menor momento fletor seja pelo menos 1/5 do maior momento fletor. As equações referentes ao cálculo do momento fletor para as seções de referência S_{1A} e S_{1B} estão apresentadas abaixo. Já a Figura 12 é apresentada para melhor compreensão de cada variável calculada.

$$c_A = \frac{A - a_p}{2}; c_B = \frac{B - b_p}{2} \quad (12)$$

$$x_A = c_A + 0,15 \cdot a_p; x_B = c_B + 0,15 \cdot b_p \quad (13)$$

Onde:

a_p : maior dimensão do pilar;

b_p : menor dimensão do pilar;

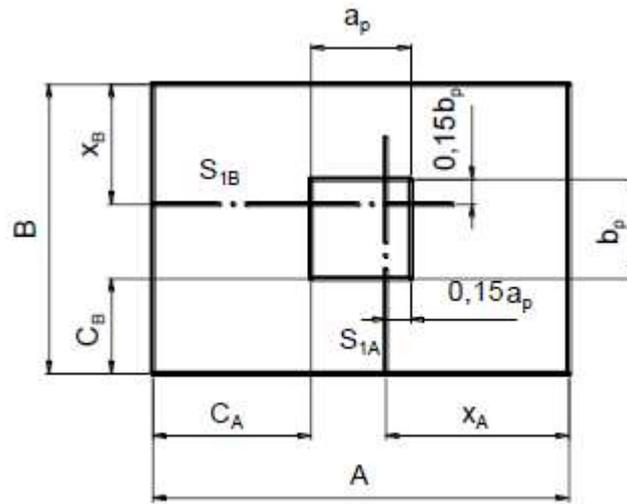
c_A : balanço na direção A;

c_B : balanço na direção B;

x_A : distância da seção S_{1A} até a borda da sapata;

x_B : distância da seção S_{1B} até a borda da sapata.

Figura 12 – Notações para o cálculo das seções de referências



Fonte: Bastos (2019)

A determinação do momento fletor de cada seção varia de acordo com a presença ou não de momento fletor na base. Essas situações estão apresentadas nas equações abaixo.

Quando $M_{base} = 0$:

$$\sigma_{méd} = \frac{\sigma_{máx} + \sigma_{mín}}{2} \quad (14)$$

$$M_A = \left(\frac{\sigma_{méd} \cdot x_A^2}{2} \right) \cdot B ; M_B = \left(\frac{\sigma_{méd} \cdot x_B^2}{2} \right) \cdot A \quad (15)$$

Quando $M_{base} > 0$:

$$\sigma_{1A} = \frac{A \cdot \sigma_{máx} - x_A \cdot (\sigma_{máx} - \sigma_{mín})}{A} ; \quad (16)$$

$$\sigma_{1B} = \frac{B \cdot \sigma_{máx} - x_B \cdot (\sigma_{máx} - \sigma_{mín})}{B}$$

$$M_A = \left(\sigma_{1A} \cdot \frac{x_A^2}{2} \cdot B \right) + \left[\frac{(\sigma_{máx} - \sigma_{1A}) \cdot x_A^2}{3} \right] \cdot B ; \quad (17)$$

$$M_B = \left(\sigma_{1B} \cdot \frac{x_B^2}{2} \cdot A \right) + \left[\frac{(\sigma_{máx} - \sigma_{1B}) \cdot x_B^2}{3} \right] \cdot A ;$$

Onde:

σ_{1A} : tensão do solo na direção A;

σ_{1B} : tensão do solo na direção B;

M_A : momento fletor na direção A;

M_B : momento fletor na direção B.

O momento fletor relativo a uma seção de referência S_1 é o momento calculado levando em consideração todas as reações do solo que atuam sobre a parte da sapata delimitada por essa seção e que não é atravessada pelo eixo do pilar e paralelo a S_1 (SILVA, 1998). Para calcular a área da seção da armadura que atravessa S_1 , utiliza-se o mesmo método aplicado em vigas submetidas à flexão simples, levando em conta as características geométricas da seção de referência S_1 e o momento fletor que atua sobre ela (BASTOS, 2019). A Equação 18 apresenta o cálculo para as armaduras de flexão.

$$A_{S,A} = \frac{\gamma_f \cdot M_A}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}}; A_{S,B} = \frac{\gamma_f \cdot M_B}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (18)$$

Onde:

$A_{S,A}$: área de aço calculada na direção A;

$A_{S,B}$: área de aço calculada na direção B;

γ_f : coeficiente de ponderação;

d : altura útil da sapata;

f_{yd} : resistência de cálculo do aço.

O método CEB 70 e a NBR 6118 (ABNT, 2014) não preveem armadura mínima para sapatas, no entanto, Bastos (2019) comenta que alguns autores optam por verificar a armadura mínima de igual forma que aplicado para vigas de flexão. No item 17.3.5.2.1 da norma é apresentada uma tabela com taxas mínimas para armadura de flexão, sendo 0,15 % para elementos com concreto de 25 MPa.

Ainda, como comentado no item 2.1.1.3, as sapatas podem ser submetidas a cargas excêntricas quando há presença de momento fletor ou forças horizontais. Nessas situações existe uma variação de tensões na base da sapata e que podem gerar tensões de tração. Segundo Silva (1998), a distribuição das tensões varia de acordo com o ponto de aplicação da carga,

sendo esse ponto limitado a uma região específica, que garante que não haja tensões de tração entre o solo e a sapata. Para identificar o ponto de aplicação da carga, deve-se verificar se ela está dentro ou fora do núcleo central de inércia.

Nos casos em que a carga está aplicada dentro do núcleo central de inércia, significa que toda a base da sapata está comprimida, ou seja, não há regiões tracionadas. Essa condição é validada através da Equação 19.

$$e \leq \frac{l}{6} \quad (19)$$

Sendo l a dimensão da sapata na direção da carga excêntrica.

Após essa confirmação, aplica-se as equações abaixo para determinar os valores máximos e mínimos de tensão do solo, para posteriormente calcular o momento fletor e a área de aço de cada seção. As formulações abaixo podem ser utilizadas tanto para uma, quanto para as duas direções. No caso de excentricidade em uma única direção, utiliza-se apenas a equação referente a direção da carga excêntrica.

$$M_{Abase} = F_A \cdot h ; M_{Bbase} = F_B \cdot h \quad (20)$$

$$e_A = \frac{M_{Abase}}{K_{maj} \cdot N} ; e_B = \frac{M_{Bbase}}{K_{maj} \cdot N} \quad (21)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_A}{A} + \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) \quad (22)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_A}{A} - \frac{6 \cdot e_B}{B} \right) \quad (23)$$

M_{Abase} : momento fletor na base da sapata na direção A;

M_{Bbase} : momento fletor na base da sapata na direção B;

F_A : força horizontal na direção A;

F_B : força horizontal na direção B;

e_A : excentricidade na direção A;

e_B : excentricidade na direção B;

K_{maj} : estimativa do peso próprio da sapata e do solo sobre a sapata;

N : força axial de compressão característica;

$\sigma_{m\acute{a}x}$: tensão máxima no solo;

$\sigma_{m\acute{i}n}$: tensão mínima no solo.

Quando a excentricidade for maior do que a condição imposta pela Equação 19, entende-se que o ponto de carga está aplicado fora do núcleo central de inércia. Ou seja, nesses casos a sapata possui grandes excentricidades, admitindo-se que o elemento de fundação está submetido a tensões de trações.

Nessas situações, a NBR 6122 (ABNT, 2022) determina que ao menos 2/3 da área total da sapata esteja comprimida. Para os casos de flexão reta, onde existe excentricidade em apenas uma direção, essa condição é garantida pela Equação 24.

$$e \leq \frac{5.l}{8} \quad (24)$$

Em relação as tensões, tem-se que a $\sigma_{m\acute{i}n}$ é igual a zero, visto que parte da sapata fica sob tensões de tração. Já a $\sigma_{m\acute{a}x}$ é definida pela Equação 25, sendo apresentada para a situação em que a excentricidade esteja na direção de A.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2.N}{3.B.\left(\frac{A}{2} - e\right)} \quad (25)$$

Por fim, o Método CEB 70 indica a verificação da resistência ao esforço cortante em ambas as direções da sapata, sendo essa verificação realizada a partir de uma seção de referência S_2 , localizada a uma distância $d/2$ da face do pilar. No entanto, essa verificação é considerada muito conservadora, podendo ser desconsiderada para o dimensionamento de sapatas rígidas (BASTOS, 2019). Desta forma, realiza-se somente a verificação da diagonal comprimida, conforme apresentada anteriormente.

2.4.3 Softwares de análise e dimensionamento

A busca por produtividade em projetos estruturais é uma demanda crescente. Desta forma, torna-se praticamente inviável realizar estes projetos sem o uso de ferramentas

computacionais. A partir dos *softwares* é possível realizar o lançamento das características de cada projeto, e a partir disso realizar uma análise estrutural completa, dimensionamento e até mesmo os detalhamentos desses elementos, tudo isso com precisão e rapidez (KIMURA, 2018).

2.4.3.1 *Software* Eberick

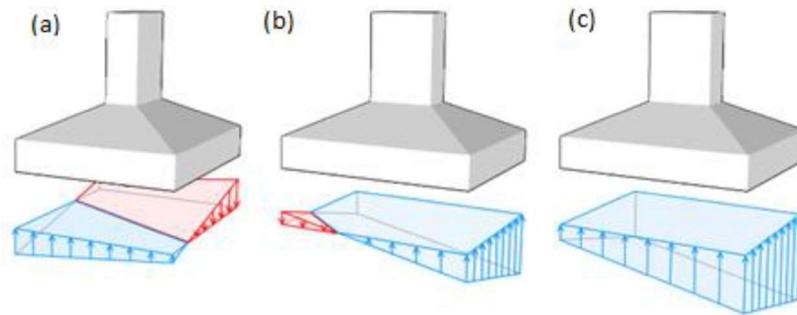
Visto que o dimensionamento de sapatas exige o desenvolvimento de diversas etapas, o método analítico de cálculo tornou-se inviável para o desenvolvimento do programa. Desta forma, o método de cálculo do *software* Eberick define um formato de sapata, conforme configurações definidas pelo usuário, e verifica se as configurações são o suficiente para atender aos esforços e resistências de projeto. Caso contrário, a sapata é redimensionada através de processos interativos. Salienta-se que durante esse processo, a altura da sapata também pode ser modificada para que seja garantida a condição de sapata rígida. Além disso, o processo garante que as verificações de tensão admissível, deslizamento e tombamento sejam atendidas (LONGO, 2021).

O primeiro dimensionamento da sapata leva em consideração os valores mínimos configurados, sendo a menor e maior altura, h_0 e h . Já as dimensões em planta, A e B, são determinadas de acordo com as dimensões do pilar, acrescentando o balanço mínimo. Posteriormente, caso os valores mínimos não sejam o suficiente, o programa realizará novas interações com base nos dados inseridos na aba dimensionamento (LONGO, 2021).

As possíveis solicitações atuando na sapata que contribuem para a distribuição das tensões do solo são a força axial e momentos em torno do eixo x e y. Esses carregamentos atuando de forma conjunta na sapata produzem uma distribuição de tensões que podem ser representados por um plano inclinado. O *software* Eberick faz as verificações destas tensões a partir da análise dos quatro vértices da sapata (LONGO, 2021).

A partir dessa análise observa-se três situações distintas. Para a situação em que dois vértices apresentam tensões de tração, conforme Figura 13 (a), o *software* define que a sapata está sujeita a tombamento. Dessa forma, as dimensões das sapatas são alteradas para uma nova interação do processo. Nas situações em que apenas um vértice apresenta tensões de tração, conforme ilustrado na Figura 13 (b), as dimensões são aceitas e a tensão máxima das quatro arestas são verificadas em relação a tensão admissível. Por fim, caso todos os vértices estejam comprimidos, como apresentado na Figura 13 (c), a tensão máxima nas arestas é comparada com a tensão admissível (LONGO, 2021).

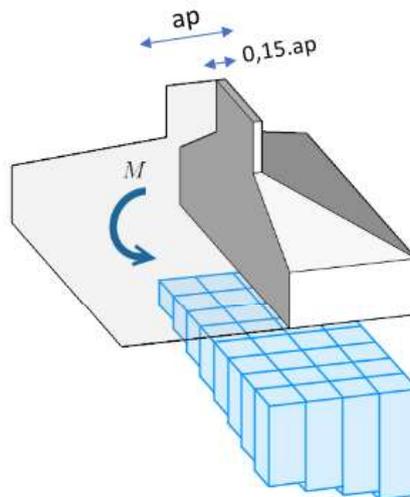
Figura 13 – Tensões atuantes na base da sapata



Fonte: Adaptado de Longo (2021).

Em relação ao dimensionamento das armaduras, o programa define os momentos aplicados na seção da aba, sendo esses momentos resultantes das tensões presentes no solo. Para a determinação deste momento, o programa estabelece uma superfície de corte na sapata, conforme apresentado pelo método do CEB 70. A análise realizada pelo *software* é feita de maneira discreta, onde a sapata é representada por uma grelha, sendo os espaços associados aos valores de tensão de acordo com a distribuição de tensão da fundação, conforme ilustrado na Figura 14.

Figura 14 - Superfície de corte da sapata e tensões na base discretizadas



Fonte: Adaptado de Longo (2021).

