

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
ALANA DANIELY HEINTZE GIONGO
LUIZA SERAFINI BOSCHIROLI

ESTUDO DE CASO: COMPARATIVO DE CARGAS EM EDIFICAÇÃO
DE ALVENARIA CONVENCIONAL E *LIGHT STEEL FRAME*

CASCATEL – PR

2017

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
ALANA DANIELY HEINTZE GIONGO
LUIZA SERAFINI BOSCHIROLI

**ESTUDO DE CASO: COMPARATIVO DE CARGAS EM EDIFICAÇÃO DE
ALVENARIA CONVENCIONAL E *LIGHT STEEL FRAME***

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Prof. Orientador: Eng. Civil Esp.
Ricardo Paganin**

CASCADEL – PR

2017

CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

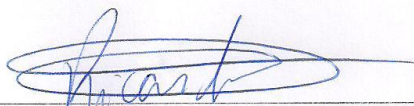
ALANA DANIELY HENTZE GIONGO

LUIZA SERAFINI BOSCHIROLI

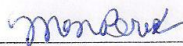
**ESTUDO DE CASO: COMPARATIVO DE CARGAS EM EDIFICAÇÃO DE
ALVENARIA CONVENCIONAL E *LIGHT STEEL FRAME***

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor **ENGENHEIRO CIVIL ESPECIALISTA RICARDO PAGANIN**.

BANCA EXAMINADORA



Orientador Prof^a. Eng. Civil Esp.: **RICARDO PAGANIN**
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenharia Civil



Professora **Mestre Eng. Civil: MARIA VÂNIA N. N. PERES**
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenharia Civil



Professor **Mestre Eng. Civil Esp.: ZAN GOMES DE LACERDA**
Centro Universitário Assis Gurgacz
Engenharia Civil

Cascavel, 28 de novembro de 2017

DEDICATÓRIA

Dedicamos este trabalho aos nossos pais e demais familiares, pelo apoio e paciência neste trajeto.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradecemos a Deus pela força divina em nossas vidas.

À nossa família por entender momentos de estresse diário e crises encontradas durante esta longa caminhada.

Ao nosso professor orientador pela paciência e por ter desempenhado papel fundamental no norteamento deste trabalho.

A todos os nossos amigos que estiveram ao nosso lado em todos os momentos de dificuldade que nos foram impostos no decorrer desse longo percurso.

Principalmente aos quatro anos de amizade, parceria e amparo, que surgiram de forma espontânea, aos quais sempre impomos também uma parcela de sorte, e se tornaram essenciais para o desenvolvimento deste trabalho e todos os demais, obrigada.

RESUMO

O *Light Steel Frame* (LSF) se trata de uma nova tecnologia, que está sendo cada vez mais aplicada no Brasil. O método consiste na utilização de aço galvanizado em conjunto com placas cimentícias na vedação e estrutura de edificações, em substituição da alvenaria convencional. Neste contexto, este trabalho teve por objetivo realizar o dimensionamento de um edifício com a proposta de utilização do método convencional e o LSF, para então poder comparar as diferenças nas dimensões dos elementos estruturais, assim como no carregamento das fundações. Para o desenvolvimento deste trabalho, inicialmente, definiu-se uma planta baixa que seria utilizada como modelo para um edifício de quatro pavimentos para uso residencial, e iniciou-se o dimensionamento primeiramente considerando a vedação com alvenaria convencional e, posteriormente, com a utilização do LSF. Com o dimensionamento, levantou-se o consumo de concreto, armadura e fôrmas, bem como as cargas de fundação, podendo assim levantar as diferenças destes dados, comparando os dois métodos. A partir dos resultados obtidos, observou-se que o concreto consumido para o dimensionamento com alvenaria convencional foi 34,23% superior, assim como o consumo de aço foi 16,68% superior e o de fôrmas para os elementos estruturais de 22,15% superior. As cargas de fundação também sofreram uma redução quando calculadas com o fechamento em LSF, tendo uma redução média de 38%.

Palavras-chave: Dimensionamento. Placa cimentícia. Tijolos cerâmicos. Aço galvanizado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estrutura em <i>Steel Frame</i>	16
Figura 2 - Mapa das Isopletas	18
Figura 3 – Local da amostra.....	24
Figura 4 - Características para cálculo de placa cimentícia	27
Figura 5 – Cargas de vento.....	37
Figura 6 – Viga 01 Convencional	38
Figura 7 – Viga 01 <i>Steel Frame</i>	38
Figura 8 – Comparativo volume de concreto nas vigas	39
Figura 9 – Comparativo área de forma nas vigas.....	40
Figura 10 – Comparativo área de armadura nas vigas	41
Figura 11 – Comparativo volume de concreto nos pilares.....	43
Figura 12 – Comparativo área de forma nos pilares	43
Figura 13 – Comparativo área de armadura nos pilares.....	44

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficiente adicional.....	21
Tabela 2 - Quantitativo de materiais	32
Tabela 3 - Alívio de carga na fundação.....	32
Tabela 4 - Vantagens e desvantagens da alvenaria convencional	34
Tabela 5 - Vantagens e desvantagens do <i>Light Steel Frame</i>	35
Tabela 6 – Redução de cargas na fundação.....	45

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1: Velocidade característica.....	24
Equação 2: Pressão dinâmica do vento	25
Equação 3: Pressão Efetiva	25
Equação 4: Peso próprio da viga	26
Equação 5: Peso placa cimentícia para <i>Steel Frame</i>	26
Equação 6: Determinação da altura em tramo externo	28
Equação 7: Determinação da altura em ambiente externo	28
Equação 8: Determinação da altura em tramo interno	28
Equação 9: Área de armadura de tração simples.....	29
Equação 10: Área de armadura de tração composta	29
Equação 11: Área de armadura de compressão.....	29
Equação 12: Verificação de compressão.....	29
Equação 13: Armadura transversal	30
Equação 14: Momento total pilar padrão com curvature aproximado	31
Equação 15: Área de armadura do pilar	31

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

LSF – *Light Steel Frame*

NBR – Norma Brasileira

TCC – Trabalho de Conclusão de Curso

SUMÁRIO

1	CAPÍTULO 1.....	11
1.1	INTRODUÇÃO.....	11
1.2	OBJETIVOS.....	12
1.2.1	Objetivo geral.....	12
1.2.2	Objetivos específicos	12
1.3	JUSTIFICATIVA	12
1.4	FORMULAÇÃO DO PROBLEMA.....	13
1.5	FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	13
1.6	DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	14
2	CAPÍTULO 2.....	15
2.1	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1.1	Concepção estrutural	15
2.1.2	Caracterização do sistema construtivo Light Steel Frame	16
2.1.3	Cargas para o dimensionamento em Steel Framing	17
2.1.3.1	Esforços permanentes e acidentais.....	17
2.1.3.2	Dimensionamento dos esforços causados pelo vento	17
2.1.4	Caracterização do sistema construtivo de alvenaria convencional.....	18
2.1.5	Dimensionamento de estruturas em concreto armado.....	19
2.1.6	Dimensionamento de vigas em concreto armado.....	20
2.1.7	Dimensionamento de pilares em concreto armado.....	21
3	CAPÍTULO 3.....	23
3.1	METODOLOGIA.....	23
3.1.1	Tipo de estudo e local da pesquisa	23
3.1.2	Caracterização da amostra.....	23
3.1.3	Instrumentos e procedimentos para a coleta de dados	24
3.1.3.1	Ação do vento na edificação	24
3.1.3.2	Dimensionamento das vigas.....	25
3.1.3.2.1	Cargas nas vigas.....	25
3.1.3.2.2	Cálculo das reações de apoio	28
3.1.3.2.3	Dimensionamento da armadura longitudinal	28
3.1.3.2.4	Dimensionamento da armadura transversal	29
3.1.3.3	Dimensionamento de pilares	30
3.1.4	Análise dos dados.....	32
4	CAPÍTULO 4.....	34
4.1	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	34
4.1.1	Características de cada método	34
4.1.1.1	Alvenaria convencional.....	34
4.1.1.2	Steel Frame	35
4.1.2	Dimensionamento da ação do vento na estrutura.....	36

4.1.3 Dimensionamento das lajes.....	37
4.1.4 Dimensionamento das vigas.....	38
4.1.5 Dimensionamento de pilares	41
4.1.6 Redução de cargas na fundação	45
5 CAPÍTULO 5.....	47
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	47
6 CAPÍTULO 6.....	48
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	48
REFERÊNCIAS	49
APÊNDICE A – TABELAS DE CARGA DE LAJES	52
APÊNDICE B – TABELAS DE CARGA ALVENARIA CONVENCIONAL	53
APÊNDICE C – TABELAS DE CARGA STEEL FRAME.....	54
APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DA FLEXÃO DE VIGAS CONVENCIONAIS.....	55
APÊNDICE E – DIMENSIONAMENTO DA FLEXÃO DE VIGAS STEEL FRAME	57
APÊNDICE F – DIMENSIONAMENTO DE PILARES CONVENCIONAL	59
APÊNDICE G – DIMENSIONAMENTO DE PILARES STEEL FRAME	62
ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO.....	65

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

A ciência sempre está em busca de evoluções e melhorias para a sociedade, portanto a engenharia, como é uma ciência, busca novas tecnologias e essas também dependem da evolução e da aceitação da sociedade (HUGON, 2004).

De acordo com a Agência Brasileira de Desenvolvimento Industrial (ABDI, 2015), o sistema construtivo no Brasil vem necessitando de inovações, pois o sistema convencional de vedação, que ainda é o mais utilizado em obras, possui alto custo, além de baixo desempenho ambiental, grande perda de materiais e longos prazos de execução, entre outras desvantagens. Diante de tal fato, surge a necessidade de fortalecer o uso de sistemas construtivos industrializados que busquem a melhoria do método de construção convencional.

O sistema convencional, segundo Azeredo (1977), são todas as obras executadas com pedras, blocos de concreto ou tijolos, podendo ou não ser ligados por argamassa e que apresentem durabilidade e impermeabilidade, que são consideradas obras em alvenaria. Sendo assim, a execução do sistema convencional é composta por pilares, vigas e lajes de concreto, com vãos preenchidos com blocos cerâmicos de vedação.

Apesar do cunho cultural da construção convencional, um novo método de vedação que vem se destacando no mercado da engenharia civil brasileira é o *Light Steel Framing* (LSF), que, segundo Freitas e Castro (2012), é um sistema construtivo constituído por perfis formados a frio por aço galvanizado, podendo ser utilizado para composição estrutural, ou não, e seus vãos com placas cimentícias, possibilitando a construção a seco com rapidez.

O peso das placas cimentícias utilizadas na vedação do método *Light Steel Framing* é consideravelmente menor do que os blocos cerâmicos utilizados pelo sistema convencional. Segundo Gouvêa (2015), analisando a vedação de 2,88m², serão necessárias duas placas cimentícias, ou então 78 tijolos cerâmicos. Portanto, uma construção com a utilização das placas no lugar dos blocos de tijolos cerâmicos resultará em um empreendimento mais leve, causando alívio na carga depositada em sua fundação.

O sistema LSF realiza também a substituição de elementos de concreto armado por estruturas metálicas, mantendo o acabamento da obra nos padrões já usuais. Então, este sistema altera significativamente o processo de planejamento da obra, criando um novo “processo construtivo” (BELLEI, PINHO E PINHO, 2004).

O presente trabalho buscou dimensionar e comparar o alívio de carga na fundação de

um edifício com vedação em alvenaria convencional, se o mesmo fosse construído com o sistema LSF, considerando a ação do vento em seus componentes, que segundo Bellei, Pinho e Pinho (2004) pode gerar uma influência significativa para o dimensionamento da edificação.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Comparar a redução de carga na fundação de uma edificação na cidade de Francisco Beltrão - PR em alvenaria convencional e em *Light Steel Frame*, levando em conta a ação do vento.