A partir disso, a parcela de momento de cada uma dessas regiões é somada separadamente, chegando-se a uma aproximação adequada do momento final. Esse momento,

é calculado nas duas direções da sapata, sendo adotado o valor mais crítico para dimensionamento da armadura, que é calculada conforme a Equação 26.

$$A_s = \frac{M_d}{0,8 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (26)$$

Sendo:

M_d : momento fletor de cálculo;

d : altura útil da sapata, junto a face do pilar;

f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço.

Cabe ressaltar que o *software* Eberick permite a consideração ou não de armadura mínima. Quando habilitado, a armadura mínima é verificada a partir do momento mínimo previsto no item 17.3.5.2.1 da NBR 6118, sendo aplicado na Equação 26 o maior valor entre M_d e $M_{d,min}$. Quando desabilitado, o programa dimensiona considerando o dobro do momento fletor de cálculo, ou seja $2M_d$ (LONGO, 2022).

Referente as verificações, o *software* realiza tanto a verificação de tombamento, quanto a de deslizamento. Verifica-se ao tombamento quando há momento atuando na sapata, onde é comparado o momento aplicado com o momento resistido pela sapata. Essa relação deve ser superior ao coeficiente de segurança adotado no programa, geralmente 1,5 (LONGO, 2020).

Já a verificação do deslizamento acontece na presença de forças horizontais F_R , a qual deve ser garantido que ao aplicar essas forças na sapata, ela permaneça estável em relação ao solo. Neste caso o *software* calcula uma força horizontal resistente e o quociente dessas forças deve atender o fator de segurança estabelecido, usualmente 1,5. Ressalta-se que o cálculo da F_R varia de acordo com o tipo de solo (LONGO, 2020).

2.4.3.2 *Software* TQS

A sapata é dimensionada considerando o comportamento elástico-plástico do solo e sua estabilidade é garantida pelas forças elásticas transmitidas pelo solo através da superfície de apoio, resultando em uma distribuição de tensões uniforme. As tensões no solo são calculadas para flexão composta oblíqua em uma base resistente à compressão (TQS INFORMÁTICA, 2023).

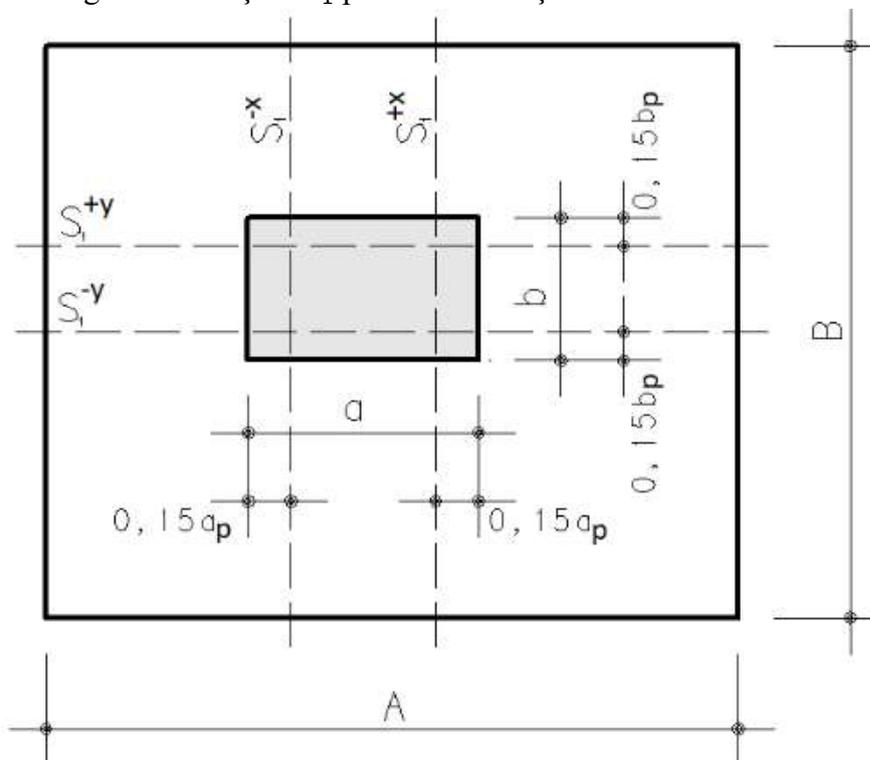
Existem duas situações para o dimensionamento da sapata, sendo a primeira onde o projetista atribui as dimensões ou então, o sistema dimensiona automaticamente. Neste segundo

caso, as dimensões são calculadas para atender a critérios de relação econômica e tensões dentro de limites definidos no *software*, e a armadura é calculada no domínio 3 para o estado limite último (TQS INFORMÁTICA, 2023).

Para o valor da tensão atuante na sapata, é adotada uma distribuição uniforme que depende dos critérios de projeto escolhidos. O valor é $2/3$ da tensão máxima de compressão se a opção for zero, ou, caso seja outra opção, é multiplicado por um coeficiente fornecido nos critérios de projeto. Além disso, é obedecido o limite da altura útil d da seção, que não pode exceder 1,5 vezes do balanço da sapata medida perpendicularmente a ela (TQS INFORMÁTICA, 2023).

O dimensionamento estrutural para sapatas isoladas do *software* TQS é baseado em Bastos (2012) e Machado (1984). O cálculo dos momentos fletores é realizado conforme apresentado no item 2.4.2.1, realizado para cada direção a partir de uma seção de referência S_1 . No caso do *software* ele determina o momento fletor em quatro seções, conforme apresentado na Figura 15. Com base nesses valores de momento fletor, as armaduras das sapatas são projetadas para resistir a essas solicitações, considerando a distribuição real das tensões de compressão no solo (TQS INFORMÁTICA, 2023).

Figura 15 - Seções S_1 para determinação do momento fletor

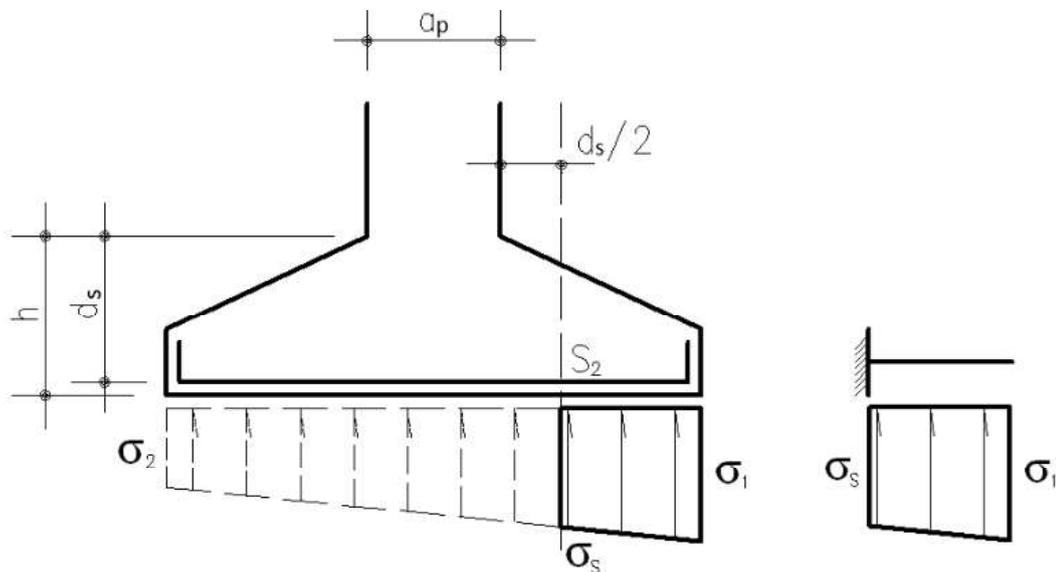


Fonte: TQS Informática (2023)

É necessário que os momentos fletores calculados nas duas direções perpendiculares tenham um valor mínimo igual ou superior a 1/5 do momento máximo. Com base nesses valores de momento fletor, as armaduras das sapatas são projetadas para resistir a essas solicitações, considerando a distribuição real das tensões de compressão no solo. Além disso, a relação entre as áreas das seções transversais das barras nas duas direções ortogonais deve ser pelo menos igual a 1/5. A armadura é distribuída igualmente em toda a extensão da sapata em ambas as direções, sem concentração na região sob o pilar (TQS INFORMÁTICA, 2023). O cálculo da armadura é realizado conforme a Equação 18, sendo verificada também sua armadura mínima através do $M_{d,min}$ ou taxa de armadura, previsto no item 17.3.5.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

O *software* realiza a verificação do esforço cortante utilizando o método proposto pelo CEB 70, sendo seu dimensionamento realizado através de uma seção de referência S_2 , apresentado na Figura 16.

Figura 16 – Seção S_2 para verificação do esforço cortante



Fonte: TQS Informática (2023)

O esforço cortante é calculado considerando o diagrama de tensões no solo ao longo da distância entre a seção S_2 e a extremidade da sapata. Essa seção também é separada em quatro seções, onde é obtido um valor de esforço cortante para cada uma delas através da integração numérica dos valores de tensão do solo para área de cálculo (TQS INFORMÁTICA, 2023).

O valor limite do esforço cortante pode ser definido de duas formas, ou pelo método CEB 70 ou pelo método de Machado (1984). Ambos os métodos são apresentados na Equação 27 e Equação 28, respectivamente.

$$V_{d,lim} = \frac{0,474}{\gamma_c} \cdot b_s \cdot d_s \cdot \sqrt{\rho} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (27)$$

$$V_{d,lim} = 0,63 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_s \cdot d_s \quad (28)$$

Onde:

γ_c : coeficiente de segurança do concreto;

b_s e d_s : largura e altura da seção S_2 ;

ρ : taxa de armadura longitudinal da seção S_2 .

Também é realizada a verificação da diagonal comprimida, sendo utilizadas as mesmas formulações apresentadas no item 2.4.2 para determinar τ_{Rd2} e τ_{Sd} . A diferença do *software* está na análise do contorno crítico, o qual não será utilizado o contorno crítico C, mas sim, 4 verificações, sendo uma para cada lateral do retângulo que envolve o pilar. Dessa forma, considera-se que essa análise é realizada a partir de uma seção de referência S_3 para cada direção da sapata, que se divide em 4 seções e que ao analisar suas áreas de cálculo, obtêm-se o valor do esforço para cálculo da tensão cisalhante em cada seção (TQS INFORMÁTICA, 2023).

3 METODOLOGIA

Neste capítulo serão abordados os métodos utilizados para a realização deste trabalho. Estão divididos em dois itens, sendo apresentado no primeiro as características das edificações que foram analisadas e posteriormente, como foi realizado o dimensionamento das sapatas utilizando *softwares* e cálculo manual, além do comparativo e análise entre os métodos.

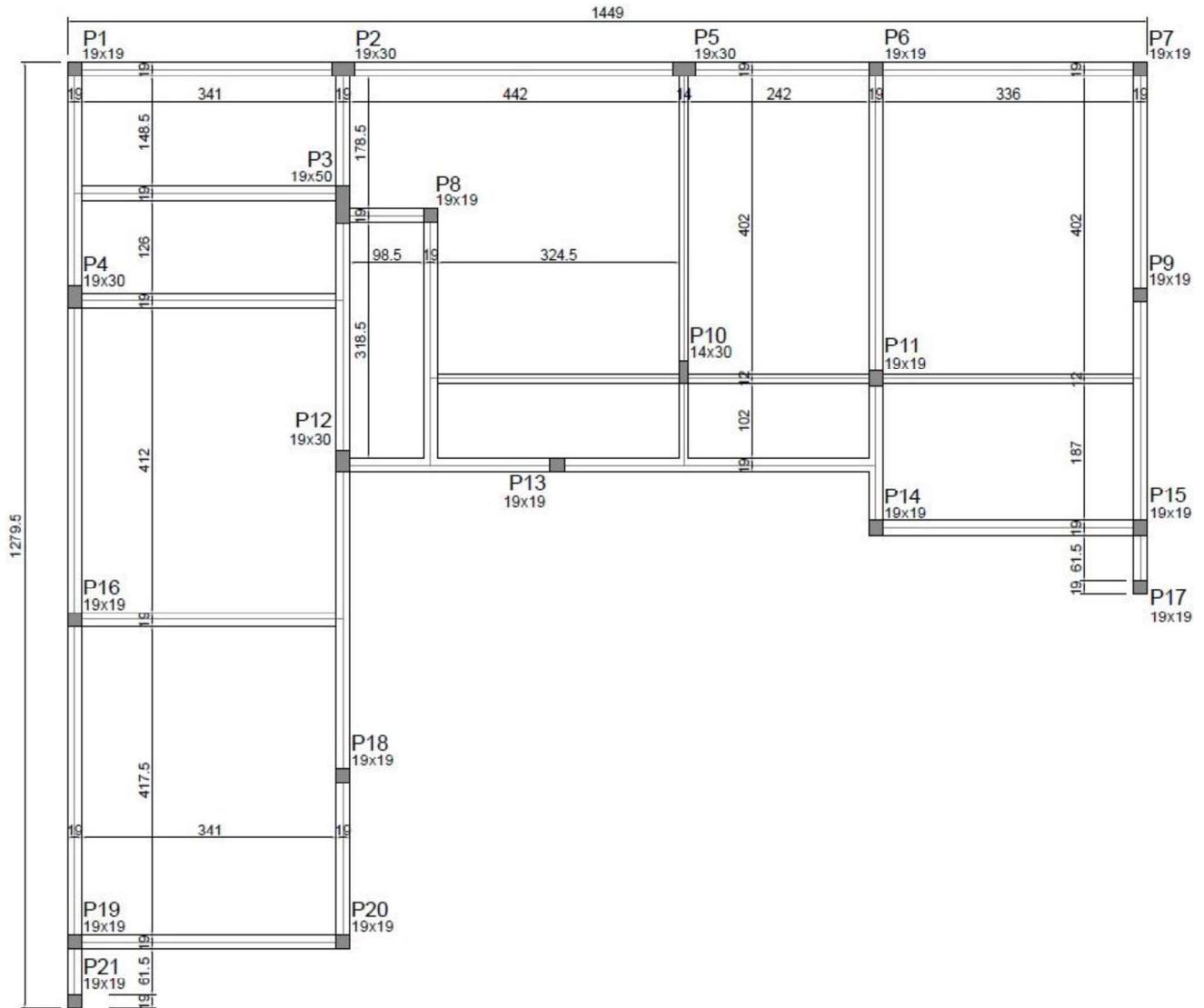
3.1 OBJETO DE ESTUDO

Neste trabalho, a metodologia foi conduzida a partir de três edificações distintas fornecidas pela Empresa "A", onde foram utilizadas as solicitações resultantes dos pilares dessas estruturas como base para a realização da análise e dimensionamento das sapatas em estudo. Cabe ressaltar que apesar da Empresa "A" utilizar o *software* Eberick para a realização de seus projetos, não foram utilizados os resultados das sapatas encontradas para cada projeto, apenas as solicitações dos pilares. Desta forma, a análise entre o *software* Eberick e TQS se deu da mesma forma, através do lançamento sapatas isoladas para os carregamentos escolhidos.