1.2.2 Objetivos específicos

- Caracterização dos métodos construtivos: alvenaria convencional e *Light Steel Frame*;
- Verificar as vantagens e desvantagens de cada método;
- Dimensionar a ação do vento na edificação;
- Avaliar as cargas estruturais de ambos os métodos;
- Comparar a área de aço, volume de concreto e quantidade de fôrmas necessárias para ambos os métodos;
- Determinar a carga descarregada na fundação decorrente da alvenaria convencional e do *Light Steel Frame*.

1.3 JUSTIFICATIVA

A engenharia civil é uma ciência que sempre vem buscando novas tecnologias para aperfeiçoar as técnicas já utilizadas, como o sistema de alvenaria convencional, que é formado por pilares, vigas e lajes de concreto, com vãos preenchidos com blocos cerâmicos para vedação. Em face do exposto, uma das novas tecnologias, que aos poucos vem tomando espaço no mercado da construção civil brasileira, é o sistema *Light Steel Framing*, que consiste em uma construção a seco em aço galvanizado, pré-fabricado, pronto para instalação

e com vedação feita por placas cimentícias.

Segundo Freitas e Crasto (2006), o crescimento da população influi diretamente na busca por novos métodos tecnológicos que aperfeiçoem a indústria da construção civil, tornando-a mais eficiente, aumentando a produtividade e, principalmente, reduzindo os resíduos que são produzidos em um canteiro de obra usual.

Diante disso, o *Light Steel Frame* entra como um método alternativo, que apresenta diversas vantagens se comparado com o método convencional, pois como apontado por Freitas e Crasto (2006), é considerado um sistema autoportante de construção a seco. Ainda segundo Inaba (2017), por se tratar de uma estrutura mais leve, comparada à alvenaria, pode ocasionar uma redução de até 30% do custo da fundação.

Segundo Silva (2012), em edificações, as cargas verticais são geradas pelo peso próprio dos sistemas estruturais e complementadas pelo peso dos revestimentos, vedações, etc. As cargas horizontais, por sua vez, são compostas pela ação do vento e o empuxo do solo, quando houver. Essas cargas se originam das lajes por meio de seu peso próprio e de cargas acidentais e permanentes, são então encaminhadas para as vigas, que por sua vez, são suportadas por pilares que as descarregam na fundação e, por fim, são encaminhadas para o solo.

A razão deste trabalho é comparar os dois métodos construtivos, a fim de dimensionar os esforços solicitantes na edificação, sendo eles verticais, que consistem nos pesos próprios dos elementos, bem como as cargas permanentes e acidentais e os esforços horizontais, que são provenientes do vento incidente na edificação. Portanto, sabendo que há uma redução de custos, serão realizados cálculos de dimensionamento, a fim de obter a porcentagem de redução de carga incidente na fundação da edificação.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Qual será a variação das cargas estruturais, volume do concreto e aço, comparando dois sistemas construtivos de vedação: alvenaria convencional e *Light Steel Framing*?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Os esforços da edificação em *Light Steel Framing* são 30% menores que os esforços

da mesma edificação executada com vedação em alvenaria convencional.

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa limitou-se em realizar o dimensionamento estrutural de uma edificação de 1.402,60m², hipoteticamente localizada na Rua Blumenau, gleba 03, lote 06B-15, na cidade de Francisco Beltrão, no estado do Paraná.

Limitou-se também em dimensionar, aplicando os conceitos normativos com a utilização da vedação em alvenaria convencional e com *Light Steel Frame*.

Restringiu-se ainda em avaliar a redução nos quantitativos de aço e concreto, assim como nas cargas geradas para a fundação.

CAPÍTULO 2

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1 Concepção estrutural

De acordo com Mehta e Monteiro (1994), a estrutura de uma obra depende de sua constituição, ou seja, dependem das quantidades, tamanho, forma e a distribuição das fases presentes em um sólido. Segundo Rebello (2000), a estrutura pode ser definida como um conjunto ou um sistema composto de elementos que se inter-relacionam para desempenhar uma função permanente ou não.

A estrutura pode ser classificada como o sistema mais importante em uma edificação, pois irá garantir a estabilidade de uma obra e possui uma execução técnica meticulosa. Sendo assim, representa uma parcela significativa dos custos de construção, podendo ou não gerar uma economia (TCPO, 2010).

Os materiais mais empregados na estrutura de uma edificação, atualmente, são estruturas de concreto e aço, que podem trabalhar em conjunto ou competir entre si. As estruturas de aço são pré-fabricadas, sendo assim, ao projetista só cabe especificar o aço necessário em norma; já a qualidade do concreto dependerá da forma como for produzido ou transportado, pois de seus componentes, apenas o cimento possui garantia do fabricante (NEVILE E BROOKS, 2010).

As edificações sofrem aplicações de cargas e são elas que ocasionam deformações nos elementos que as compõem. Desta maneira, para que isso seja evitado, é necessária uma análise estrutural, que consiste no cálculo dos valores das forças presentes e deformações a que estarão sujeitas (MCCORMAC, 2009).

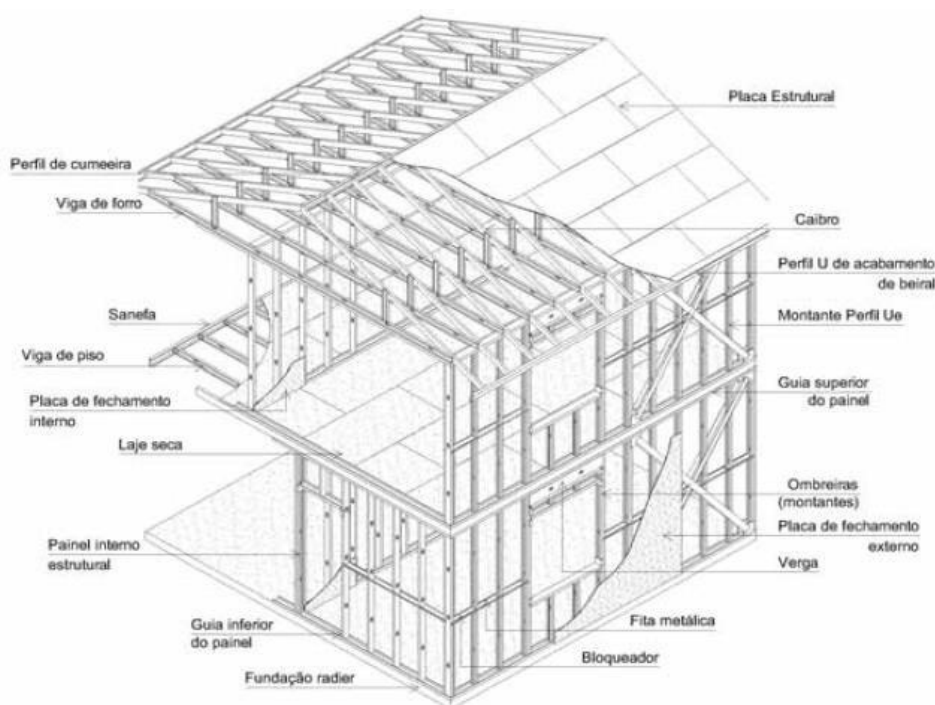
De acordo com Carvalho e Pinheiro (2013), devem ser considerados alguns parâmetros básicos para definir o sistema estrutural e o processo construtivo a serem empregados e que mais se adéquem a cada tipo de edificação; estes consistem em: verificação do projeto arquitetônico, as cargas às quais a edificação está sujeita, tamanho dos vãos, finalidade da edificação, disponibilidade de equipamentos e materiais e, principalmente, um sistema que se adapte aos demais subsistemas construtivos utilizados.

2.1.2 Caracterização do sistema construtivo *Light Steel Frame*

Segundo Freitas e Crasto (2006), o *Light Steel Frame* é um sistema racional constituído por perfis de aço galvanizados formados a frio, para composição de painéis estruturais e não estruturais, vigas secundárias, vigas de piso, tesouras de telhados e demais componentes. Também é conhecido como um sistema autoportante de construção a seco.

Ainda de acordo com o que afirmam Freitas e Crasto (2006), *Light Steel Framing* é um processo pelo qual um esqueleto estrutural em aço é formado através de diversos elementos estruturais individuais interligados que funcionam em conjunto, de forma que resistem às cargas solicitantes da edificação e assim também dando forma à mesma. Outro nome utilizado para a denominação é *Light Gauge Steel Frame*, onde *Gauge* é a medida da espessura da chapa de metal. A Figura 01 demonstra um esquema de quais são as estruturas presentes em uma edificação em *Light Steel Frame*.

Figura 1 - Estrutura em *Steel Frame*



Fonte: Steel Framing: Arquitetura (2006)

Freitas e Crasto (2006) determinam que, para o fechamento dos perfis metálicos, são utilizados painéis com a função de distribuir uniformemente as cargas. Este fechamento pode ser feito por diversos materiais, normalmente placas cimentícias ou *Oriented Strand Board* (OSB) em seu exterior; já em seu interior são empregadas chapas de gesso acartonado.

Freitas e Crasto (2006) ainda afirmam que, para os pisos, é utilizado o mesmo princípio dos perfis galvanizados, que são dispostos na horizontal e recebem ondulação dos montantes. Esses perfis constituem as vigas de piso, servindo de apoio para o contrapiso. Tal disposição garante predominância dos esforços axiais na estrutura.

2.1.3 Cargas para o dimensionamento em *Steel Framing*

2.1.3.1 Esforços permanentes e acidentais

Segundo a NBR 6120 (1980), os pesos que devem ser levados em consideração para o dimensionamento estrutural são as cargas permanentes e as cargas acidentais. No primeiro caso, a carga permanente deve ser composta pelo peso próprio da estrutura, pelo peso de todos os elementos fixos construtivos e das instalações permanentes. Para as cargas acidentais, deve-se considerar o peso que pode atuar na estrutura devido ao uso da edificação.

A classificação das ações permanentes, variáveis e excepcionais, são definidas na NBR 6118 (2014), onde, para que se possa realizar uma análise estrutural precisa, devem ser considerados os estados limites últimos e os de serviço das estruturas.

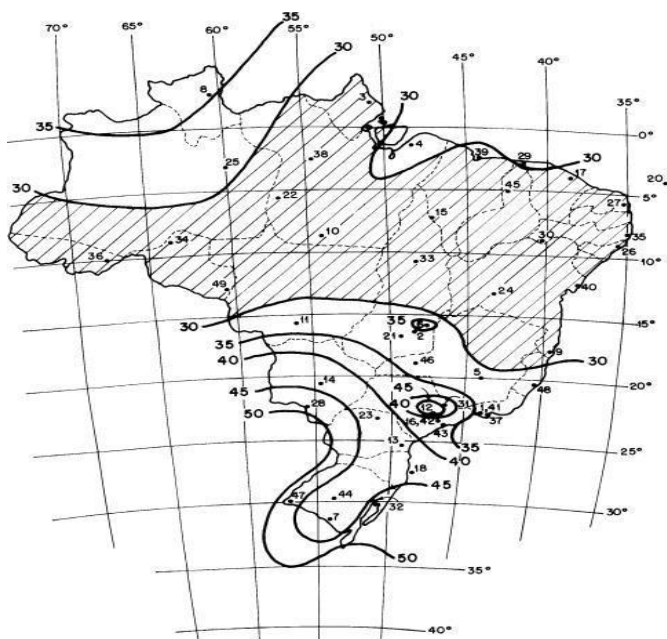
O peso para a estrutura no sistema *Light Steel Frame* deve considerar o peso da placa cimentícia na vedação das edificações, que possuem um peso menor, com cobertura maior do que a do bloco cerâmico utilizado em sistemas convencionais de construção (GOUVÊA, 2015).