A primeira edificação, trata-se de um residencial unifamiliar térrea em concreto armado de aproximadamente 110 m². Nesta edificação, seus elementos estruturais foram dimensionados considerando f_{ck} 25 MPa, classe de agressividade II e dimensão do agregado de 19 mm. Para as paredes externas considerou-se a carga de tijolo maciço de 19 cm e paredes internas tijolo maciço de 11,5 cm. Também, fora considerado laje maciça com 10 cm de espessura atendendo ao carregamento específico para cada ambiente, conforme a NBR 6120 (ABNT, 2019).

A velocidade do vento foi definida em 40 m/s, categoria IV para rugosidade do terreno e fator S_1 e $S_3 = 1,00$. Ainda, utilizou-se a ferramenta de combinação automática, avaliando as possíveis combinações com cargas permanentes e acidentais, garantindo que a estrutura resista aos efeitos mais desfavoráveis resultantes dessas combinações. A Figura 17 apresenta a planta de forma do pavimento térreo evidenciando os pilares o qual serão suportados pelas sapatas.

Figura 17 – Planta de forma do pavimento térreo



Fonte: O autor (2023)

Através desses parâmetros de cálculo, foi realizado a análise e dimensionamento completo da estrutura, sendo apresentado na Tabela 2 os carregamentos dos pilares que devem ser transferidos para as sapatas. Destaca-se que os esforços apresentados na tabela não estão majorados.

Tabela 2 – Reação dos pilares da edificação 01

(continua)

Nome	Seção (cm)	N Máximo (kN)	Fx Máximo (kN)	Fy Máximo (kN)
P1	19x19	95	4	2
P2	19x30	153	2	2
P3	19x50	247	7	5

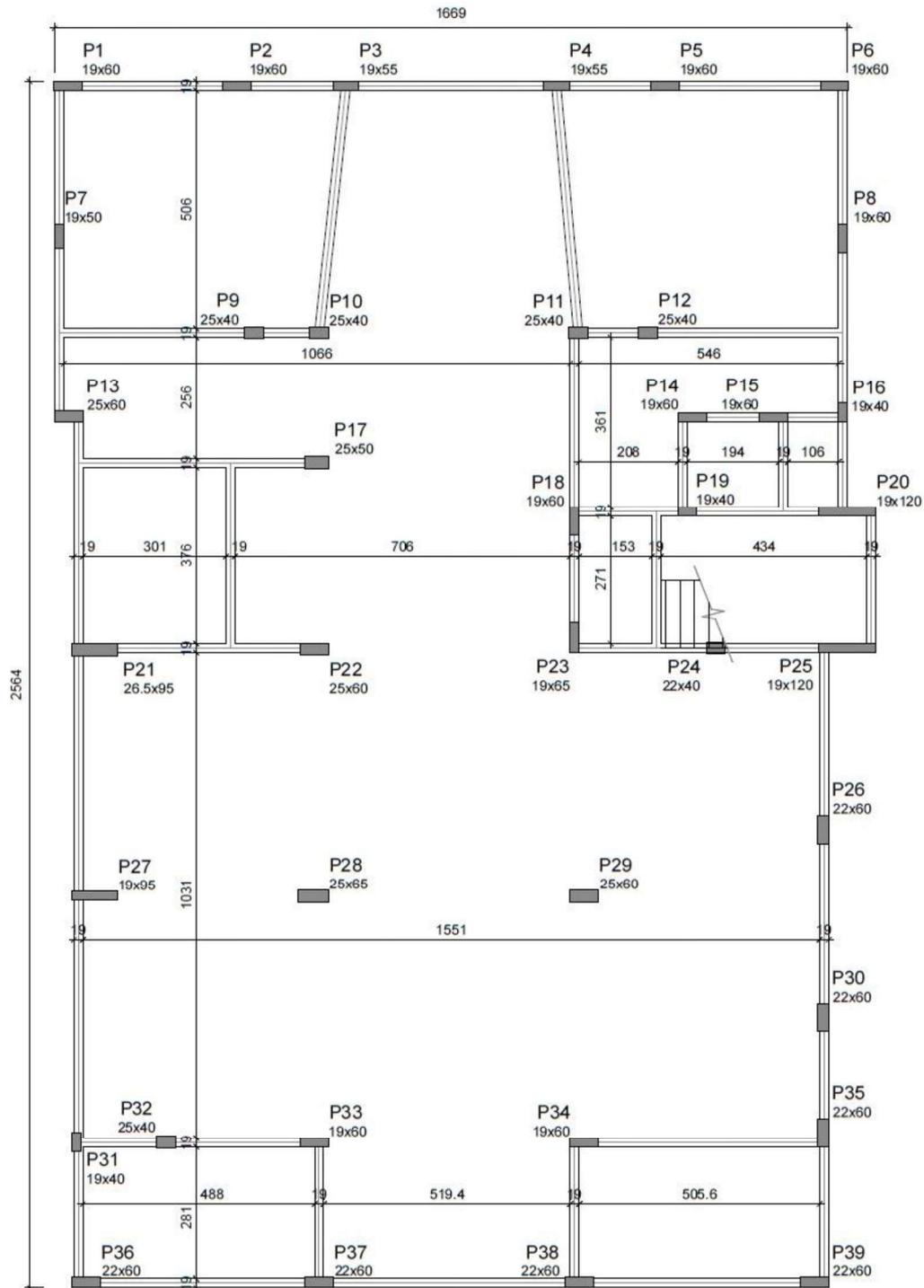
(conclusão)

Nome	Seção (cm)	N Máximo (kN)	Fx Máximo (kN)	Fy Máximo (kN)
P4	19x30	228	10	2v
P5	19x30	160	8	7
P6	19x19	160	2	7
P7	19x19	77	5	3
P8	19x19	61	2	7
P9	19x19	121	1	1
P10	14x30	179	2	4
P11	19x19	204	2	4
P12	19x30	235	3	4
P13	19x19	134	2	0
P14	19x19	81	5	3
P15	19x19	99	5	2
P16	19x19	170	7	1
P17	19x19	16	1	1
P18	19x19	136	1	3
P19	19x19	124	4	5
P20	19x19	91	6	3
P21	19x19	11	2	3

Fonte: O autor (2023)

A segunda edificação também é em concreto armado, sendo um residencial multifamiliar dividida em cinco pavimentos residenciais e dois de garagem, totalizando uma área de 2.670 m². Para esta edificação, os parâmetros de vento, combinações de ações e f_{ck} dos elementos estruturais são os mesmos considerados na primeira edificação. Sua variação está na espessura das lajes maciças, a qual foi considerada 12 cm e no tipo de vedação da parede, sendo bloco de vedação cerâmico vazado de 19 cm tanto para as paredes externas quanto as internas. Na Figura 18 está apresentado a planta de forma do pavimento subsolo.

Figura 18 – Planta de forma do subsolo



Fonte: O autor (2023)

A Tabela 3 apresenta as solicitações encontradas para cada pilar. Os pilares P36, P37, P38 e P39, bem como os pilares P9, P10, P11 e P12, não serão avaliados pois trata-se de sapatas excêntricas e sapatas associadas, respectivamente.

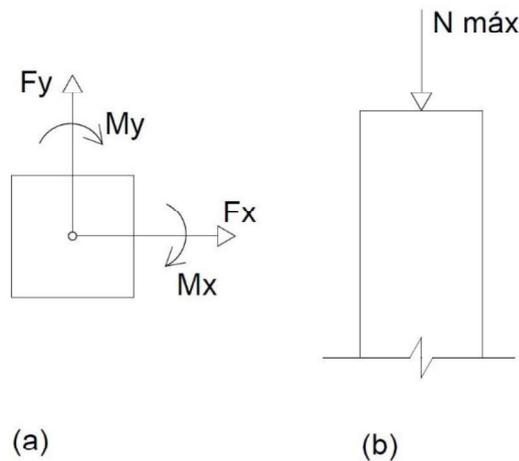
Tabela 3 – Reação dos pilares edificação 02

Nome	Seção (cm)	N Máximo (kN)	Mx Máximo (kN.m)	My Máximo (kN.m)	Fx Máximo (kN)	Fy Máximo (kN)
P1	19x60	580	8	27	15	7
P2	19x60	942	6	28	14	3
P3	19x55	1045	14	28	22	13
P4	19x55	1059	7	23	19	6
P5	19x60	943	5	29	19	2
P6	19x60	560	10	23	12	11
P7	19x50	861	40	5	3	22
P8	19x60	898	53	6	2	34
P13	25x60	879	16	28	8	12
P14	19x60	648	0	0	6	4
P15	19x60	557	0	0	11	2
P16	19x40	432	0	0	3	1
P17	25x50	1415	14	18	15	6
P18	19x60	1099	55	6	8	31
P19	19x40	698	11	13	13	14
P20	19x120	876	13	204	61	11
P21	26.5x95	1397	35	133	41	24
P22	25x60	1906	13	38	24	3
P23	19x65	1654	66	11	14	36
P24	22x40	765	8	17	21	4
P25	19x120	1017	14	183	68	13
P26	22x60	1154	62	8	5	38
P27	19x95	1310	17	112	36	15
P28	25x65	2203	13	46	11	2
P29	25x60	1617	13	47	19	3
P30	22x60	855	73	6	4	54
P31	19x40	271	37	5	6	37
P32	25x40	615	9	16	11	4
P33	19x60	1352	49	31	10	53
P34	19x60	1397	49	32	10	54
P35	22x60	706	75	6	3	52
P36	22x60	202	54	0	9	40
P37	22x60	266	91	0	5	55
P38	22x60	276	96	0	8	56
P39	22x60	268	93	0	8	73
P9+P10		1982	0	0	29	5
P11+P12		1951	0	0	27	6

Fonte: O autor (2023)

A convenção dos eixos para os esforços dos pilares, apresentados nas tabelas acima, é ilustrada pela Figura 19. Na figura, a planta baixa do pilar é representada pela imagem (a), enquanto o pilar em vista é representado pela imagem (b).