2.1.3.2 Dimensionamento dos esforços causados pelo vento

Segundo Gonçalves, Malite, Sales e Neto (2004), o vento pode ser explicado como o movimento de massas de ar, que ocorre devido às diferenças de pressões atmosféricas. Ainda consideram como um conceito que quando o vento entra em contato com um obstáculo, gera efeitos sobre este.

A NBR 6123 (1987) informa que o vento pode ser classificado como sendo de sucção ou de sobrepressão. O vento de sucção indica pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência, já o vento de sobrepressão considera o oposto disto. Pode-se dizer ainda que o vento varia muito dependendo da localização geográfica, da topografia da região, e das características do entorno das edificações. A velocidade básica do vento pode ser identificada através do mapa de Isopletras que pode ser visualizado na Figura 02.

Figura 2 - Mapa das Isopletas



Fonte: NBR6123 (1987)

Para a definição da velocidade característica do vento, a NBR 6123 (1987) considera a velocidade básica do vento em conjunto com os fatores do entorno, obtendo assim a velocidade característica do vento (V_k).

Segundo a NBR 6123 (1987), a força do vento depende da diferença de pressões nas faces opostas da parte da edificação em estudo. Os coeficientes de pressão são dados de acordo com as superfícies externas e internas, considerando as piores situações, sendo assim possível definir a pressão efetiva do vento na edificação.

2.1.4 Caracterização do sistema construtivo de alvenaria convencional

A alvenaria pode ser definida como um conjunto de paredes ou similares que utilizam pedras naturais ou blocos artificiais ligados ou não por argamassa (YAZIGI, 2010). Em uma estrutura, a alvenaria funciona como vedação, trabalhando em conjunto com lajes, vigas e pilares de concreto, que compõem o método convencional de construção.

Para a execução de uma parede em alvenaria, é necessário que haja requisitos adequados para uso ao qual se destina, ou seja, paredes que possuam prumo e nivelamento. Antes de dar início à execução, é preciso levantar dados como posicionamento, alinhamento e planeza das estruturas de concreto, para que se possam adotar medidas de correção, caso se faça necessário (JUNIOR, 2004).

Na construção convencional, o concreto armado é uma das alternativas mais adotadas em obras de construção civil. Ele é formado pela matriz de concreto, armaduras de aço e é moldado pelas fôrmas (TCPO, 2010).

De acordo com Yazigi (2010), o concreto é constituído por um aglomerante, pela mistura de agregados e pela água. Deve, a princípio, demonstrar propriedades plásticas para que seja possível realizar seu transporte, lançamento e adensamento e, posteriormente, quando endurecido, apresentar resistência à compressão, tração, deformações e outras. Já segundo Neville e Brooks (2013), o concreto pode ser definido, em geral, em qualquer produto ou massa gerado por um meio cimentante.

A dosagem do concreto deve ser feita de forma que assegure, após a cura, a resistência requerida em projeto estrutural. Esta resistência pode ser verificada através da ruptura de corpos de prova de concreto simples, após 28 dias; o concreto também só funcionará de forma adequada quando a armadura, formada por barras de aço, trabalhar, de forma conjunta, com o concreto quando solicitada por carregamento (YAZIGI, 2010).

2.1.5 Dimensionamento de estruturas em concreto armado

Segundo a NBR 6118 (2014), as estruturas em concreto armado devem atender aos requisitos mínimos de qualidade, tanto em sua construção, quanto em sua vida útil e também aos padrões adicionais estabelecidos pela finalidade da edificação. A qualidade do concreto diz respeito aos parâmetros de resistência, desempenho e durabilidade.

Segundo Fusco (1995), a resistência à compressão do concreto é determinada por um ensaio padronizado de corpos de prova cilíndricos com 15 centímetros de diâmetro e 30 centímetros de altura. A resistência à compressão (F_{ck}) é obtida aos 28 dias de idade do corpo de prova.

A resistência à tração do concreto armado é dada pelo emprego de barras de aço, as quais, de acordo com Fusco (1995), são classificadas em diversas categorias, que são normatizadas pela NBR 7480 (2007). Estas categorias são: CA-25, CA-40, CA-50, CA-60 (apenas fios). O último número indicado consiste no limite de escoamento à tração que é o valor característico (F_{yk}).

De acordo com a NBR 6118 (2014), para fins de dimensionamento, os valores de resistência característica dos materiais devem ser minorados, para que assim fiquem de acordo com a segurança exigida.

A NBR 6118 (2014) aponta que o coeficiente γ_m é usualmente adotado. O valor de 1,4 é utilizado para minoração da resistência do concreto. Para o aço, o coeficiente γ_m é adotado como sendo 1,15.

O dimensionamento de estruturas de concreto armado (vigas e pilares) será especificado nos itens 2.1.7 e 2.1.8.

2.1.6 Dimensionamento de vigas em concreto armado

De acordo com a NBR 6118 (2014), as vigas estão sujeitas aos esforços transferidos pelas lajes e outros carregamentos existentes, que consistem em flexão simples ou composta e também em esforços cortantes. Sendo assim, para Carvalho e Figueiredo (2007), é necessário o dimensionamento da armadura para que o elemento resista ao momento fletor solicitante, este cálculo é feito no estado limite último de ruína, podendo ocorrer pela ruptura ou pela deformação excessiva.

Segundo a NBR 6118 (2014), para dar início ao dimensionamento da armadura, as vigas não podem apresentar seções transversais com dimensão menor do que 12 centímetros. Em casos especiais, esse limite pode ser reduzido, porém respeitando um mínimo absoluto de 10 centímetros.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2013), a determinação da resistência de cálculo de uma seção transversal depende do domínio onde está situado o diagrama de deformações do elemento. Esses domínios podem ser divididos em cinco grupos, sendo os mais usuais o domínio 2 e o domínio 3; o primeiro está sujeito à compressão simples ou composta sem que haja ruptura do concreto à compressão; já no segundo caso, ocorre a ruptura.

Segundo a NBR 6118 (2014), em vigas devem-se garantir boas condições de ductilidade e isso é feito de forma que os limites de posição da linha neutra sejam respeitados. Carvalho e Figueiredo (2007) afirmam ainda que, com a obtenção da posição da linha neutra, é possível determinar o domínio em que a peça está contida e, assim, calcular a resultante de tensões da compressão do concreto.

De acordo com o que afirma a NBR 6118 (2014), deve-se verificar se o momento atuante na estrutura é maior do que o momento limite calculado, para que assim se possa determinar se esta está sujeita à flexão simples ou composta. A partir disso, é possível calcular as áreas de armadura para os elementos sujeitos à flexão simples (armadura na área tracionada) e elementos sujeitos à flexão composta (armadura na área tracionada e área comprimida).

O dimensionamento da armadura transversal é necessário para proporcionar segurança aos diferentes tipos de ruptura e também para manter a fissuração dentro de limites admissíveis, de acordo com Carvalho e Figueiredo (2007).

Segundo a NBR 6118 (2014), a inclinação das fissuras pode variar entre 30° e 45°.

Com isso, dois modelos de cálculo são apresentados. O modelo I admite diagonais de compressão de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo da armadura longitudinal e admite ainda que a parcela complementar de V_c tenha um valor constante independente da parcela V_{sd} .

De acordo com a NBR 6118 (2014), o modelo II de cálculo admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural com θ variável livremente entre 30° e 45° , ainda se admite que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{sd} .

2.1.7 Dimensionamento de pilares em concreto armado

Segundo Carvalho e Pinheiro (2013), pilares são elementos geralmente verticais com ações predominantes de compressão. Para o dimensionamento dessas estruturas, é levado em consideração o tipo de solicitação, ou seja, a flexão composta normal ou oblíqua e também os efeitos de segunda ordem, que são compreendidos como flambagem.

A NBR 6118 (2014) especifica que a seção transversal de um pilar não deve ter dimensão menor do que 19 centímetros, havendo algumas exceções; nestes casos, os esforços solicitantes de cálculo devem ser majorados de acordo com os coeficientes apresentados na Tabela 01, e devendo obedecer ao mínimo de 360cm^2 de área.

Tabela 1- Coeficiente adicional

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Fonte: NBR 6118 (2014)

Na NBR 6118 (2014) estão relacionados os parâmetros básicos para a adoção de armaduras mínimas e máximas nos elementos de concreto armado. E, segundo Carvalho e Pinheiro (2013), a partir do comprimento do pilar, sua seção transversal e sua condição de extremidade, é possível determinar o seu índice de esbeltes (λ), raio de giração (i) e o comprimento de flambagem (ℓ_e). O comprimento de flambagem é obtido em função das condições de apoio nas quais o pilar está submetido, já o raio de giração é obtido através de

expressões que consideram a geometria do pilar.

Pilares podem ser classificados quanto à posição planta e ao índice de esbeltes. A posição planta determina como as excentricidades deverão ser consideradas e também o tipo de solicitação a qual o pilar é submetido (compressão simples, flexão composta normal ou oblíqua) e podem ser classificados em pilares centrais ou intermediários, que são submetidos à carga concentrada vertical, pilares laterais ou de extremidade, solicitando cargas concentradas verticais e momento fletor devido às vigas, ou pilares de canto com carga concentrada vertical e momentos fletores nas duas dimensões (CARVALHO e PINHEIRO, 2013).

Ainda segundo Carvalho e Pinheiro (2013), a classificação quanto ao esbeltes é dividida em curtos, medianamente esbeltos, esbeltos e muito esbeltos. Em nenhum caso aceitam-se pilares com o índice de esbeltes superior a 200. Sabendo que o esbeltes λ_i deve ser menor que 35.

Para a análise quanto à incidência de efeitos de segunda ordem, a NBR 6118 (2014) indica a fórmula de dispensa de efeitos de segunda ordem (λ_1), que é limitada dentro dos extremos 35 e 90. Ainda de acordo com a NBR 6118 (2014), o momento atuante precisa ser verificado em comparação ao momento mínimo atuante na estrutura.

Segundo a NBR 6118 (2014), os esforços de 2ª ordem podem ser determinados através de métodos aproximados, como o do pilar padrão e o do pilar padrão melhorado. O método do pilar padrão com curvatura aproximada pode ser aplicado apenas em pilares com $\lambda < 90$ e que possuam seção constante e armadura simétrica e constante do decorrer do seu eixo.

Para Carvalho e Pinheiro (2013), o coeficiente de flexo-compressão oblíqua (ω) determina a área de aço que deve ser utilizada em cada pilar. Isso é possível utilizando parâmetros referentes a seções transversais em conjunto a ábacos.

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa

O trabalho pretende listar os benefícios e as contraposições, além de calcular e comparar os alívios de carga na fundação de um edifício residencial, determinando o volume de concreto e armadura nas vigas e pilares, considerando os métodos construtivos de vedação em alvenaria convencional e o método *Light Steel Frame*, considerando a ação do vento.