Figura 19 – Convenção dos eixos referente aos esforços atuantes nos pilares

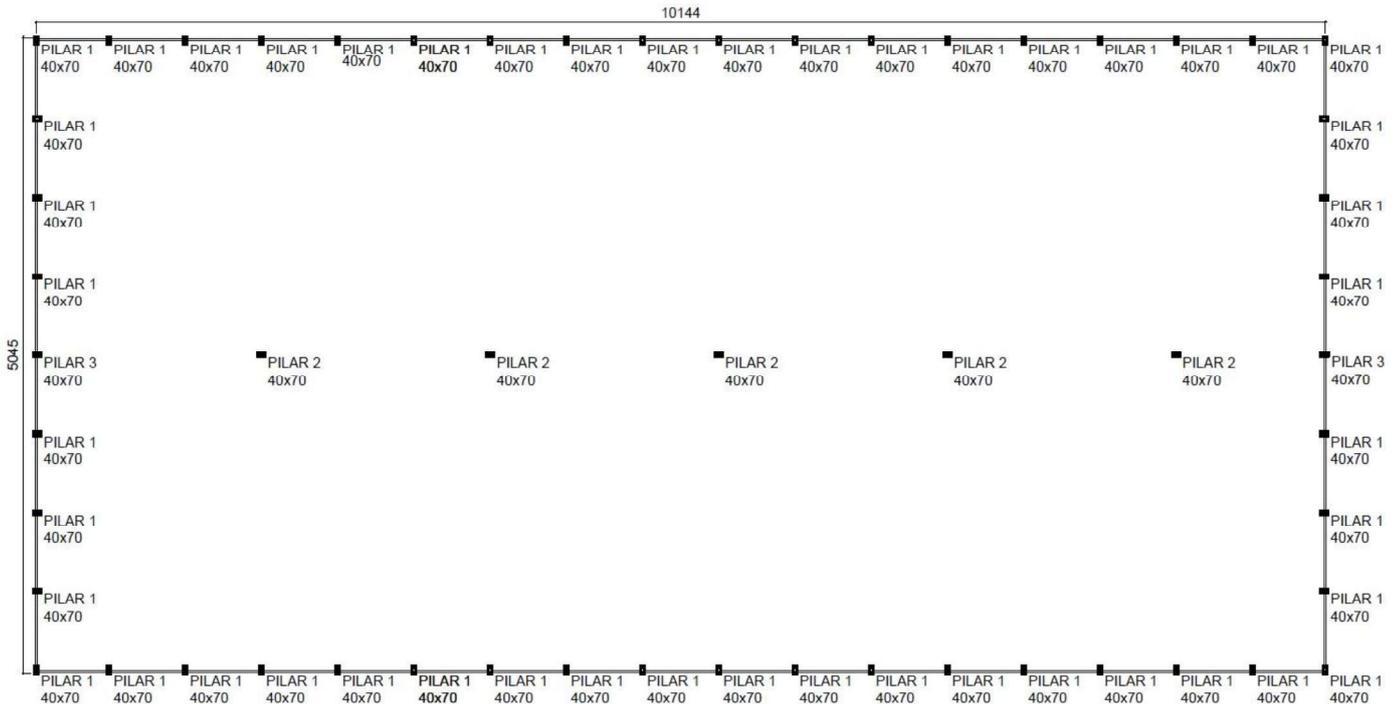


Fonte: O autor (2023)

Referente aos esforços, a carga máxima ($N_{máx}$) refere-se ao esforço axial de compressão, ou seja, cargas que atuam no sentido vertical, sendo resultado do peso próprio da estrutura, cargas acidentais e adicionais. Já F_x e F_y estão relacionadas com o esforço cortante para cada direção, são as cargas horizontais provenientes da ação do vento e desaprumo. Por fim, M_x representa o momento fletor na direção X, assim como M_y representa para a direção Y. Serão utilizados os valores máximos, pois representam o maior valor que eles podem atingir a partir das combinações de ações, sendo assim, ao utilizar os valores máximos está sendo considerado os cenários mais desfavoráveis da estrutura.

E por fim, a terceira edificação trata-se de um pavilhão em estrutura metálica com área de 5.120 m², o qual necessita do dimensionamento das sapatas em concreto armado. A Figura 20 apresenta a planta de forma da estrutura. Ressalta-se que o dimensionamento da estrutura metálica foi realizado por uma empresa terceirizada, não disponibilizando os parâmetros de cálculo utilizado, apenas as reações necessárias para o dimensionamento das sapatas.

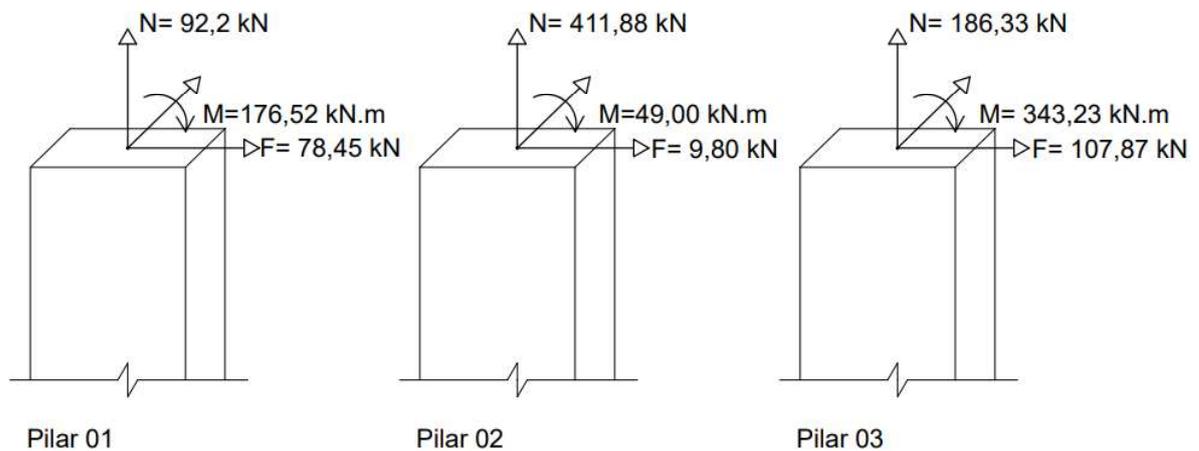
Figura 20 – Planta de forma pavilhão metálico



Fonte: O autor (2023)

Nota-se que todos os pilares possuem a dimensão de 40x70, além de suas cargas serem uniformizadas, gerando reações para apenas três diferentes tipos de pilares. A Figura 21 apresenta as solicitações desses pilares e suas respectivas convenções, ressaltando que seus esforços estão sendo aplicados na maior dimensão do pilar.

Figura 21 – Esforços e convenções dos pilares da edificação 03



Fonte: O autor (2023)

A escolha dessas estruturas está relacionada com os diferentes tipos de carregamentos existentes em cada uma delas. Na edificação residencial os momentos provenientes dos pilares

não foram transferidos para a fundação devido critério do projetista, neste caso, existem apenas cargas horizontais e verticais e com valores significativamente menores quando comparada com as demais estruturas. Já na edificação multifamiliar, além dos esforços horizontais e verticais, também foi considerado os momentos fletores. Assim, neste caso, existe uma gama de situações que podem ser analisadas e serão descritas posteriormente. E por fim, a escolha da estrutura metálica se deu devido a presença de esforço de tração.

3.1.1 MATRIZ DE ANÁLISE

Tanto para o dimensionamento de sapatas utilizando *softwares*, quanto para o dimensionamento por meio de cálculo manual, é necessário a consideração de diferentes parâmetros que são essenciais para garantir a segurança e estabilidade das fundações. As cargas atuantes e as dimensões dos pilares são um exemplo e já foram apresentadas no item acima. Ainda, é imprescindível conhecer as propriedades do solo, bem como determinar o tipo de concreto que será utilizado.

Para este trabalho, partiu-se do pressuposto de que o concreto utilizado é de f_{ck} 25 MPa, classe de agressividade II, agregado de 19 mm, cobrimento de 4,5 cm e aço CA-50. O solo é coesivo com capacidade de suporte de 300 kN/m² e peso específico de 17 kN/m³. Além disso, as sapatas foram calculadas para comportamento rígido e assentadas a uma profundidade de 1,2 metros.

Para otimizar a análise deste trabalho, foram selecionados apenas alguns pilares de cada edificação para a realização do dimensionamento de sapatas. A Tabela 4 apresenta uma matriz de análise que unifica todas as informações necessárias para realizar o dimensionamento tanto pelo método manual quanto pelos *softwares*.

Tabela 4 – Matriz de análise

(continua)

Grupo/ Pilar	a_p (cm)	b_p (cm)	\varnothing barra (mm)	n ^o barras	N (kN)	M_a (kN.m)	M_b (kN.m)	F_a (kN)	F_b (kN)
G1P3	50	19	10,0	6	247	0	0	5	7
G1P13	19	19	10,0	4	134	0	0	2	0
G1P17	19	19	10,0	4	16	0	0	1	1
G2P3	55	19	12,5	12	1045	28	14	22	13
G2P16	40	19	10,0	4	432	0	0	1	3
G2P20	120	19	10,0	12	876	204	13	61	11
G2P35	60	22	10,0	8	706	75	6	52	3
G2P28	65	25	20,0	20	2203	46	13	11	2

(conclusão)

Grupo/ Pilar	a_p (cm)	b_p (cm)	\varnothing barra (mm)	nº barras	N (kN)	M_a (kN.m)	M_b (kN.m)	F_a (kN)	F_b (kN)
G2P31	40	19	10,0	4	271	37	5	37	6
G3P1	70	40	12,5	10	-92	177	0	78	0
G3P2	70	40	12,5	10	-412	49	0	10	0
G3P3	70	40	12,5	10	-186	343	0	108	0

Fonte: O autor (2023)

Na primeira edificação foram analisados três pilares escolhidos a partir de seu $N_{máx}$, sendo caracterizados pela maior, menor e carga média. Estes pilares fazem parte do Grupo 01, onde são apresentados na matriz como G1 + pilar referente. Para a segunda edificação, por apresentar maior variação de solicitações, selecionou-se seis pilares que fazem parte do Grupo 02, sendo apresentados como G2 + pilar referente. Por fim, foram analisados os três diferentes pilares provenientes da estrutura metálica, sendo classificados como Grupo 03, G3 + pilar referente.

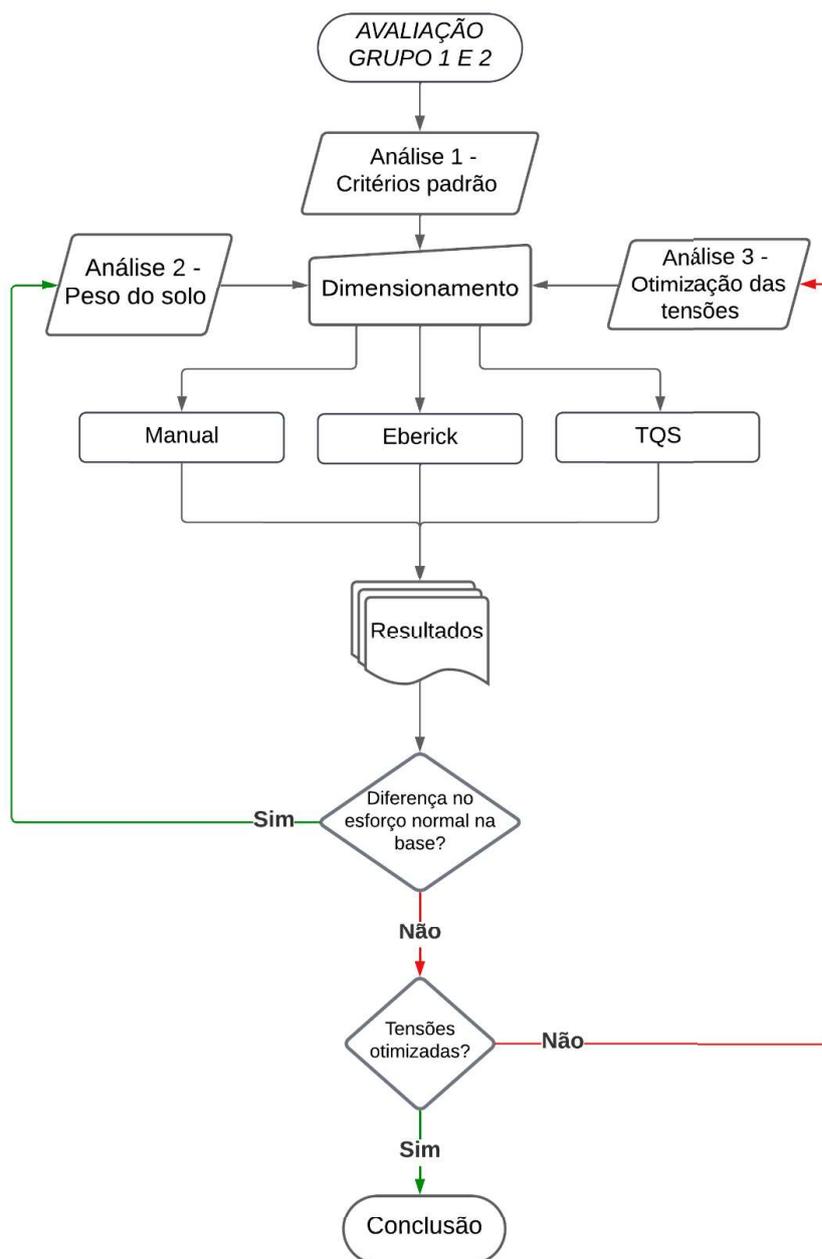
Ainda, é possível verificar na matriz que as variáveis foram renomeadas, sendo elas ajustadas de maneira a facilitar o cálculo manual, além de melhorar a visualização das solicitações para o lançamento nos *softwares*. Para cada pilar, apresenta-se a sua maior e menor dimensão, seguido número de barras e bitola utilizada no dimensionamento manual. Por fim, está apresentado as solicitações, sendo o M_a e o F_a , a força e o momento aplicados na maior dimensão do pilar, e o M_b e o F_b , a força e o momento aplicados na sua menor dimensão.

Com base nos esforços dos pilares selecionados e mantendo suas características pré-estabelecidas, foi realizado o lançamento das sapatas de forma isolada no *software* Eberick e TQS. Primeiramente, na interface dos programas ajustou-se os parâmetros referentes aos materiais definidos. Em seguida, foram inseridos os pilares considerando suas dimensões e carregamentos atuantes, como as cargas verticais, horizontais e momento fletores, de acordo com as convenções pré-estabelecidas. A partir disso, o *software* realiza de maneira automática os cálculos necessários para definir a dimensão e armadura necessária de cada sapata mantendo a estabilidade e segurança desses elementos. O método de dimensionamento de cada *software* foi abordado no item 2.4.3.

Para o método manual, elaborou-se uma planilha eletrônica de cálculo com o auxílio do Excel. A primeira etapa foi o dimensionamento geométrico, realizado de acordo com o item 2.4.1 deste trabalho. Posteriormente, verificou-se a condição de sapata rígida conforme Equação 5, além do dimensionamento estrutural de acordo com o método CEB 70, exemplificado no item 2.4.2.1.

Para o Grupo 1 e 2 serão realizadas três análises, com o objetivo de equalizar os critérios de cálculo relacionados ao dimensionamento geométrico da sapata. Para melhor compreensão das etapas de trabalho relacionadas a esses grupos, foi desenvolvido o fluxograma apresentado na Figura 22. Para o Grupo 3, por apresentar esforço de tração, só é possível o dimensionamento pelo cálculo manual. Desta forma, não é necessário realizar mais de uma análise.

Figura 22 – Fluxograma de avaliação dos resultados



Fonte: O autor (2023)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste item serão apresentados os resultados obtidos a partir da matriz de análise proposta para este trabalho. Estão separados em dois itens principais, sendo o primeiro a abordagem das análises e resultados encontrados para as sapatas do Grupo 01 e 02 e em seguida os resultados das sapatas do Grupo 03.

4.1 Resultados Grupo 01 e Grupo 02

Inicialmente foi observado e compreendido os parâmetros e os procedimentos de cálculo de cada método, com o intuito de que os resultados encontrados fossem o mais próximo possível. Desta forma, em cada dimensionamento serão citados os ajustes iniciais realizados para essa melhor aproximação.

O dimensionamento manual foi realizado de acordo com as equações apresentadas neste trabalho considerando a armadura mínima, visto que os *softwares* fazem o uso desta condição. Ainda, foi necessário acrescentar ao esforço normal o peso próprio do fuste que liga o pilar ao elemento de fundação. Assim, a carga vertical descarregada na sapata é igual para todos os métodos, visto que ambos os *softwares* consideram esse acréscimo de forma automática. No Apêndice A encontra-se a planilha de cálculo utilizada para obter os resultados que serão apresentados a seguir.

Para o dimensionamento no *software* Eberick manteve-se os parâmetros *default* do programa, desabilitando apenas a consideração do desaprumo, já que no TQS e no cálculo manual essa condição não é verificada quando se tem o lançamento de forma isolada. Por fim, no *software* TQS a partir das configurações *default* do programa, foi desabilitado na aba “esforços” a verificação do esforço cortante, assim como o γ_n foi ajustado para 1,0. Já na aba “cálculo” a verificação das bielas de compressão fora ajustada para sem armadura e a dimensão mínima da sapata foi alterada para 60 cm. Ressalta-se que esses parâmetros ajustados seguem as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 6122 (ABNT, 2022).

A Tabela 5 apresenta as dimensões das sapatas encontradas para cada método. Salienta-se que para os valores dos *softwares* adotou-se as dimensões obtidas pelo pré-dimensionamento automático. De maneira geral, as dimensões encontradas pelo método manual são inferiores quando comparada com os *softwares*.

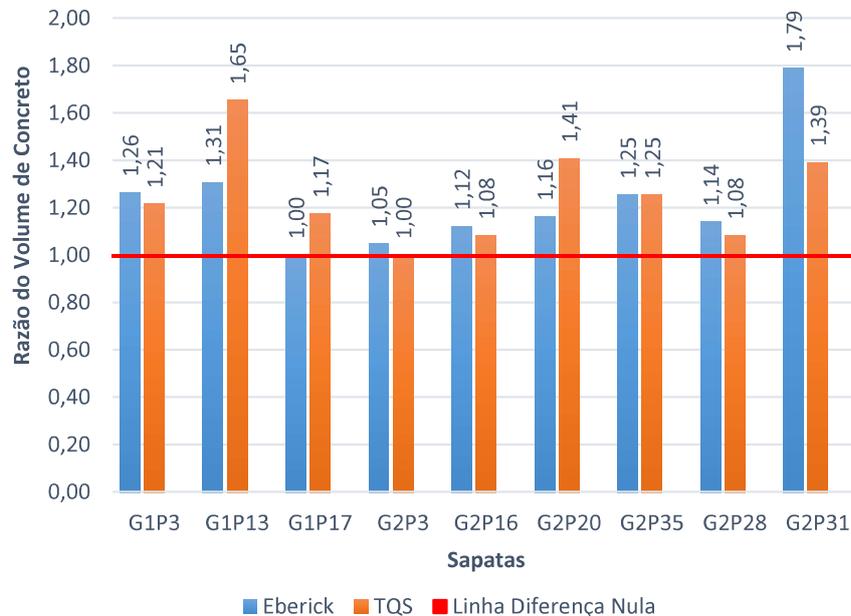
Tabela 5 – Dimensões das sapatas

Sapata	Manual			Eberick			TQS		
	Dimensões (cm)			Dimensões (cm)			Dimensões (cm)		
	A	B	H	A	B	H	A	B	H
G1P3	115	85	40	130	95	40	125	95	40
G1P13	70	70	40	80	80	40	90	90	40
G1P17	60	60	40	60	60	40	65	65	40
G2P3	225	190	60	230	195	60	225	190	60
G2P16	135	115	40	145	120	40	140	120	40
G2P20	280	180	55	290	185	60	300	200	65
G2P35	210	170	50	220	185	55	220	185	55
G2P28	305	265	80	315	275	85	305	270	85
G2P31	145	125	40	160	135	60	160	140	45

Fonte: O autor (2023)

Para melhor visualização dos resultados, o Gráfico 1 apresenta a razão do volume de concreto determinado pelos *softwares* com o encontrado pelo cálculo manual. Para valores acima da linha, tem-se valores de *softwares* superiores que o encontrado para o dimensionamento manual.

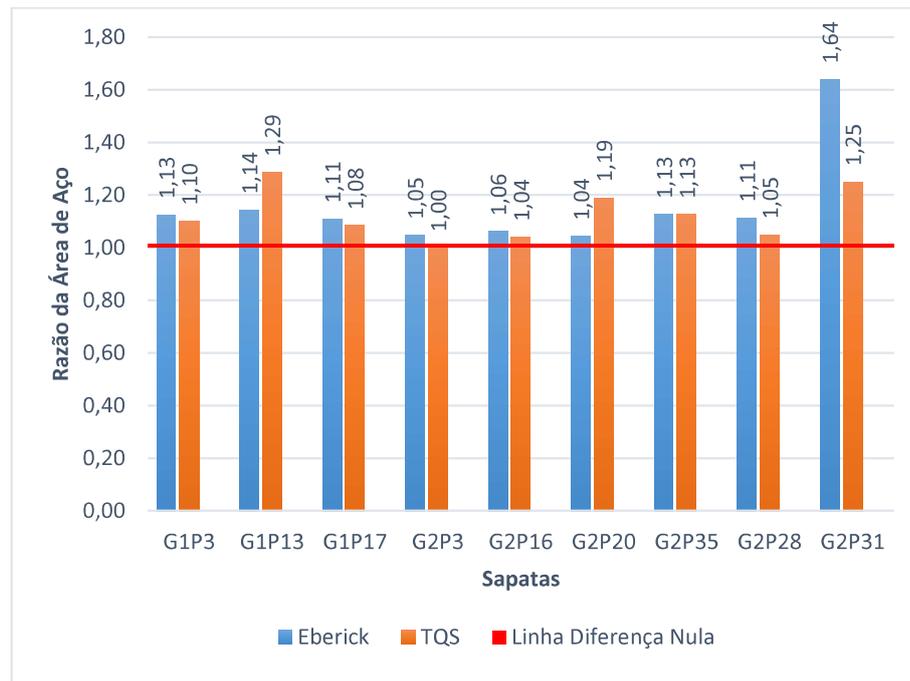
Gráfico 1 – Razão do volume de concreto



Fonte: O autor (2023)

Em relação a área de aço, o Gráfico 2 mostra a razão entre *softwares* e manual. Vale ressaltar que ambos os *softwares* fazem o uso da verificação do momento mínimo para a determinação da área de aço, já para o cálculo manual, optou-se pela taxa de armadura em 0,15 % da área do elemento, visto a utilização do f_{ck} de 25 MPa. Nota-se que o comportamento para a área de aço é similar ao do volume de concreto.

Gráfico 2 – Razão da área de aço entre os *softwares* e o cálculo manual



Fonte: O autor (2023)

Os valores obtidos para a área de aço de cada método estão dispostos na Tabela 6, sendo apresentado para o cálculo manual e TQS os valores de área de aço calculada e a área de aço mínima. Já para o Eberick, só foi possível visualizar a área de aço efetiva, não podendo ser identificado se foi utilizada a armadura mínima ou a de cálculo.

Tabela 6 - Área de aço das sapatas

(continua)

Sapata	Manual				Eberick		TQS			
	As,A (cm ²)	As,A Mín (cm ²)	As,B (cm ²)	As,B Mín (cm ²)	As,A Efetivo (cm ²)	As,B Efetivo (cm ²)	As,A (cm ²)	As,A Mín (cm ²)	As,B (cm ²)	As,B Mín (cm ²)
G1P3	2,15	5,10	2,33	6,90	5,70	7,80	4,50	5,70	6,20	7,50
G1P13	0,88	4,20	0,90	4,20	4,80	4,80	4,20	5,40	4,50	5,40

(conclusão)

Sapata	Manual				Eberick		TQS			
	As,A (cm ²)	As,A Mín (cm ²)	As,B (cm ²)	As,B Mín (cm ²)	As,A Efetivo (cm ²)	As,B Efetivo (cm ²)	As,A (cm ²)	As,A Mín (cm ²)	As,B (cm ²)	As,B Mín (cm ²)
G1P17	0,11	3,60	0,11	3,60	3,99	3,99	3,20	3,90	3,10	3,90
G2P3	16,40	17,10	17,35	20,25	18,41	20,70	13,20	17,10	15,90	20,25
G2P16	5,32	6,90	5,63	8,10	7,20	8,70	5,60	7,20	7,00	8,40
G2P20	17,89	14,85	19,49	23,10	16,65	26,10	14,70	19,50	22,70	29,25
G2P35	13,94	12,75	14,40	15,75	15,26	18,15	11,60	15,26	14,40	18,15
G2P28	33,31	31,80	34,82	36,60	37,59	40,16	26,00	34,42	29,60	38,89
G2P31	6,07	7,50	6,32	8,70	12,15	14,40	7,30	9,45	8,80	10,80

Fonte: O autor (2023)

Os valores grifados são os valores efetivos de cálculo, podendo observar que para o TQS todos os valores utilizados foram pelo valor mínimo e para cálculo manual também teve esse comportamento em praticamente todas as sapatas. Outro ponto relevante é em relação a configuração *default* do TQS, onde ele considera além do momento mínimo, uma área de aço mínima de 1,50 cm²/m. Assim, justificando a diferença da armadura calculada pelo método manual e TQS para as sapatas do G1, por exemplo.

Diante dos resultados obtidos, torna-se viável realizar novas análises que tendem aproximar ainda mais os resultados. Em relação ao dimensionamento geométrico, sabe-se que um dos principais parâmetros de cálculo é o esforço normal atuando na base da sapata. Desta forma, a Tabela 7 traz os valores utilizados para esta primeira análise.

Tabela 7 – Esforço normal na base das sapatas

Sapata	Manual	Eberick		TQS	
	N (kN)	N (kN)	Diferença relativa	N (kN)	Diferença relativa
G1P3	261,3	277,7	6,26%	259,0	-0,90%
G1P13	141,5	149,7	5,83%	142,0	0,38%
G1P17	17,6	25,1	42,91%	20,0	13,92%
G2P3	1098,9	1160,1	5,57%	1110,0	1,01%
G2P16	455,2	474,3	4,20%	449,0	-1,36%
G2P20	923,7	1015,7	9,96%	975,0	5,55%
G2P35	743,7	809,4	8,84%	763,0	2,59%
G2P28	2314,9	2442,5	5,52%	2379,0	2,77%
G2P31	286,1	326,9	14,26%	297,0	3,79%

Fonte: O autor (2023)

É possível notar diferença entre os valores de cada método, podendo destacar a sapata G1P17, tendo um esforço 42,91% superior quando comparado o Eberick com cálculo manual. Já a menor diferença está na sapata G1P3 onde o TQS possui valor inferior quando comparado com o manual.

Sabendo que o esforço proveniente do pilar é o mesmo para todos os métodos de cálculo, a diferença está nos valores referentes ao peso próprio. No cálculo manual é acrescido 5% ao esforço normal para a consideração do peso próprio, sendo este valor totalmente estimado. No *software* TQS, este acréscimo referente ao peso próprio é calculado a partir da sua geometria. No *software* Eberick, além de calcular o peso próprio da sapata, também se leva em conta o peso do solo sobre o elemento de fundação, o que justifica por que os valores são mais elevados nesse método. Essa diferença é ainda maior para as situações em que as sapatas apresentam cargas menores, pois, para essas situações, a proporção entre peso do solo e peso da sapata é maior.

Conhecendo a importância do esforço normal na geometria da sapata, realizou-se uma nova análise considerando o peso do solo sobre a sapata no *software* TQS e cálculo manual. Essa análise será demonstrada no item 4.1.1.

4.1.1 Análise do esforço normal na base da sapata

Através das dimensões obtidas no resultado anterior, foi calculado o peso do solo e aplicado junto ao esforço normal da sapata. Nos casos em que foi necessário aumentar as dimensões por meio dessa nova carga aplicada, calculou-se novamente o novo peso de solo até que não fosse preciso alterar sua dimensão. A planilha de dimensionamento manual para esta nova análise está disposta no Apêndice B. Os novos valores encontrados para esforço normal, além da diferença percentual entre os valores dos *softwares* comparando com o manual podem ser visualizados na Tabela 8.