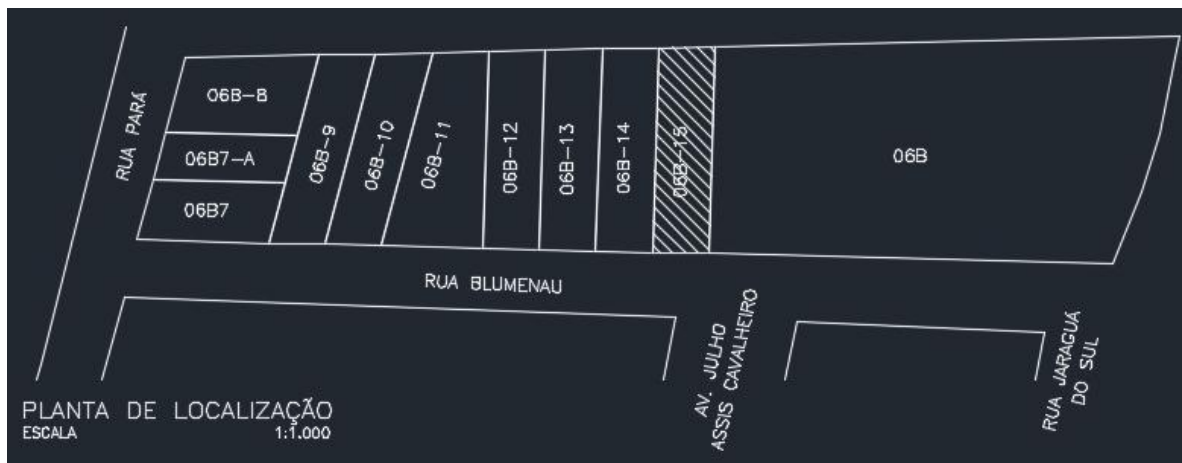
O trabalho foi realizado em três etapas, a primeira delas sendo o desenvolvimento da revisão bibliográfica, tendo esta como base para que se possa analisar e determinar dados necessários para as próximas etapas.

A próxima etapa foi a da resolução dos cálculos das estruturas: pilares, vigas, (lajes serão mantidas, sendo assim considerada a carga relativa existente), de acordo com o projeto no anexo A, substituindo os valores da carga de alvenaria, pelo peso da placa cimentícia utilizada no método LSF. Seguindo com o cálculo do volume de concreto e armadura necessária em cada estrutura. Por último, todos os dados serão compilados e comparados entre si, apresentando as porcentagens de redução ou aumento de cada um, tornando-se possível, determinar assim, o método mais vantajoso.

Portanto, este trabalho foi caracterizado em estudo de caso, definido como um problema que produz questionamentos e discussões, tendo como estratégia listar as vantagens e desvantagens de um modo crítico para chegar a um resultado.

3.1.2 Caracterização da amostra

A amostra de estudo se trata de um edifício residencial composto por quatro pavimentos, com o método de vedação de alvenaria convencional. O edifício possui área de 1.405,60m² e se localiza na Rua Blumenau, lote 06B-15, na cidade de Francisco Beltrão – PR, como mostra a Figura 03. Além disso, a planta baixa da edificação pode ser visualizada no Anexo A.

Figura 3 – Local da amostra

Fonte –D2 ARQUITETURA E URBANISMO (2015)

3.1.3 Instrumentos e procedimentos para a coleta de dados

3.1.3.1 Ação do vento na edificação

O cálculo da ação do vento em edificações é necessário, pois se essa não for considerada, pode ocasionar problemas futuros, tendo em vista que as obras que mais apresentam acidentes devido ao vento são estruturas leves, ou até quando há grandes vãos livres. Como o método LSF é considerado um sistema de construção leve, serão levadas em conta estas forças.

Para o dimensionamento, foram seguidos os dados da NBR 6123 (1988), que diz respeito às forças devido ao vento nas edificações; este cálculo é baseado a partir da velocidade básica (V_o) determinada pela norma. A velocidade característica (V_k) que é utilizada para cálculo, conforme Equação 1.

$$V_k = V_o \times S1 \times S2 \times S3 \quad (1)$$

Onde:

V_o = Velocidade básica (m/s);

$S1$ = Fator topográfico $S1$;

$S2$ = Fator de rugosidade, dimensões e altura do terreno;

$S3$ = Fator estatístico $S3$.

Todos os dados necessários foram obtidos de acordo com a norma, onde a velocidade básica para a cidade de Francisco Beltrão - PR é determinada de acordo com o mapa das Isoplefas e os demais fatores – $S1$, $S2$ e $S3$, que seguem os dados e as características

específicas de cada um.

Com a velocidade característica do vento é possível determinar a pressão dinâmica do vento de acordo com a Equação 2.

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (2)$$

Onde:

q: Pressão dinâmica do vento;

V_k: Velocidade característica do vento;

Segundo a NBR 6123 (1988), a força do vento depende da diferença de pressões nas faces opostas da parte da edificação em estudo. Os coeficientes de pressão são dados pelas superfícies externas e internas, considerando as piores situações, calculados pela Equação 3.

$$\Delta p = (C_{pe} - C_{pi}) \quad (3)$$

Onde:

C_{pe}: Coeficiente de pressão externa;

C_{pi}: Coeficiente de pressão interna;

3.1.3.2 Dimensionamento das vigas

Para o dimensionamento de vigas em concreto armado, foram consideradas as cargas para cálculo em edificações específicas da NBR 6120 (1980), onde se especificam que são calculadas as cargas permanentes (g), pesos da estrutura e elementos fixos, além de cargas acidentais (q), que são cargas que podem atuar devido ao uso da estrutura. Norma esta, que especifica também o peso próprio do concreto armado para a estrutura, sendo como 25 KN/m³, peso este que será adotado para o cálculo da carga permanente.

3.1.3.2.1 Cargas nas vigas

3.1.3.2.1.1 Peso próprio da viga

Os cálculos do peso próprio das vigas foram divididos por pavimentos. Sendo assim, para as dimensões das vigas de cada pavimento foram adotadas um padrão.

A carga uniformemente distribuída será calculada através da Equação 4.

$$Pp = Pc \times Ac \quad (4)$$

Onde:

Pp: Peso próprio da placa cimentícia;

Ac: Área da seção transversal da viga;

Pc: Peso do concreto 25 KN/m³ para o concreto armado.

3.1.3.2.1.2 Peso *Steel Frame*

Nos cálculos para o peso total do *Steel Frame* foram levados em conta o peso da placa cimentícia e também o do perfil metálico, ou seja, o peso de ambos deve ser somado no final. A carga proveniente da placa cimentícia foi determinada através da seguinte Equação 5:

$$P_{placa} = \left(\frac{P}{E} \right) \times L \quad (5)$$

Onde:

L: Largura da viga, eixo a eixo;

H: Altura pé direito;

h: Altura da viga.

Para a determinação das características da placa, como seu peso por m² (P) e espessura (E), foram utilizados os dados das placas da Empresa Brasilit, que podem ser visualizadas na Figura 04.

Figura 4 - Características para cálculo de placa cimentícia

Espessura	Comprimento	Largura	Peso da Placa	Peso p/ m ²	Aplicações
6 mm	2,00 m	1,20 m	24,4 kg	10,2 kg	Divisórias leves, forros e dutos de ar-condicionado.
	2,40 m	1,20 m	29,4 kg	10,2 kg	
	3,00 m	1,20 m	36,7 kg	10,2 kg	
8 mm*	2,00 m	1,20 m	32,6 kg	13,6 kg	Paredes internas em áreas secas e úmidas, revestimentos de paredes comuns ou em subsolos.
	2,40 m	1,20 m	39,2 kg	13,6 kg	
	3,00 m	1,20 m	49,0 kg	13,6 kg	
10 mm*	2,00 m	1,20 m	40,8 kg	17,0 kg	Utilizadas para áreas secas e úmidas, internas e externas. Ideais no fechamento externo em Sistemas Steel ou Wood Framing e isolamentos termoacústicos.
	2,40 m	1,20 m	49,0 kg	17,0 kg	
	3,00 m	1,20 m	61,2 kg	17,0 kg	
12 mm*	2,40 m	1,20 m	58,8 kg	20,4 kg	Para uso interno na compatibilização com o Drywall ou em fechamentos internos ou externos que necessitem de maior espessura por questões estéticas ou físicas específicas.
	3,00 m	1,20 m	73,5 kg	20,4 kg	

*Placas disponíveis com bordas longitudinais rebaixadas para **Juntas Invisíveis**.

Fonte – Brasilit (2013)

Para a determinação do peso do perfil metálico, adotou-se a placa com espessura de 0,95 mm e 32 mm e galvanização $\geq$ Z180, pois são os perfis mais utilizados no sistema *Steel Frame*.

3.1.3.2.1.3 Peso das lajes

Consideraram-se como cargas uniformemente distribuídas e mantidas as cargas especificadas no projeto estrutural.

3.1.3.2.1.4 Carga total da viga

Como todos os pesos influenciam no dimensionamento da viga, para a mesma ser dimensionada, fez-se um somatório de todos os pesos relevantes (lajes, *Steel Frame*, peso próprio).

3.1.3.2.2 Cálculo das reações de apoio

Com a obtenção das cargas, seguiu-se para o próximo passo do dimensionamento. Este passo depende da utilização do *Software Ftool*, que consiste em um programa destinado ao ensino do comportamento estrutural de pórticos planos, que se dão através de gráficos. Estes são obtidos com a inserção dos fatores encontrados nos itens anteriores, juntamente com as características dos materiais utilizados. Com isso, é possível obter os carregamentos atuantes nas vigas e suas reações de apoio.

3.1.3.2.3 Dimensionamento da armadura longitudinal

O dimensionamento da armadura longitudinal foi realizado de acordo com a NBR 6118/2014, adotando as propriedades dos materiais. A resistência de compressão de concreto armado adotado foi de 25 Mpa. Já a resistência à tração do aço adotada foi de 50 KN/cm².

O primeiro passo do dimensionamento é a determinação dos vãos efetivos das vigas, que foram obtidos através do projeto, que se consideraram de eixo a eixo. As seções transversais adotadas para cálculo foram dimensionadas de acordo com o mínimo da norma, enquanto que para a largura, as dimensões maiores ou iguais que doze centímetros, a determinação da altura depende das Equações 6, 7 e 8.

Para tramos externos:

$$h = \frac{L}{10} \quad (6)$$

$$h = \frac{L}{5} \quad (7)$$

Para tramos internos:

$$h = \frac{L}{12} \quad (8)$$

Onde:

L: Vão da viga de eixo a eixo (m).

Através da equação de equilíbrio, linha neutra, fornecida na bibliografia, foi

determinado o domínio em que a viga se encaixa, sendo que cada domínio dirá respeito ao tipo de armadura que deverá ser adotada, ou seja, caracteriza-se como flexão simples ou composta. Com isso, iniciou-se a determinação de área de aço para cada viga, onde para a armadura de flexão simples de tração e para a armadura composta de tração e compressão, foram, respectivamente, através das Equações 9, 10 e 11.

$$A_s = \frac{Md}{f_y d \times (d - 0,4 \times x)} \quad (9)$$

$$A_s = \frac{Md_1}{f_y d \times (d - 0,4 \times x)} + \frac{Md_2}{f_y d \times (d - d')} \quad (10)$$

$$A_{s'} = \frac{Md_2}{f_y d \times (d - d')} \quad (11)$$

Onde:

Md1 e Md2: Momento fletor de cálculo (KN.cm);

f_y : Resistência a tração de cálculo do aço (KN/cm²);

d: Altura útil da viga (m);

d': Altura útil de compressão (m); x: Linha neutra (m).

As áreas de armaduras dimensionadas foram verificadas com os limites mínimos e máximos especificados pela norma.

3.1.3.2.4 Dimensionamento da armadura transversal

Para evitar a fissuração nas vigas, devem-se empregar armaduras transversais, seu dimensionamento irá seguir as exigências da NBR 6118/2014. O cálculo é dividido em duas etapas, sendo elas, a verificação da compressão na biela e o dimensionamento da armadura transversal.