Tabela 8 – Esforço normal na base da sapata considerando seu peso próprio e peso do solo

(continua)

Sapata	Manual	Eberick		TQS	
	N (kN)	N (kN)	Diferença Relativa	N (kN)	Diferença Relativa
G1P3	272,0	277,7	2,08%	274,0	0,72%
G1P13	147,5	149,7	1,48%	153,0	3,72%
G1P17	24,7	25,1	1,46%	26,0	5,14%

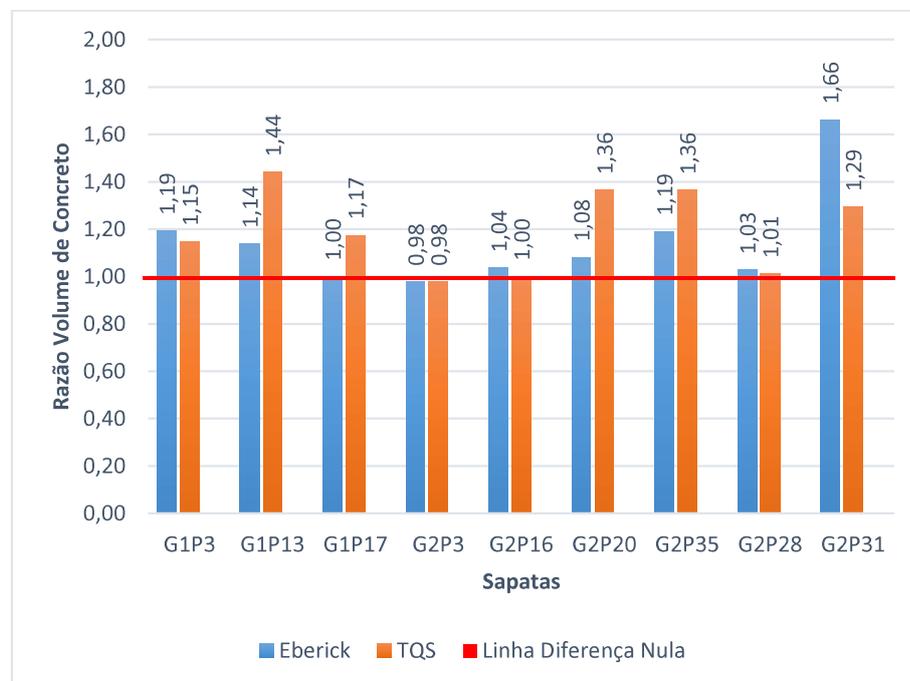
(conclusão)

Sapata	Manual	Eberick		TQS	
	N (kN)	N (kN)	Diferença Relativa	N (kN)	Diferença Relativa
G2P3	1161,0	1160,1	-0,08%	1157,0	-0,34%
G2P16	472,1	474,3	0,46%	471,0	-0,24%
G2P20	1011,5	1015,7	0,42%	1035,0	2,33%
G2P35	798,5	809,4	1,36%	813,0	1,81%
G2P28	2443,7	2442,5	-0,05%	2433,0	-0,44%
G2P31	317,5	326,9	2,97%	324,0	2,04%

Fonte: O autor (2023)

Pode-se observar que houve uma redução nas diferenças de esforços entre os métodos, evidenciado pela G1P17, que já não possui uma diferença percentual tão relevante como apresentado na primeira análise. Salientando também que agora a maior diferença percentual é de 5,14% e a menor -0,05%. Conseqüentemente, houve também uma redução na diferença de volume de concreto quando comparado os *softwares* com o manual. Essa situação pode ser verificada no Gráfico 3 e Tabela 9.

Gráfico 3 – Razão do volume de concreto considerando o peso próprio da sapata e peso do solo



Fonte: O autor (2023)

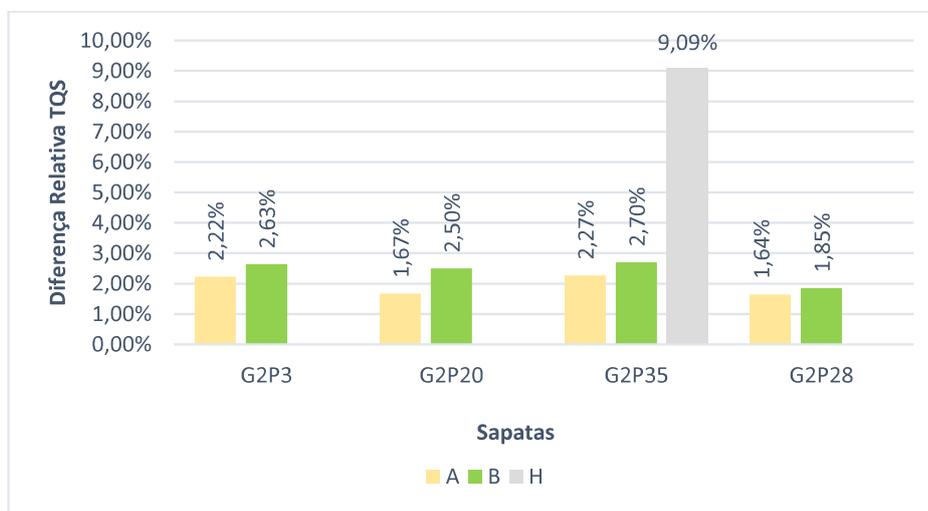
Tabela 9 – Dimensões considerando peso próprio da sapata e do solo

Sapata	Manual			TQS		
	Dimensões (cm)			Dimensões (cm)		
	A	B	H	A	B	H
G1P3	115	90	40	125	95	40
G1P13	75	75	40	90	90	40
G1P17	60	60	40	65	65	40
G2P3	235	195	60	230	195	60
G2P16	140	120	40	140	120	40
G2P20	285	190	55	305	205	65
G2P35	215	175	50	225	190	60
G2P28	320	280	80	310	275	85
G2P31	150	130	40	160	140	45

Fonte: O autor (2023)

É possível notar, em relação às dimensões obtidas no resultado anterior, que, ao considerar o peso do solo, no cálculo manual foi necessário aumentar as dimensões de todas as sapatas, com exceção da G1P17, uma vez que esta apresenta baixas solicitações e permanece condicionada à dimensão mínima. No entanto, ao comparar as dimensões calculadas pelo TQS, apenas as sapatas G2P3, G2P20, G2P35, G2P28 foram alteradas. O Gráfico 4 apresenta essas sapatas, o qual pode ser afirmado que apesar do aumento de suas dimensões, as diferenças são relativamente baixas se comparada com as dimensões anteriores. Diante disso, realizou-se uma análise mais aprofundada dessa situação, uma vez que as dimensões do TQS permaneceram praticamente inalteradas.

Gráfico 4 – Diferença relativa das dimensões alteradas no TQS após consideração do peso do solo



Fonte: O autor (2023)

A partir desses resultados, realizou-se uma análise das tensões máximas atuando nas sapatas, outro parâmetro importante para o dimensionamento geométrico. Essa análise tem o intuito de otimizar a geometria desses elementos, visto que as dimensões das sapatas de ambos os *softwares* foram mantidas as do pré-dimensionamento.

A Tabela 10 apresenta as tensões máximas atuando nas sapatas para os três métodos. Lembrando que a tensão máxima deve ser igual ou inferior a tensão admissível do solo que é igual a 300 kN/m².

Tabela 10 – Tensões máximas atuantes nas sapatas

Sapata	Manual	Eberick	TQS
	σ máx (kN/m ²)	σ máx (kN/m ²)	σ máx (kN/m ²)
G1P3	300,00	290,24	299,20
G1P13	290,00	272,05	263,90
G1P17	90,00	136,36	112,80
G2P3	300,00	294,86	289,40
G2P16	300,00	296,71	294,00
G2P20	300,00	299,60	252,00
G2P35	300,00	295,10	276,80
G2P28	300,00	299,62	300,00
G2P31	290,00	297,21	280,20

Fonte: O autor (2023)

Nota-se que para o dimensionamento manual as tensões estão bem otimizadas, próximas ou iguais a tensão admissível do solo. Em relação aos *softwares*, esse comportamento não é o mesmo para todas as sapatas, tendo a possibilidade de realizar um novo processamento diminuindo suas dimensões. Essa avaliação será apresentada no item 4.1.2.

4.1.2 Otimização do pré-dimensionamento geométrico

Após a otimização das dimensões, as novas tensões atuantes estão apresentadas na Tabela 11. Essas novas tensões são resultados de uma nova geometria encontrada para as sapatas, que pode ser observada na Tabela 12.

Tabela 11 – Tensões máximas após otimização das dimensões

Sapata	Manual	Eberick	TQS
	σ máx (kN/m ²)	σ máx (kN/m ²)	σ máx (kN/m ²)
G1P3	300,00	290,24	299,20
G1P13	290,00	272,05	295,20
G1P17	90,00	136,36	133,20
G2P3	300,00	294,86	296,30
G2P16	300,00	296,71	294,00
G2P20	300,00	298,84	299,30
G2P35	300,00	295,10	296,70
G2P28	300,00	299,62	300,00
G2P31	290,00	297,21	300,00

Fonte: O autor (2023)

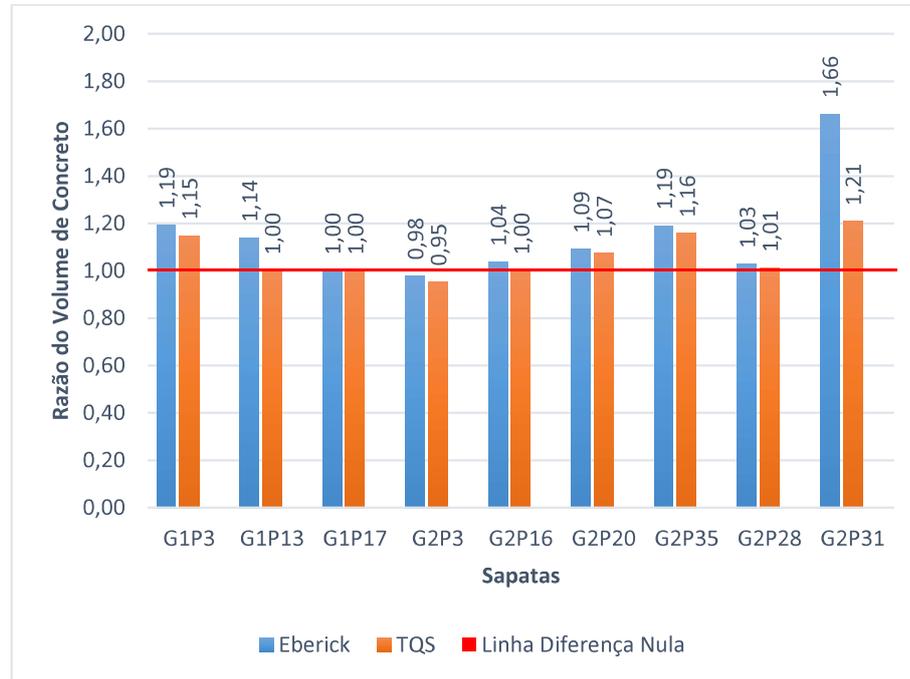
Tabela 12 – Dimensões a partir da otimização

Sapata	Manual			Eberick			TQS		
	Dimensões (cm)			Dimensões (cm)			Dimensões (cm)		
	A	B	H	A	B	H	A	B	H
G1P3	115	90	40	130	95	40	125	95	40
G1P13	75	75	40	80	80	40	75	75	40
G1P17	60	60	40	60	60	40	60	60	40
G2P3	235	195	60	230	195	60	230	190	60
G2P16	140	120	40	145	120	40	140	120	40
G2P20	285	190	55	285	190	60	280	190	60
G2P35	215	175	50	220	185	55	220	180	55
G2P28	320	280	80	315	275	85	310	275	85
G2P31	150	130	40	160	135	60	155	135	45

Fonte: O autor (2023)

As dimensões do cálculo manual se mantiveram as mesmas, visto que já estavam otimizadas. Em relação ao *software* Eberick, as tensões máximas também estavam bem próximas a tensão admissível, havendo apenas uma pequena modificação de dimensões na sapata G2P20. Já no *software* TQS teve alterações relevantes em diversas sapatas. O Gráfico 5 apresenta a razão do volume de concreto obtida a partir desta otimização.

Gráfico 5 - Razão do volume de concreto a partir da otimização dos métodos de cálculo



Fonte: O autor (2023)

Percebe-se que houve uma redução significativa nas diferenças entre resultados, com exceção apenas da G2P31 onde possui uma diferença de 66% quando comparado o Eberick com o manual. A principal diferença é que no Eberick não é possível ajustar a altura da sapata manualmente, então não foi possível realizar a verificação deste elemento com uma altura inferior como nos outros métodos.

Por fim, após essas análises voltadas para o dimensionamento geométrico, cabe apresentar as diferenças de volumes obtidas do dimensionamento inicial para o dimensionamento otimizado. A Tabela 13 apresenta o percentual dessas diferenças para cada método.