A primeira etapa iniciou com as verificações necessárias na compressão da biela, onde a condição deve ser satisfeita, pela verificação abaixo:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (12)$$

Onde:

Vsd: Força cortante solicitante de cálculo (KN)

VRd2: Força cortante resistente de cálculo, referente à ruína da biela (KN).

Após a verificação, inicia-se o dimensionamento da armadura transversal, esta se dá pela formulação da Equação 13, a seguir:

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha)} \quad (13)$$

Onde:

A_{sw}: Área de todos os ramos da armadura transversal;

S: Espaçamento da armadura transversal;

V_{sw}: Parcela da força absorvida pela armadura transversal;

d: Altura útil da viga;

f_{ywd}: Tensão na armadura transversal;

α: Ângulo de inclinação da armadura transversal.

Com isso, verificou-se se a armadura atende aos parâmetros mínimos apresentados em norma, e assim se iniciaram os procedimentos de detalhamento, onde foi definido o diâmetro dos estribos empregados, o espaçamento entre eles, os quais devem atender aos máximos e mínimos apontados e também a sua quantidade. Por último, foi realizado o dimensionamento da ancoragem do estribo, que se refere ao diâmetro do gancho.

3.1.3.3 Dimensionamento de pilares

O dimensionamento dos pilares foi realizado em função dos esforços solicitantes de cálculo, ou seja, as forças normais (Nd), os momentos flettores (Mdx e Mdy) e os esforços cortantes (Vdx e Vdy) no caso de ação horizontal, obtidos através do programa *Ftool* e dos cálculos da ação do vento na estrutura. O dimensionamento teve como base a NBR 6118/2014. Para os cálculos, será considerado concreto C-25 e aço CA-50.

As seções dos pilares adotadas serão as dimensões mínimas apontadas pela norma, respeitando a área mínima de 360cm².

Para o cálculo de cada pilar, levou-se em consideração a classificação do mesmo,

podendo ser intermediário, de extremidade ou de canto, para determinarem-se os esforços atuantes. Por estes serem elementos verticais, podem estar sujeitos a efeitos de flambagem, sendo assim necessário verificar seu índice de esbeltez, através de fórmulas apresentadas na bibliografia, que levam em consideração o comprimento do pilar relacionado aos seus apoios em cada eixo. Com isso, foi determinado se o pilar sofre efeitos de primeira ou segunda ordem, sabendo que apenas os de segunda ordem sofrem efeito de flambagem.

O dimensionamento de pilares será realizado pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada, onde o momento total atuante na estrutura será calculado conforme mostra a Equação 14.

$$M_{d,tot} = \left(\alpha b \times M_{1d,A} + N_d \times \frac{\ell e^2}{10} \times \frac{1}{r} \right) \geq M_{1d,A} \quad (14)$$

Onde:

$M_{d,tot}$: Momento total atuante na estrutura;

αb : Coeficiente de dispensa de efeitos locais de segunda ordem;

M_{1dA} : Momento atuante de cálculo;

N_d : Força normal de cálculo;

ℓe : Comprimento de flambagem;

$1/r$: Curvatura da seção crítica.

Quando o pilar sofre apenas efeito de primeira ordem, a equação de momento total dispensa a curvatura da seção crítica, que considera o Coeficiente de Poisson (força normal a dimensional). Posteriormente, iniciou-se o dimensionamento da armadura do pilar, que se dá pela Equação 15.

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (15)$$

Onde:

A_s : Área de aço na seção;

ω : Coeficiente de flexo-compressão oblíqua;

A_c : Área da seção transversal (cm²);

f_{cd} : Resistência à compressão do concreto;

f_{yd} : Resistência à tração do aço.

A determinação do coeficiente de flexo-compressão oblíqua ocorre através de ábacos, que se encontram nos anexos, que dependem do coeficiente de Poisson (ν) e correlacionam os coeficientes do momento fletor reduzido adimensional (μ).

Por fim, verificou-se a área de armadura encontrada e se esta se encontra nos limites mínimos e máximos estabelecidos pela norma, para que se pudesse averiguar o número de barras na seção, juntamente com seus espaçamentos verticais e horizontais e a quantidade de estribos necessários.

3.1.4 Análise dos dados

Com os resultados obtidos através do dimensionamento, tanto das vigas quanto dos pilares, foi realizado o quantitativo dos materiais necessários para o método de vedação em alvenaria convencional e para o *Light Steel Frame*, fazendo assim uma comparação com as quantidades de fôrmas por metro quadrado, volume de concreto e também a quantidade de aço exigida e apresentada no modelo da Tabela 2.

Tabela 2 - Quantitativo de materiais

Quantitativo de materiais para cada sistema construtivo		
	<i>Alvenaria convencional</i>	<i>Light Steel frame</i>
<i>Fôrma (m²)</i>		
<i>Volume concreto (m³)</i>		
<i>Quantidade de aço (cm²)</i>		

Fonte – Autor (2017)

Com os dados obtidos com a tabela, realizou-se um gráfico de barras, para que se pudesse comparar qual seria o aumento ou a diminuição das quantidades de fôrmas, concreto e aço, se a edificação fosse executada pelo sistema construtivo *Light Steel Framing*.

Será também comparada a redução de cargas que chegam até a fundação, sendo assim apresentada outra tabela, com os valores obtidos no dimensionamento da estrutura e analisando o alívio de carga, que provavelmente o método LSF irá proporcionar à fundação. Os dados serão apresentados de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 - Alívio de carga na fundação

	Cargas		
<i>Pilares</i>	<i>Alvenaria convencional</i>	<i>Steel Frame</i>	<i>Redução (%)</i>
<i>P01</i>			
<i>P02</i>			

<i>P03</i>			
<i>P04</i>			
<i>Pn</i>			

Fonte – Autor (2017)

CAPÍTULO 4

4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1.1 Características de cada método

4.1.1.1 Alvenaria convencional

Como apontado por Yazigi (2010), a alvenaria convencional é o método mais utilizado na construção civil, constituído de lajes, vigas e pilares de concreto armado e em sua vedação são empregados tijolos, quase sempre cerâmicos, que não fazem parte do suporte estrutural da edificação.

Pode-se distinguir a alvenaria em duas classes – não estruturais ou de vedação e alvenarias estruturais ou portantes. Moliterno (1995) ainda aponta que a alvenaria de vedação, a qual se refere esse estudo, pode ser empregada para fechamento de paredes, assim como para proteção de taludes.

Segundo Junior (2004), ao se tratar de construções em alvenaria convencional, é essencial fiscalizar o serviço e padronizar o processo de execução no canteiro de obras, pois esta é caracterizada por apresentar altos desperdícios.

As vantagens desse sistema construtivo, por ser o mais utilizado nas obras, é que possui ampla mão de obra, assim como os projetos aceitam maior liberdade de criação. Os materiais da alvenaria convencional são facilmente encontrados e de alta durabilidade.

Todavia, também possui algumas desvantagens, como o alto desperdício dos materiais, o longo período de duração da obra e os reparos são mais delicados. A Tabela 04, a seguir, compila os dados que foram adquiridos neste estudo sobre as vantagens e desvantagens da alvenaria convencional.

Tabela 4 - Vantagens e desvantagens da alvenaria convencional

Vantagens	Desvantagens
Ampla mão de obra	Alto desperdício de materiais
Projetos aceitam maior liberdade de criação	Reformas e reparos de delicada execução
Materiais facilmente encontrados	Obras de longa duração

Materiais de alta durabilidade	Grande quantidade de resíduos
--------------------------------	-------------------------------

Fonte – Autor (2017)

4.1.1.2 *Steel Frame*

Trata-se de um novo método construtivo que vem ganhando espaço na construção civil, conhecido como *Light Steel Framing*, o qual utiliza aço galvanizado em sua constituição, juntamente com placas cimentícias, que realizam a vedação das paredes, o que acarreta uma significativa redução no peso total da edificação em comparação a outros métodos. Como é um método construtivo leve, a fundação deste é feita na maioria das vezes por radier e sua execução geralmente pode ser empregada na maioria dos terrenos.

As vantagens do *Steel Frame* é a rápida execução da obra, a facilidade para reparos e reformas, ademais do pouco desperdício de materiais. Porém, ainda apresenta pouca mão de obra qualificada e muito preconceito da sociedade, por conta da “cultura do concreto”, onde todos já estão acostumados com o sistema utilizado e possuem dificuldade para aceitar novos métodos e tecnologias, que vêm aparecendo no mercado da construção civil.

Segundo Pedroso et al. (2014), as vantagens oferecidas pelo *Light Steel Frame* não favorecem apenas a obra, mas também o consumidor e o meio no qual está aplicado. Isso se dá por sua grande variabilidade de forma e serviços, além de proporcionar a possibilidade de trabalhos mesmo na ocorrência de chuvas. Também pode acarretar custos inferiores em comparação ao método de construção convencional por empregar menores prazos e perdas.

Ainda pelo que apontam Pedroso et al. (2014), a leveza do *Steel Frame* apresenta uma grande vantagem, pois o aço é distribuído uniformemente pelas paredes e gera um alívio significativo na fundação, garantindo ainda segurança na obra, não permitindo a propagação de fogo e ataques externos, como por exemplo, cupins, por conta de suas características naturais. O aço, que é revestido com zinco, é resistente à corrosão e também aos riscos, cortes e trincos, aos quais outros tipos de vedações podem estar sujeitos.

A Tabela 05 demonstra um comparativo das vantagens e desvantagens no emprego de *Steel Frame* na construção.

Tabela 5 - Vantagens e desvantagens do *Light Steel Frame*

Vantagens	Desvantagens
Rápida execução da obra	Pouca mão de obra qualificada
Facilidade para reformas e reparos	Preconceito pela sociedade

Baixa quantidade de resíduos gerados	Preços elevados
Resistência à corrosão e aos agentes externos	
Grande desempenho térmico e acústico	
Reaproveitamento dos materiais	

Fonte – Autor (2017)

4.1.2 Dimensionamento da ação do vento na estrutura

O dimensionamento da carga de vento incidente na edificação ocorreu de acordo com o que se encontra na NBR 6123 (1988), onde o cálculo é baseado na velocidade característica do vento. Para que esta carga seja encontrada, primeiro determinou-se a velocidade básica do vento, esta que depende da localização em que a edificação está inserida. Sabendo que o edifício se localiza na cidade de Francisco Beltrão, no estado do Paraná, pelo do mapa das Isopletras, foi possível determinar uma velocidade básica de 47,5m/s.

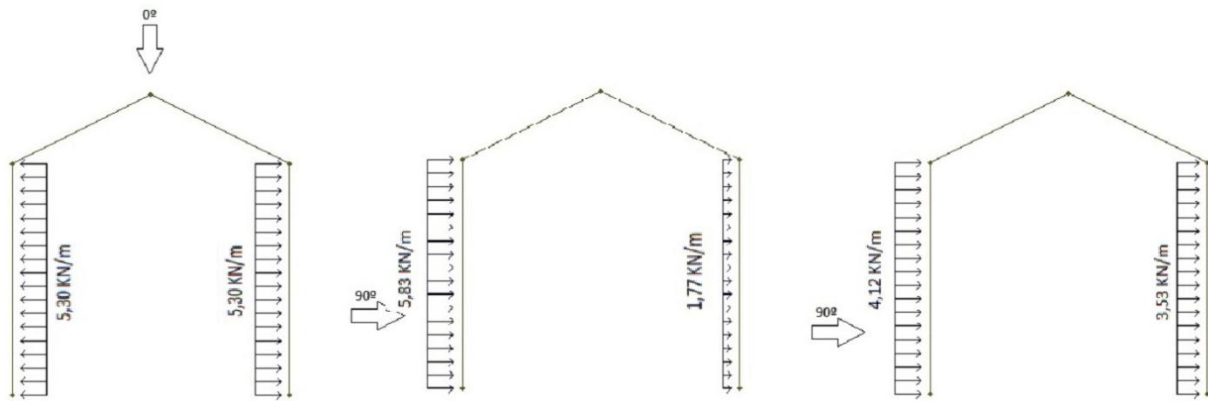
Outros fatores necessários para a determinação da velocidade característica são S1, S2 e S3. O primeiro é referente ao fator topográfico do local, que se trata de um terreno plano, então o S1 adotado, de acordo com a norma, foi de 1,0. O segundo fator diz respeito à rugosidade, dimensões e altura do terreno, resultando em um valor de 0,88. Por último, encontrou-se o fator S3, que representa o fator estático, com o valor de 1,0.

Realizando a multiplicação dos fatores S1, S2 e S3 com a velocidade básica encontrada do vento, pode-se então encontrar a velocidade característica (V_k) com o valor de 41,8 m/s.

Com a obtenção do valor característico, através da Equação 2, demonstrada na metodologia do trabalho, foi definida a pressão dinâmica do vento que, segundo a NBR 6123 (1988), considera a velocidade característica (V_k) em condições normais de pressão (1atm) e de temperatura (15°).

Os coeficientes de pressões e forma externos foram obtidos analisando a altura relativa da edificação em relação à incidência do vento em ângulos de 0° e 90°. A carga de vento incidente no telhado da edificação foi desconsiderada, levando em conta que este fica completamente oculto sob a platibanda da cobertura. Já os coeficientes de pressão interna consideraram a edificação como tendo faces igualmente permeáveis, com valores de -0,3 e 0, adotando os carregamentos mais nocivos.

A Figura 05 demonstra os carregamentos considerados mais nocivos para os cálculos nos ângulos de incidência de 0° e 90° das faces da edificação, respectivamente, adotando distâncias médias entre pórticos de 5,5 metros.

Figura 5 – Cargas de vento

Fonte: Autor (2017)

4.1.3 Dimensionamento das lajes

O dimensionamento das lajes foi realizado pelo método de construção convencional e para o dimensionamento em *Light Steel Frame* foi alterada a constituição das paredes sob laje para o peso referente a este método. Sendo assim, foram considerados alguns materiais de construção específicos. Considerou-se o seu peso próprio através do peso específico do concreto de 25 kN/m³, relacionado com sua espessura de 10 cm. Também foi analisada a construção de um contra piso argamassado, em conjunto com o assentamento de granito nas áreas sociais e piso de cedro nas áreas privativas, considerando seus pesos específicos e suas espessuras relativas. Levando em conta também a carga acidental de 2 kN/m², referente a residências como o especificado na NBR 6120 (1980). As Tabelas de cargas para os métodos convencional e *Steel Frame* podem ser visualizadas através do Apêndice A.

Com base nesses dados, foi possível determinar a carga da laje por metro quadrado. As áreas de lajes, de acordo com a NBR 6118 (2014), são determinadas por suas reações de apoio. Estas, por sua vez, são obtidas através das cargas que atuam nos triângulos ou trapézios, originados pelas charneiras plásticas. Estas reações podem ser uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhe servem de apoio. As charneiras são encontradas através de ângulos que são definidos através de retas inclinadas. Assim, foi possível encontrar as parcelas de áreas de influência de cada laje e quanto dessa área estava influenciando cada uma das vigas do edifício, podendo assim, dar início aos procedimentos de dimensionamento das mesmas. As dimensões utilizadas foram as mesmas em ambos os métodos.

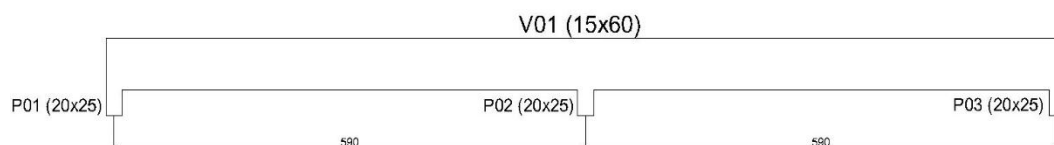
4.1.4 Dimensionamento das vigas

Para o dimensionamento das vigas, foram consideradas as cargas atuantes referente às áreas de influência das lajes, a carga considerada de vedações e o peso próprio da estrutura de concreto, obtidos através da NBR 6120 (1980). Diante disso, o peso é de 25 KN/m² para estruturas em concreto armado, caracterizando concreto C-25.

Para o dimensionamento em alvenaria convencional, foram consideradas todas as paredes em tijolos cerâmicos furados com peso de 13 KN/m², já para o dimensionamento em *Steel Frame*, as paredes foram substituídas pelo perfil metálico de aço galvanizado e revestidas com placa cimentícia com seus respectivos pesos calculados. As Tabelas referentes às cargas atuantes nas vigas podem ser analisadas nos Apêndices B e C.

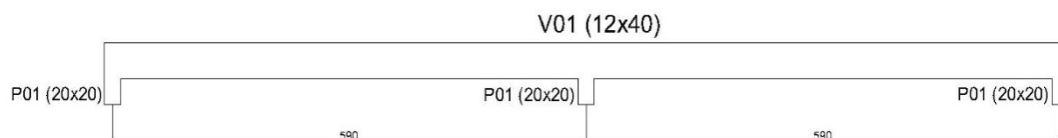
De acordo com as especificações da NBR 6118 (2014), as vigas não podem apresentar seções transversais com dimensão menor que 12 centímetros, porém em casos especiais, o limite pode ser reduzido, contanto que respeite um mínimo absoluto de 10 centímetros. Com isso, o dimensionamento foi realizado, respeitando os valores apresentados por essa norma, tanto para a alvenaria convencional quanto para o *Steel Frame*, adotando as menores seções que lhe eram cabíveis. A Figura 06 demonstra a viga 01 do pavimento tipo do projeto estrutural do edifício em alvenaria convencional e a Figura 07 representa a mesma viga 01 com as dimensões reduzidas para o edifício em *Steel Frame*.

Figura 6 – Viga 01 Convencional



Fonte: Autor (2017)

Figura 7– Viga 01 Steel Frame



Fonte: Autor (2017)

Considerando os dados obtidos anteriormente, em conjunto com a carga referente ao vento, foi possível realizar a montagem dos pórticos no *software Ftool*, assim determinando os

carregamentos totais incidentes nas vigas e pilares da edificação, que consistem no peso próprio da estrutura, considerando suas respectivas seções e alturas e também os demais carregamentos calculados, dando início ao dimensionamento estrutural do projeto.

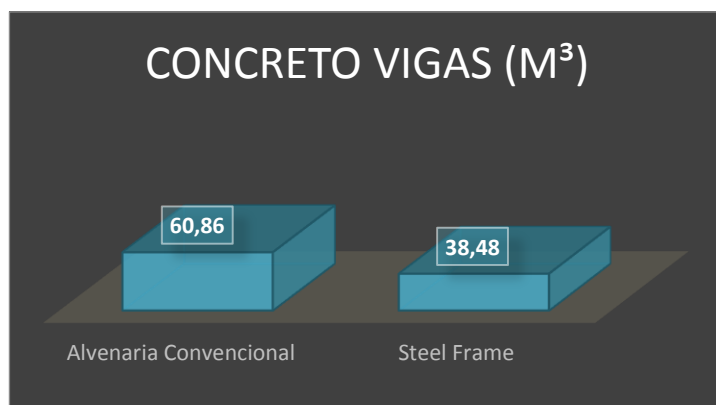
A partir da obtenção do diagrama de esforços nas vigas do pórtico, foi possível verificar se as seções adotadas eram correspondentes às variações de carregamento ao longo de seu comprimento. Tanto no sistema convencional quanto no *Light Steel Framing*, procurou-se manter uma uniformidade nas seções das vigas, para a otimização do processo construtivo das estruturas de concreto.

No sistema convencional, as vigas do pavimento térreo foram fixadas com dimensões de 15x30cm, enquanto que nos pavimentos tipo e na cobertura, optou-se por vigas de 15x60cm nas externas, ou seja, localizadas no entorno da edificação e também nas vigas no entorno do vão da escada. As demais foram adotadas com seção de 15x50cm.

No caso do *Light Steel Framing*, pode-se observar a diminuição nos carregamentos, por isso optou-se pela diminuição de todas as seções. No pavimento térreo, a seção considerada foi de 12x30cm em todas as vigas. Seguindo a mesma lógica do sistema convencional, no pavimento tipo e cobertura, nas vigas externas e do entorno da escada foram consideradas de dimensões 12x50cm, com exceção das vigas internas, V2 e V7, dos pavimentos tipo, foram também consideradas com a mesma seção, por conter carregamentos significativos. As demais vigas internas foram adotadas com seções 12x40cm.

Com a obtenção destes resultados, foi possível determinar a quantidade de volume de concreto nas vigas de ambos os métodos construtivos. Na Figura 08, pode-se observar a quantidade total de concreto, considerando todas as vigas que compõe o edifício.

Figura 8 – Comparativo de volume de concreto nas vigas



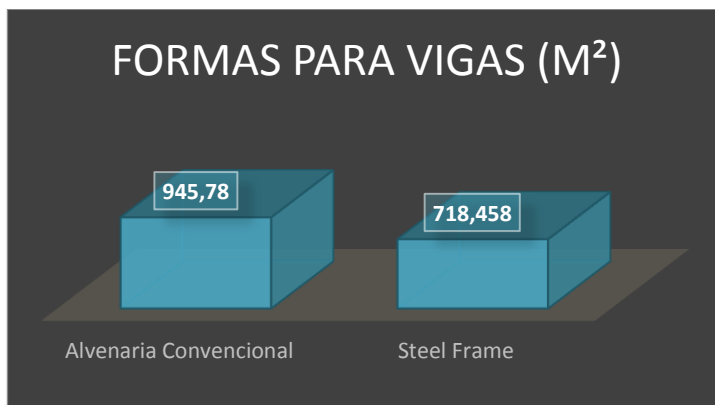
Fonte: Autor, (2017)

Esta redução ocorrida no método construtivo *Light Steel Frame* pode ser explicada diretamente pela diminuição das seções das estruturas, que só foi possível devido à redução de

carregamento que este método proporcionou, o que resultou em 36,77% a mais de consumo de concreto nas vigas no método de alvenaria convencional.

Também com as dimensões das seções, pode-se determinar a quantidade de fôrmas necessárias para fazer um comparativo dos sistemas de construção. Nas vigas do térreo, foram consideradas duas folhas nas laterais, pois a sustentação da sua parte inferior já é obtida pelo solo. Para as demais vigas, foram computadas duas folhas laterais e uma folha inferior. Em nenhuma fôrma foi considerada a reutilização. Na Figura 09, verifica-se o resultado da comparação do quantitativo de área de fôrmas.

Figura 9 – Comparativo da área de fôrma nas vigas



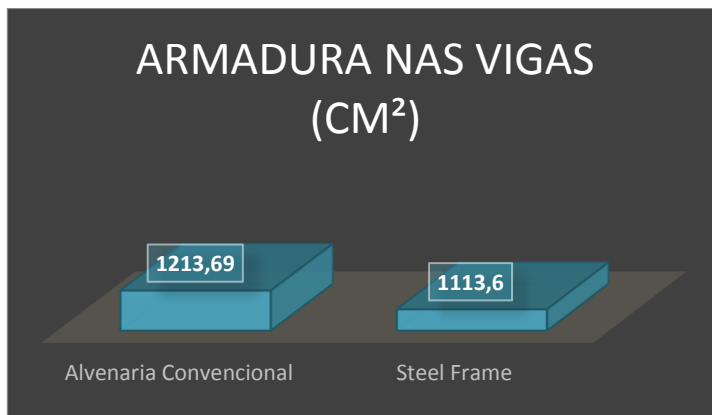
Fonte: Autor, (2017)

Com a análise da figura, pode-se constatar que o LSF apresentou redução percentual de 24,03% no consumo de fôrmas, o que também pode ser explicado pela redução de seções de vigas.