Tabela 13 – Diferença relativa do volume inicial com o dimensionamento otimizado

(continua)

Sapata	Manual	Eberick	TQS
G1P3	5,88%	0,00%	0,00%
G1P13	14,80%	0,00%	-30,56%
G1P17	0,00%	0,00%	-14,79%
G2P3	7,19%	0,00%	2,22%
G2P16	8,21%	0,00%	0,00%
G2P20	7,44%	0,93%	-18,15%

(conclusão)

Sapata	Manual	Eberick	TQS
G2P35	5,39%	0,00%	-2,70%
G2P28	10,86%	0,00%	3,52%
G2P31	7,59%	0,00%	-6,58%

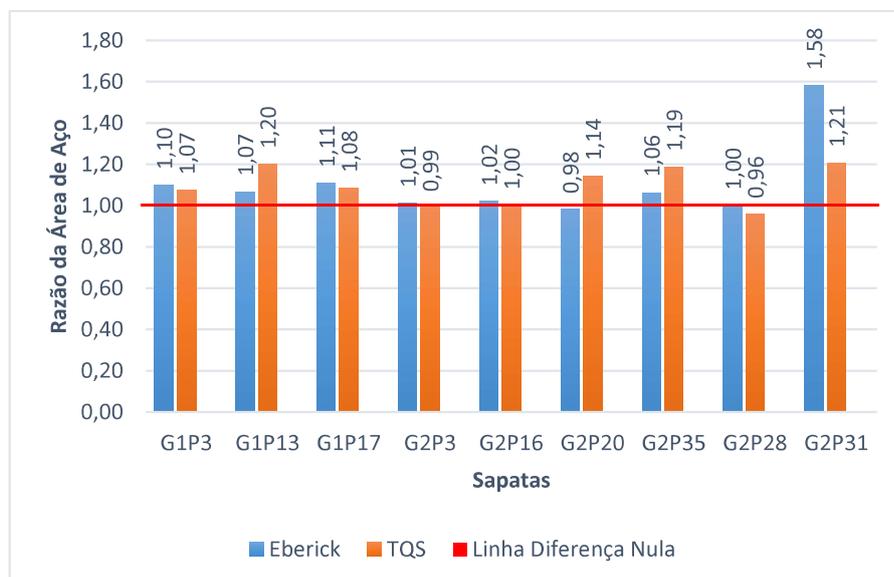
Fonte: O autor (2023)

Conclui-se, em relação ao volume inicial com o final de cada método, que no cálculo manual houve a necessidade de aumento nas dimensões a partir da consideração do peso do solo, visto que neste método as dimensões já estavam bem otimizadas em relação as tensões. No entanto, o inverso ocorre no *software* TQS ao utilizar o pré-dimensionamento automático. Mesmo considerando o peso do solo, não houve necessidade de aumento das dimensões já que não estavam otimizadas, sendo assim a otimização acarretou numa redução de dimensões quando comparado com o resultado inicial. Por fim, o *software* Eberick manteve suas dimensões constantes mesmo após a otimização a partir das tensões.

Em relação ao volume total final calculado de forma manual, houve um acréscimo de 8,60% em comparação ao inicial. Já para o TQS obteve-se uma redução 3,57% e para o Eberick um acréscimo de 0,16%. Ou seja, quando avaliado o volume como um todo, as diferenças não são tão relevantes quanto quando comparado de forma isolada.

Em relação ao dimensionamento estrutural, a partir das novas geometrias, obteve-se novas áreas de aço. O Gráfico 6 apresenta a razão da área de aço comparando os *softwares* com o manual.

Gráfico 6 - Razão da área de aço a partir da otimização dos métodos de cálculo



Fonte: O autor (2023)

Em comparação ao Gráfico 2, houve uma pequena redução entre as áreas de aço após a otimização da geometria. Para melhorar a visualização dos resultados, a Tabela 14 mostra a área de aço efetiva antes e após a otimização, seguida de sua diferença percentual. Observa-se que os valores obtidos pelo *software* Eberick não foram apresentados, visto que não houve alterações entre um resultado e outro.

Tabela 14 – Comparativo da área de aço inicial e após otimização

Sapata	Manual			TQS		
	As, inicial (cm ²)	As, final (cm ²)	Diferença Relativa	As, inicial (cm ²)	As, final (cm ²)	Diferença Relativa
G1P3	12,00	12,30	2,50%	13,20	13,20	0,00%
G1P13	8,40	9,00	7,14%	10,80	9,00	-16,67%
G1P17	7,20	7,20	0,00%	7,80	7,20	-7,69%
G2P3	37,35	38,70	3,61%	37,35	37,80	1,20%
G2P16	15,00	15,60	4,00%	15,60	15,60	0,00%
G2P20	40,99	43,55	6,26%	48,75	42,31	-13,21%
G2P35	29,69	31,48	6,06%	33,41	33,00	-1,23%
G2P28	69,91	77,81	11,31%	73,31	74,58	1,73%
G2P31	16,20	16,80	3,70%	20,25	19,57	-3,36%

Fonte: O autor (2023)

De maneira geral, as áreas de aço são similares para os três métodos visto a consideração da armadura mínima. Conforme comentado no item 2.4.3, mesmo havendo possibilidade de ajuste em relação a armadura mínima, tanto para o Eberick quanto para o TQS, a utilização da armadura mínima acaba sendo obrigatória.

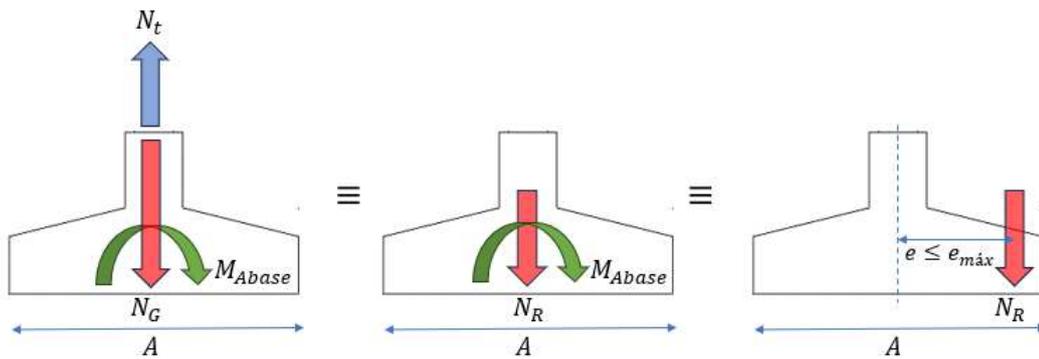
Ainda, para complementar os resultados, a diferença relativa da área de aço total inicial com a final para o cálculo manual é de um aumento de 6,64%, enquanto no TQS houve uma redução de 3,15%.

4.2 Resultados Grupo 03

Em relação as sapatas do pavilhão metálico, a partir do cálculo manual foi possível identificar que elas possuem grandes excentricidades, ou seja, essas sapatas estão submetidas às tensões de tração. Desta forma, o início do seu dimensionamento se deu através da determinação da excentricidade máxima ($e_{máx}$) permitida para que ao menos 2/3 desses elementos estivessem comprimidos, conforme a Equação 24.

Para as três sapatas tracionadas, o valor da excentricidade calculada era maior que a excentricidade máxima permitida. Com a finalidade de reduzir essa excentricidade, aumentou-se de forma iterativa as dimensões das sapatas, e como consequência o peso do solo, até que o esforço normal resultante (N_R) fosse maior ou igual ao esforço normal de compressão mínima ($N_{mín}$). Esse esforço normal mínimo é determinado por meio da razão $M_{Abase}/e_{máx}$. Já o esforço normal resultante se refere ao peso próprio da sapata e do solo (N_G), subtraído do esforço normal de tração (N_T). A Figura 23 ilustra o procedimento adotado e a Tabela 15 os valores obtidos.

Figura 23 – Representação e equivalência dos esforços solicitantes finais



Fonte: O autor (2023)

Tabela 15 – Valores obtidos para o cálculo das sapatas tracionadas

Sapata	Dimensões (cm)			Esforços			NR (kN)	Nmín (kN)	Excentricidades (cm)	
	A	B	H	NT (kN)	NG (kN)	MA,base (kN.m)			e,máx	e
G3P1	370	330	80	92,00	325,32	239,40	233,32	232,93	102,78	102,60
G3P2	420	380	110	412,00	465,56	60,00	53,56	51,43	116,67	112,03
G3P3	450	425	110	186,00	557,97	461,80	371,97	369,44	125,00	124,15

Fonte: O autor (2023)

A partir do N_R deu-se sequência no cálculo manual, o qual foi realizado a verificação das tensões máximas do solo, diagonal comprimida e determinação das áreas de aço. O resultado com o volume de concreto e área de aço estão apresentadas na Tabela 16.

Tabela 16 – Resultados das sapatas do Grupo 03

Sapata	Volume de Concreto (m ³)	As,calc (cm ²)	As,mín (cm ²)
G3P1	9,77	16,52	84,00
G3P2	17,56	3,22	132,00
G3P3	21,04	24,48	144,38

Fonte: O autor (2023)

Em relação ao dimensionamento através dos *softwares*, em ambos não foi possível obter um resultado. Para o Eberick, ao lançar a carga de tração, é apresentado o erro “carga negativa na fundação” não sendo possível dimensionar. Para o TQS, ao lançar as solicitações e realizar o pré-dimensionamento, é apresentado uma dimensão para a sapata, mas ao processar a estrutura, o programa emite o aviso de “impossível dimensionar”.

5 CONCLUSÕES

Com base nos resultados e análises realizadas, pode-se concluir que o cálculo manual pode ser mais econômico quando os parâmetros dos *softwares* estruturais não são modificados ou então os resultados não são verificados. Independente do porte da estrutura, é possível encontrar valores similares entre os três métodos de cálculo.

Em relação ao cálculo manual e TQS, cabe ao projetista avaliar a relevância da inclusão do peso do solo sobre a sapata, já que as bibliografias comentam apenas do peso próprio. Para o Eberick, essa consideração acaba sendo obrigatória, não havendo a possibilidade de desconsiderar esse esforço no dimensionamento. Nesse sentido, o cálculo manual e o TQS podem trazer resultados mais econômicos.

Ressalta-se que nos resultados apresentados, o TQS não apresentou diferença significativa nas dimensões quando aplicado o peso do solo. Desta forma, para se tornar econômico de fato, é necessário compreender os resultados apresentados no relatório de sapatas e verificar a possibilidade de redução das suas dimensões. Neste trabalho foi possível identificar que a otimização das dimensões foi possível devido as tensões máximas estarem inferiores a tensão admissível. Para o Eberick, também foi realizado essa análise, no entanto não sendo tão significativa, visto que o *software* já estava bem otimizado e não há possibilidade de configurar manualmente a altura de uma sapata, apenas dimensões A e B. Para o cálculo manual também não houve alteração, pois esse detalhe já havia sido cuidado durante o procedimento de cálculo.

Assim, após a compreensão dos resultados de cada método, foi possível reduzir a diferença de volume de concreto ao comparar os resultados manuais com os *softwares*. Nos resultados iniciais, os *softwares* Eberick e TQS apresentaram uma diferença de 17,44% e 17,15% superiores ao manual. E, após a otimização, os valores caíram para 8,32% e 4,02%, respectivamente.

Em relação a área de aço, quando se aplica o critério de armadura mínima, os resultados mostram comportamento semelhante entre *softwares* e cálculo manual. Inicialmente, os *softwares* Eberick e TQS apresentaram diferenças de 12,60% e 10,02% superiores ao cálculo manual, que são reduzidos para 5,59% e -0,07% após a otimização. No entanto, se o projetista optar por não considerar a armadura mínima, a diferença se torna bastante relevante em comparação com os *softwares*. Vale ressaltar que apesar da impossibilidade da desabilitação do uso de armadura mínima nos *softwares*, eles possuem critérios distintos para essa verificação, o que pode ser um ponto de análise em futuros estudos.

No Eberick, quando habilitado o parâmetro “armadura mínima”, é calculado o momento mínimo e comparado com o momento de cálculo, sendo utilizado o maior valor entre eles. Como o *software* não disponibiliza em seus relatórios os valores de cálculo e valores mínimos, não foi possível identificar qual valor foi utilizado para estes resultados. No entanto, percebe-se que para grandes solicitações, o momento mínimo fica muito próximo ao momento de cálculo, não apresentando diferenças relevantes na área de aço. Em compensação, nas pequenas solicitações vale a pena desabilitar esse parâmetro, sendo considerado então o dobro do momento de cálculo, podendo apresentar resultados menores.

Para o TQS, é possível considerar a área de aço mínima de duas formas, através do momento mínimo ou pela taxa de armadura. Sendo o primeiro o mesmo utilizado pelo Eberick e o segundo pelo cálculo manual. Aqui é possível realizar ajustes nos parâmetros para que essa armadura mínima seja reduzida, no entanto, não existe uma forma de desconsiderá-la. Sendo assim, para ambos os *softwares* cabe analisar as solicitações e resultados, além de compreender seus parâmetros para que se tenha um projeto otimizado e exclusivo para cada situação.

Em relação ao dimensionamento de sapatas tracionadas, os *softwares* não foram capazes de realizar o dimensionamento. Isso destaca a relevância do domínio dos cálculos manuais, uma vez que em muitas situações, eles foram indispensáveis durante este estudo, quer seja para realizar verificações simples ou para realizar o dimensionamento completo de uma sapata. Sendo assim, é evidente que essas situações serão de ocorrência frequente nos escritórios de projetos.