Com os diagramas de esforços obtidos pelo programa *Ftool*, foram coletados os esforços incidentes nas vigas, com os quais se pode, então, desenvolver o dimensionamento referente à área de aço necessária em cada seção das vigas. A partir de verificações dos carregamentos, podem-se verificar quais vigas sofriam flexão simples ou composta. Em caso de flexão simples, a armadura calculada é referente à de tração e no caso de flexão composta, as armaduras são tanto de tração como de compressão. As Tabelas com os resultados do dimensionamento podem ser encontradas nos Apêndices D e E.

Obtidos todos os valores, realizou-se a soma das áreas de aço (A_s) de cada método, podendo assim comparar a proporcionalidade de área de aço necessária em cada sistema construtivo. A Figura 10, demonstra a quantidade constatada de aço na alvenaria convencional e no LSF.

Figura 10 – Comparativo da área de armadura nas vigas



Fonte: Autor, (2017)

Com os dados obtidos na figura, percebe-se a área de aço superior na alvenaria convencional e a redução dessa área no *Steel Frame*, de 8,24%. Essa diminuição pode ser explicada pela redução dos carregamentos incidentes de paredes, que ocorrem sob as vigas da edificação.

Em todos os resultados obtidos, observou-se a diminuição no método construtivo *Light Steel Framing*, que se deu por conta da leveza de sua estrutura física, que substituiu os tijolos cerâmicos usuais por placas cimentícias e perfis metálicos. Contudo, conclui-se que, considerando os fatores de volume de concreto, a área de fôrma e a área de aço necessárias, o método LSF mostrou-se mais eficiente.

4.1.5 Dimensionamento de pilares

Obedecendo aos limites impostos pela NBR 6118 (2014), de que os pilares não podem possuir dimensão menor de 19 cm e área mínima de 360cm², procurou-se adotar as menores dimensões possíveis para cada método no dimensionamento, considerando a alvenaria convencional e *Steel Frame* na vedação do edifício.

Primeiramente, os pilares foram classificados quanto à sua localização em planta – canto, extremidade ou intermediário. O projeto em questão apresentou 12 pilares de canto, 12 pilares de borda e não apresentou nenhum pilar intermediário. Sua posição influencia diretamente na excentricidade atuante no pilar.

Os valores para o dimensionamento dos pilares que consistem na força normal e nos momentos fletores a que cada um está sujeito foram obtidos pelo programa *Ftool*, onde estes foram multiplicados pela força de compressão de cálculo do concreto, para que assim, por um fator de segurança, fossem majorados.

O cálculo desta estrutura foi realizado de acordo com a classificação quanto à esbeltez pilares curtos ou robustos, medianamente esbeltos, esbeltos ou muito esbeltos. Portanto, para a determinação, foi calculado o índice de esbeltes (λ) de cada pilar, que não deve ser inferior ao valor de 35.

Ainda de acordo com a NBR 6118 (2014), o momento atuante na estrutura deve ser verificado em comparação ao momento mínimo atuante nela. Se for inferior, o momento adotado deve ser igual ao valor do momento mínimo, para que o dimensionamento seja realizado de forma condizente às seções adotadas em cada pilar.

O momento total atuante no pilar foi obtido pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada, que considera a ocorrência de excentricidades e o quanto estas aumentam o valor do momento utilizado para a definição da armadura.

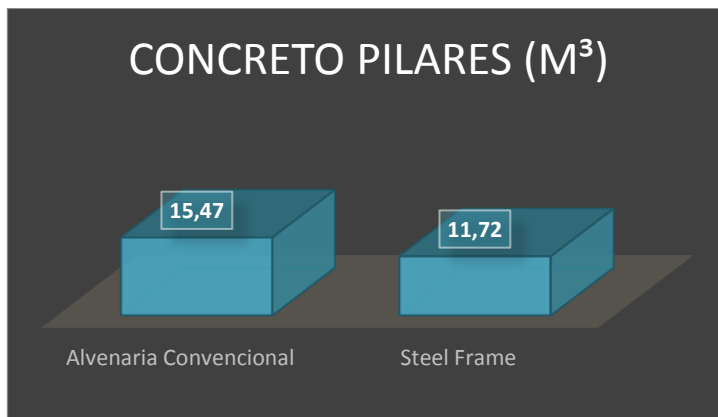
O coeficiente de flexo-compressão oblíqua (ω) determina a área de aço que deve ser utilizada em cada pilar, este foi coletado através da utilização de ábacos referentes à seção transversal de cada pilar. Sendo assim, o dimensionamento para a área de aço dos pilares pode ser visualizado nas tabelas dos Apêndices F e G.

Dimensionando os pilares para cada método construtivo, foi possível fazer uma comparação entre as áreas de armadura, assim como o volume de concreto e a quantidade de fôrmas necessárias.

No sistema convencional buscou-se padronizar as dimensões, sendo assim os pilares situados no entorno das escadas obtiveram seção de 40x15cm, enquanto os demais pilares da edificação possuem dimensões de 20x25cm. Dessa forma, essas seções foram mantidas em todos os pavimentos do edifício.

Para o sistema *Light Steel Framing*, foi possível diminuir as dimensões das seções dos pilares pela constatação da diminuição das cargas provenientes das vigas. Assim como no método convencional, os únicos pilares que apresentaram dimensões diferentes foram as estruturas situadas no vão da escada, que apresentaram seção de 25x20cm, enquanto os demais pilares possuem 20x20cm.

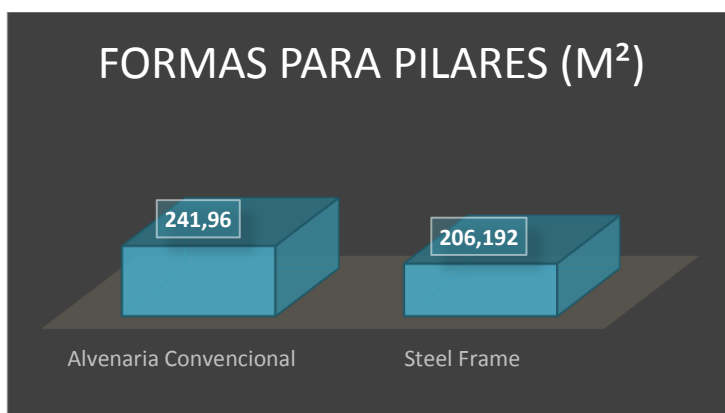
A partir da determinação das dimensões de cada pilar, foi possível quantificar o volume de concreto em cada um deles. Na Figura 11 pode-se observar a quantidade total de concreto, considerando todos os pilares que compõe o edifício.

Figura 11 – Comparativo de volume de concreto nos pilares

Fonte: Autor, (2017)

Observando os quantitativos, contata-se a redução percentual de concreto nos pilares de 24,24% no *Light Steel Frame*.

Com as dimensões das seções, pode-se também determinar a quantidade de área de fôrmas necessárias, suficiente para realizar um comparativo dos sistemas construtivos. Em todos os pilares foram consideradas quatro folhas de fôrma e em nenhuma fôrma foi considerada a reutilização. O resultado pode ser observado através da Figura 12, na qual também pode ser visualizada a porcentagem superior de consumo de 14,78% na alvenaria convencional.

Figura 12 – Comparativo da área de fôrma nos pilares

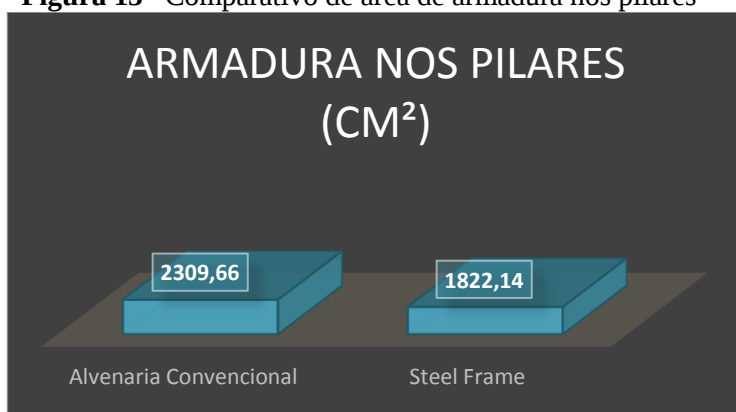
Fonte: Autor, (2017)

Os diagramas de esforços obtidos no programa *Ftool* informaram os momentos de topo e base incidentes em cada pilar, com os quais se pode então desenvolver o dimensionamento referente à área de aço necessária em cada seção. A posição dos pilares em planta determinou a quantidade e o eixo do momento no qual estava submetido, sendo esses eixos x ou y. Pilares de canto computam momentos fletores em ambos os eixos, enquanto pilares de borda, em apenas um dos eixos, que é determinado por sua disposição.

No diagrama de esforço normal, obteve-se o valor da força de compressão (Nk) incidente nos pilares. Para o dimensionamento, foi coletado o valor mais significativo, o qual se refere aos pilares localizados no térreo da edificação. Tanto os momentos fletores quanto as forças de compressão foram majoradas, a fim de estarem a favor da segurança. As Tabelas com os resultados do dimensionamento podem ser encontradas nos Apêndices F e G.

Com o dimensionamento, pode-se obter a área de aço (A_s) necessária em cada estrutura, assim realizando a somatória dessas áreas para cada método, a fim de comparar a proporcionalidade em cada sistema construtivo. A Figura 13, demonstra a quantidade constatada de área de aço na alvenaria convencional e no LSF.

Figura 13– Comparativo de área de armadura nos pilares



Fonte: Autor, (2017)

Nesse comparativo dos métodos construtivos, considerando a quantidade computada de área de armadura, o *Light Steel Frame* apresentou uma redução de 21,10% em comparação à alvenaria convencional.

Em todos os três comparativos realizados, pode-se averiguar a significativa redução no dimensionamento que considerou o *Steel Frame* como vedação. Isso pode ser explicado também pela redução de carregamentos incidentes sob as estruturas, ou seja, a redução de cargas provenientes das vigas, o que também proporciona a redução de suas seções transversais, reduzindo a carga pontual gerada pelo peso próprio em todo seu comprimento. Com isso, pode-se concluir que nos três comparativos analisados, o método convencional obtém uma quantidade significativamente maior do que a do método construtivo *Light Steel Framing*.

4.1.6 Redução de cargas na fundação

Analizando e aplicando os carregamentos computados no dimensionamento com a vedação em alvenaria convencional e *Light Steel Frame* nos pórticos de estruturas do edifício, foi possível verificar a carga de fundação decorrente de cada método. Com isso, desenvolveu-se um comparativo de cargas que considera a carga de fundação gerada em cada pilar do edifício. Essas cargas são decorrentes basicamente da totalização de pesos próprios das estruturas em seu comprimento total e as demais cargas, as quais estão sujeitas como momentos fletores e outras. Os carregamentos foram obtidos no software *Ftool* e, com eles, foi possível verificar a porcentagem de redução de carga em cada pilar, que pode ser visualizada na Tabela 06.