Por fim, a hipótese inicial deste trabalho foi confirmada, onde os resultados se distinguem quando os parâmetros e os procedimentos de cálculo de cada método não são avaliados. Porém, comprovou-se aqui que ao realizar os devidos ajustes foi possível obter resultados similares. Ainda, ressalta-se que cabe ao projetista tomar as decisões que achar mais relevante e adequada para cada projeto, além de escolher a ferramenta que melhor se adapte para si. Cada uma delas possui suas particularidades que devem ser compreendidas antes de qualquer projeto, além de ter conhecimentos sobre as normas e o procedimento manual.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Solo – Prova de carga estática em fundação direta. Rio de Janeiro, 2019.
- ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha de; GARCIA, Jean Rodrigo. **Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro: LTC, 2020. 356 p.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019. 218 p.
- ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto Estrutural de Sapatas**. Santa Maria: Apostila de Aula, 2007.
- ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2010. 319 p.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de Fundação**. São Paulo: Apostila de Aula, 2019.
- BOTELHO, Manoel Henrique C. **Princípios da mecânica dos solos e fundações para a construção civil**. São Paulo: Editora Blucher, 2014.
- CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 96 p.
- CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2014. 135 p.
- FERREIRA, T. R.; DELALIBERA, R. G.; DA SILVA, W. A. Rotina computacional para a previsão da capacidade de carga em estacas. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 8, n. 3, 6 jun. 2014. Disponível em: <https://revistas.ufg.br/reec/article/view/28149>. Acesso em: 19 abril 2023.

GUIMARÃES, Diego. **Fundações**. São Paulo: Grupo A, 2018.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

LONGO, Luis Felipe. **Como é feito o dimensionamento de sapatas?**. Florianópolis, 2021. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360013665513-Como-%C3%A9-feito-o-dimensionamento-de-sapatas->. Acesso em: 14 maio 2023.

LONGO, Luis Felipe. **Erro D67 – Tombamento**. Florianópolis, 2020. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360013705373-Erro-D69-Tombamento>. Acesso em: 17 maio 2023.

LONGO, Luis Felipe. **Principais configurações de dimensionamento: sapatas**. Florianópolis, 2022. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360000359354-Principais-configura%C3%A7%C3%B5es-de-dimensionamento-sapatas>. Acesso em: 19 outubro 2023.

NASCIMENTO, A. S. A.; PADILHA, C. L. DA S.; SOUZA CID, M. M. Software educacional para dispositivos móveis para cálculo de capacidade de carga em sapatas isoladas. **Brazilian Journal of Development**, v. 5, n. 10, p. 17460–17471, 2019. Disponível em: <https://ojs.brazilianjournals.com.br/ojs/index.php/BRJD/article/view/3561>. Acesso em: 20 abril 2023.

OLIVEIRA, Bruna Leal Melo de; AMANCIO, Luciana Barbosa. Otimização do cálculo da capacidade de carga e tensão admissível do solo para sapatas isoladas. **Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, [S.L.], v. 12, n. 2, p. 53-66, 4 jul. 2016. Universidade Federal de Goiás. <http://dx.doi.org/10.5216/reec.v12i2.38794>.

REBELLO, Yopanan C. P. **Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 3. ed. São Paulo: Ziguarte Editora, 2011. 238 p.

SANTOS, José Sérgio dos. **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios: concreto armado e pretendido**. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

SILVA, Edja Laurindo da. **Análise dos modelos estruturais para determinação dos esforços resistentes em sapatas isoladas**. 1998. 125 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-16032018-162543/pt-br.php>. Acesso em: 10 maio 2023.

TQS INFORMÁTICA (São Paulo). **TQS Docs - Sapatas**. 2023. Disponível em: <https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3869&language=pt-BR>. Acesso em: 17 maio 2023.

VELLOSO, Dirceu A.; LOPES, Francisco R. **Fundações**. Rio de Janeiro: Editora Oficina de Textos, 2011. 564 p.

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO INICIAL DAS SAPATAS

Dimensionamento Geométrico

Sapata	b (cm)	a (cm)	Carga Pilar + Fuste (kN)	φ barra (mm)	λb (cm)	S (cm ²)	B Calc. (cm)	B Adot. (cm)	A Calc. (cm)	A Adot. (cm)	H Calc. (cm)	h Adot. (cm)
G1P3	19	50	248,90	10	38	8711,50	79,11	85	110,11	115	42,50	40
G1P13	19	19	134,72	10	38	4715,20	68,67	70	68,67	70	42,50	40
G1P17	19	19	16,72	10	38	585,20	24,19	60	24,19	60	42,50	40
G2P3	19	55	1046,57	12,5	47,5	36629,95	174,23	190	210,23	225	56,67	60
G2P16	19	40	433,52	10	38	15173,20	113,13	115	134,13	135	42,50	40
G2P20	19	120	879,71	10	38	30789,85	132,09	180	233,09	280	53,33	55
G2P35	22	60	708,31	10	38	24790,85	139,59	170	177,59	210	50,00	50
G2P28	25	65	2204,63	20	76	77162,05	258,50	265	298,50	305	80,50	80
G2P31	19	40	272,52	10	38	9538,20	87,73	125	108,73	145	42,50	40

Cálculo das Excentricidades

Sapata	Fa (kN)	Fb (kN)	Mb (kN.m)	Ma (kN.m)	Ma,base (kN.m)	Mb,base (kN.m)	Excentricidade		σ máx (kN/cm ²)	σ mín (kN/cm ²)	σ máx < σ solo
							eA (cm)	eB (cm)			
G1P3	5	7	0	0	2,00	2,80	0,77	1,07	0,030	0,024	Ok
G1P13	2	0	0	0	0,80	0,00	0,57	0,00	0,030	0,028	Ok
G1P17	1	1	0	0	0,40	0,40	2,28	2,28	0,007	0,003	Ok
G2P3	22	13	14	28	41,20	21,80	3,75	1,98	0,030	0,022	Ok
G2P16	1	3	0	0	0,40	1,20	0,09	0,26	0,030	0,029	Ok
G2P20	61	11	13	204	237,55	19,05	25,72	2,06	0,030	0,007	Ok
G2P35	52	3	6	75	101,00	7,50	13,58	1,01	0,030	0,012	Ok
G2P28	11	2	13	46	54,80	14,60	2,37	0,63	0,030	0,027	Ok
G2P31	37	6	5	37	51,80	7,40	18,10	2,59	0,030	0,002	Ok

Verificação Diagonal Comprimida

Sapata	V _d (kN)	μ (cm)	τ _{sd} (MPa)	α _v	τ _{rd 2} (MPa)	Verificação τ _{sd} ≤ τ _{rd 2}
G1P3	348,5	138	0,721	0,9	4,34	Ok
G1P13	188,6	76	0,709	0,9	4,34	Ok
G1P17	23,4	76	0,088	0,9	4,34	Ok
G2P3	1465,2	148	1,800	0,9	4,34	Ok
G2P16	606,9	118	1,470	0,9	4,34	Ok
G2P20	1231,6	278	0,886	0,9	4,34	Ok
G2P35	991,6	164	1,344	0,9	4,34	Ok
G2P28	3086,5	180	2,286	0,9	4,34	Ok
G2P31	381,5	118	0,924	0,9	4,34	Ok

Dimensionamento da Armadura

Sapata	Momento em A					Momento em B				
	σ _{1a} (kN/cm ²)	x _A (cm)	M _a (kN.cm)	As,A (cm ²)	As,A M _{ín} (cm ²)	σ _{1b} (kN/cm ²)	x _B (cm)	M _b (kN.cm)	As,B (cm ²)	As,B M _{ín} (cm ²)
G1P3	0,028	40,00	1989,54	2,15	5,10	0,027	35,85	2150,52	2,33	6,90
G1P13	0,029	28,35	808,75	0,88	4,20	0,029	28,35	834,41	0,90	4,20
G1P17	0,005	23,35	105,37	0,11	3,60	0,005	23,35	105,37	0,11	3,60
G2P3	0,026	93,25	23812,32	16,40	17,10	0,026	88,35	25187,36	17,35	20,25
G2P16	0,030	53,50	4911,29	5,32	6,90	0,029	50,85	5205,22	5,63	8,10
G2P20	0,022	98,00	23611,43	17,89	14,85	0,019	83,35	25725,47	19,49	23,10
G2P35	0,023	84,00	16553,38	13,94	12,75	0,022	77,30	17110,45	14,40	15,75
G2P28	0,029	129,75	65938,80	33,31	31,80	0,029	123,75	68934,90	34,82	36,60
G2P31	0,019	58,50	5611,31	6,07	7,50	0,017	55,85	5841,26	6,32	8,70

APÊNDICE B - DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS CONSIDERANDO O PESO DO SOLO

Dimensionamento Geométrico

Sapata	b (cm)	a (cm)	Carga Pilar + Fuste + Sapata (kN)	φ barra (mm)	λb (cm)	S (cm ²)	B Calc. (cm)	B Adot. (cm)	A Calc. (cm)	A Adot. (cm)	h Calc. (cm)	h Adot. (cm)
G1P3	19	50	272,03	10,00	38,00	9067,67	80,98	90	111,98	115	42,50	40
G1P13	19	19	147,51	10,00	38,00	4917,00	70,12	75	70,12	75	42,50	40
G1P17	19	19	24,73	10,00	38,00	824,33	28,71	60	28,71	60	42,50	40
G2P3	19	55	1160,99	12,50	47,50	38699,67	179,54	195	215,54	235	60,00	60
G2P16	19	40	472,13	10,00	38,00	15737,67	115,39	120	136,39	140	42,50	40
G2P20	19	120	1011,48	10,00	38,00	33716,00	139,94	190	240,94	285	55,00	55
G2P35	22	60	798,54	10,00	38,00	26618,00	145,25	175	183,25	215	51,67	50
G2P28	25	65	2443,65	20,00	76,00	81455,00	266,10	280	306,10	320	85,00	80
G2P31	19	40	317,51	10,00	38,00	10583,67	92,91	130	113,91	150	42,50	40

Cálculo das Excentricidades

Sapata	Fa (kN)	Fb (kN)	Mb (kN.m)	Ma (kN.m)	Ma,base (kN.m)	Mb,base (kN.m)	Excentricidade		σ máx (kN/cm ²)	σ mín (kN/cm ²)	σ máx < σ solo
							eA (cm)	eB (cm)			
G1P3	5	7	0	0	2,00	2,80	0,70	0,98	0,030	0,025	Ok
G1P13	2	0	0	0	0,80	0,00	0,52	0,00	0,029	0,026	Ok
G1P17	1	1	0	0	0,40	0,40	1,54	1,54	0,009	0,005	Ok
G2P3	22	13	14	28	41,20	21,80	3,38	1,79	0,030	0,023	Ok
G2P16	1	3	0	0	0,40	1,20	0,08	0,24	0,030	0,029	Ok
G2P20	61	11	13	204	237,55	19,05	22,37	1,79	0,030	0,009	Ok
G2P35	52	3	6	75	101,00	7,50	12,05	0,89	0,030	0,014	Ok
G2P28	11	2	13	46	54,80	14,60	2,14	0,57	0,030	0,027	Ok
G2P31	37	6	5	37	51,80	7,40	15,54	2,22	0,029	0,005	Ok

Verificação Diagonal Comprimida

Sapata	V _d (kN)	μ (cm)	τ _{sd} (MPa)	α _v	τ _{rd 2} (MPa)	Verificação τ _{sd} ≤ τ _{rd 2}
G1P3	380,84	138	0,788	0,9	4,34	Ok
G1P13	206,51	76	0,776	0,9	4,34	Ok
G1P17	34,62	76	0,130	0,9	4,34	Ok
G2P3	1625,39	148	1,997	0,9	4,34	Ok
G2P16	660,98	118	1,600	0,9	4,34	Ok
G2P20	1416,07	278	1,019	0,9	4,34	Ok
G2P35	1117,96	164	1,515	0,9	4,34	Ok
G2P28	3421,11	180	2,534	0,9	4,34	Ok
G2P31	444,51	118	1,076	0,9	4,34	Ok

Dimensionamento da Armadura

Sapata	Momento em A					Momento em B				
	σ _{1a} (kN/cm ²)	x _A (cm)	M _a (kN.cm)	As,A (cm ²)	As,A M _{fin} (cm ²)	σ _{1b} (kN/cm ²)	x _B (cm)	M _b (kN.cm)	As,B (cm ²)	As,B M _{fin} (cm ²)
G1P3	0,028	40,00	2116,59	2,29	5,40	0,028	38,35	2474,54	2,68	6,90
G1P13	0,028	30,85	988,60	1,07	4,50	0,028	30,85	1022,28	1,11	4,50
G1P17	0,007	23,35	138,72	0,15	3,60	0,007	23,35	138,72	0,15	3,60
G2P3	0,027	98,25	27290,83	18,80	17,55	0,027	90,85	28009,97	19,29	21,15
G2P16	0,030	56,00	5619,71	6,08	7,20	0,030	53,35	5947,54	6,44	8,40
G2P20	0,023	100,50	26451,04	20,04	15,68	0,020	88,35	29800,60	22,58	23,51
G2P35	0,024	86,50	18244,88	15,36	13,13	0,023	79,80	18882,47	15,90	16,13
G2P28	0,029	137,25	78024,33	39,41	33,60	0,029	131,25	81438,57	41,13	38,40
G2P31	0,019	61,00	6217,38	6,73	7,80	0,018	58,35	6476,89	7,01	9,00