Tabela 6 – Redução de cargas na fundação

Pilar	Alvenaria Convencional (KN)	<i>Light Steel Frame</i> (KN)	% de redução
P01	304,5	147,6	51,53
P02	658,8	399,3	39,39
P03	307,6	147,3	52,11
P04	611,7	415,6	32,06
P05	1204	909,6	24,45
P06	609,9	414,2	32,09
P07	334,7	204,2	38,99
P08	581,6	368	36,73
P09	607,9	373,1	38,62
P10	345,8	209,5	39,42
P11	590	320,3	45,71
P12	380,1	249	34,49
P13	380,1	249	34,49
P14	590	320,3	45,71
P15	345,8	204,2	40,95
P16	581,6	368	36,73
P17	607,9	373,1	38,62
P18	334,7	209,5	37,41
P19	609,9	414,2	32,09
P20	1204	909,6	24,45
P21	611,7	415,6	32,06
P22	308,3	147,6	52,12
P23	658,8	399,6	39,34
P24	304,5	147,3	51,63

Fonte: AUTOR, (2017).

Pela análise da tabela, pode-se perceber que alguns pilares constituíram alívios mais significativos do que outros chegando a valores superiores a 50%, enquanto alguns com valores de aproximadamente 25% de alívio. A maior diferença ocorreu em pilares que apresentavam

menores carregamentos, como o P01 e P03, onde suas seções transversais sofreram expressiva redução. Todavia, a menor diferença é observada nos pilares mais carregados da edificação.

A porcentagem de redução média ficou em torno de 38%, que pode ser explicada pela diminuição das seções de todas as estruturas de sustentação da edificação, a qual se tornou possível em função dos menores carregamentos gerados pelo LSF.

1 CAPÍTULO 5

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base na caracterização dos métodos construtivos apresentados, assim como nas vantagens e desvantagens, podem-se notar inúmeras diferenças na execução dos mesmos e verificar a alta eficácia do método LSF na construção civil. Entretanto, este ainda não é muito utilizado, pois a cultura do concreto no Brasil ainda possui grande peso.

Para se iniciar os dimensionamentos da edificação, foi realizado o cálculo da ação do vento na construção, analisando assim a influência das forças horizontais que atuam sobre o edifício de estudo. Além disso, foram determinadas as cargas atuantes sob a edificação, tanto no método de alvenaria convencional, quanto em *Steel Frame*. Após calcular tais cargas, foram dispostas no *software Ftool*, realizado assim o dimensionamento das vigas e dos pilares para que se concluísse o comparativo da área de aço necessário, volume de concreto e quantidade de fôrmas, notando que o sistema *Light Steel Framing* apresentou necessidade de menor quantidade de materiais em todos os tópicos analisados, devido ao seu alívio de carga atuante na edificação.

Contudo pode-se calcular a quantidade de concreto necessário para a construção dos elementos estruturais do edifício, verificando que, no emprego da alvenaria convencional houve um consumo percentual de 34,23% superior ao Light Steel Frame. Foi possível verificar também que a quantidade de formas necessárias ultrapassou em 22,15% o LSF, como também o Aço empregado nas estruturas foi superior em 16,68% na alvenaria convencional.

Após as etapas do trabalho realizadas, pode-se concluir que a hipótese formulada, ou seja, que a edificação executada com o método construtivo *Light Steel Framing* possuiria um alívio de cargas de aproximadamente 30% na fundação, em comparação ao edifício construído em alvenaria convencional, devido ao menor peso da placa cimentícia em confrontação com o bloco cerâmico utilizado no segundo caso, proporcionando assim, a diminuição de armadura, concreto e fôrmas utilizadas, portanto esta hipótese foi atendida, pois o alívio de fundação gerado atendeu à margem citada.

2 CAPÍTULO 6

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros, sugere-se:

- Realizar um orçamento comparativo entre os métodos de alvenaria convencional e *Light Steel Frame*;
- Desenvolver o dimensionamento considerando também a substituição da laje por LSF;
- Comparar a quantidade de resíduos gerados na construção convencional e em *Light Steel Frame*.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, NBR 6120. **Cargas para cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, RJ: ABNT, 1980.

_____. NBR 6123. **Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, RJ: ABNT, 1988.

_____. NBR 6118. **Projeto de estrutura em concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, RJ: ABNT, 2014.

_____. NBR 7480. **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro, RJ: ABNT, 2007.

_____. NBR 14762. **Dimensionamento de estrutura de aço constituída por perfis formados a frio - Procedimento**. Rio de Janeiro, RJ: ABNT, 2001.

AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL. **Manual da construção industrializada**. Disponível em: www.abdi.com.br. Acesso em: 29 fev. 2017.

ARAÚJO, R. L. C. et al. **Materiais de construção**. Rio de Janeiro: Universidade Rural, 2000.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura**. São Paulo: Pini, 1995.

BELLEI, Ildony H.; PINHO, Fernando O.; PINHO, Mauro O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. São Paulo: Pini Editora, 2004.

CARVALHO, Robwero C.; PINHEIRO, Libânio M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Paulo: Pini Ltda, 2013.

DIAS, Luís Andrade de Mattos. **Estruturas de aço: Conceito, técnicas e linguagem**. São Paulo: Zigurate Editora, 1997.

EMPRESA BRASILIT. **Manual Placa cimentícias, Painéis e Acessórios para construção**

- industrializada**. Disponível em: <http://www.brasilit.com.br/pdf/take-one-mercado-plano.pdf>, acesso em: 24 mar. 2017.
- FREITAS, Arlene Maria Sarmanho; CRASTO, Renata Cristina Morais de. **SteelFraming: Arquitetura**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006.
- FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de armar estruturas de concreto**. São Paulo: Editora Edgard Blücher, segunda edição, 1977.
- GONÇALVES, R. M.; MALITE, M. SALES J. J. E NETO J.M. **Ação dos ventos nas edificações**. Disponível em: www.passeidireto.com.br, acesso em: 31 maio, 2017.
- GOUVÊA, Lucas. **Steel Frame: Verdades**. Disponível em: <http://fastcon.com.br/blog/steel-frame/>, acesso em: 31 maio, 2017.
- HUGON, A. **Técnicas de construção**. Hemus, 2014.
- INABA, ROBERTO. **Construções metálicas: O uso do aço na construção civil**. Disponível em: www.metalica.com.br/contrucoes-metalicas-o-uso-do-aco-na-construcao-civil, acesso em: 02 abril, 2017.
- JUNIOR, Alberto C. Lonlsleem. **Execução e inspeção de alvenaria racionalizada**. São Paulo: LTDA, 2004.
- NEVILLE, A. M.; BROOKS, J.J. **Tecnologia do concreto**. Porto Alegre: Editora Bookman, segunda edição, 2010.
- MCCORMAC, Jack C. **Análise estrutural: usando métodos clássicos e métodos matriciais**. Rio de Janeiro: LTC, 2009.
- MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.
- MOLITERNO, Antonio. **Caderno de estruturas em alvenaria e concreto**. São Paulo: Blucher, 1995.

PEDROSSO, S. P.; FRANCO, G. A; BASSO, G., L.; BOMBONATO, G., A. **Steel Frame na construção civil.** Disponível em: <https://www.fag.edu.br/upload/ecci/anais/559532ca64bc5.pdf>, acesso em: 29 setembro, 2017.

REBELLO, Y. C. P. **A concepção estrutural e a arquitetura.** São Paulo; Zigurate, 2000.
TCPO. Tabela de composição de preços para orçamentos. São Paulo: Pini, 2010.

SILVA, JOSÉ FILIPE PINHEIRO DE SOUSA MOREIRA DA. **Paredes exteriores simples em alvenaria viabilidade técnico - econômica.** Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/58186/1/000136339.pdf>, acesso em: 19 mar. 2017.

YAZIGI, W. **A técnica de edificar.** 10 ed. Ver. E atual, São Paulo, 2010.

APÊNDICE B – TABELAS DE CARGA ALVENARIA CONVENCIONAL

Vigas Térreo																		
Viga	b	h	Lef	yc	yalv	yreb	Esp. alv	Esp. reb	h alvenaria	h reboco	Area 1	Area 2	Gpp	Galv, acab	R1	R2	Carga da Viga (KN/m)	
VB1a=VB1b=VB8b=VB9c	0,15	0,3	5,93	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0	0	1,125	0,00	0,00	0,00	1,13	
VB2a=VB2b=vB7a=VB7b* (5,15) - V13/15	0,15	0,3	5,93	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0	0	1,125	0,00	0,00	0,00	1,13	
VB3a=VB3c=VB6a=VB6c	0,15	0,3	5,15	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0	0	1,125	0,00	0,00	0,00	1,13	
VB3b=VB6b	0,15	0,3	1,56	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0	0	1,125	0,00	0,00	0,00	1,13	
VB4a=VB5a** (1,37/2,92)- V13/15	0,15	0,3	6,21	25	13	20	0,115	0,0175	2,6	2,6	0	0	1,125	5,71	0,00	0,00	6,83	
VB4b=VB5b	0,15	0,3	1,86	25	13	20	0,115	0,0175	2,6	2,6	0	0	1,125	5,71	0,00	0,00	6,83	
VB8a* (3,57) - V12	0,15	0,3	5,93	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0	0	1,125	0,00	0,00	0,00	1,13	
VB9b	0,15	0,3	2,38	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0	0	1,125	0,00	0,00	0,00	1,13	
VB10a=VB10e=VB17a=VB17b=V B17f=VB12=VB14a=VB14b=VB14 c	0,15	0,3	5	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0	0	1,125	0	0,00	0,00	1,13	
VB11=VB16=VB17d	0,15	0,3	2,61	25	13	20	0,115	0,0175	2,6	2,6	0	0	1,125	5,707	0,00	0,00	6,83	
VB13a=VB15a=VB13d=VB15d	0,15	0,3	4,4	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0	0	1,125	0,00	0,00	0,00	1,13	
VB13b=VB15b=VB13c=VB15c	0,15	0,3	1,7	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0	0	1,125	0	0,00	0,00	1,13	
Vigas Tipo																		
Viga	b	h	Lef	yc	yalv	yreb	Esp. alv	Esp. reb	h alvenaria	h reboco	Area 1	Area 2	Gpp	Galv, acab	R1	R2	Carga da Viga (KN/m)	
V1a=V1b=V8a=V8b	0,15	0,6	5,925	25	13	20	0,115	0,0175	2,43	2,83	6,26	0	2,25	5,61385	8,97	0,00	16,84	
V2a=V2b=V7a=V7b - v11/13	0,15	0,5	5,925	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	10,85	0	1,875	0,00	13,65	0,00	15,53	
V2a=V2b=v7a=V7b	0,15	0,5	0,78	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0,6	0	1,875	0,00	7,69	0,00	9,57	
V2a=V2b=V7a=V7b	0,15	0,5	5,145	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	8,24	0	1,875	0,00	11,94	0,00	13,82	
V3a=V3c=V6a=V6c	0,15	0,5	5,145	25	13	20	0,115	0,0175	2,53	2,83	4,7	0	1,875	5,76	7,76	0,00	15,40	
V3a=V3c=V6a=V6c	0,15	0,5	2,145	25	13	20	0,115	0,0175	2,53	2,83	1,42	0	1,875	5,76	4,94	0,00	12,57	
V3b=V6b	0,15	0,5	1,56	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0,6	0,6	1,875	0,00	2,87	3,85	8,59	
V4=V5	0,15	0,6	6,21	25	13	20	0,115	0,0175	2,43	2,83	7,4	0	2,25	5,61	11,92	0,00	19,78	
V4=V5	0,15	0,6	2,14	25	13	20	0,115	0,0175	2,43	2,83	1,42	0	2,25	5,61	4,95	0,00	12,81	
V4=V5	0,15	0,6	1,55	25	13	20	0,115	0,0175	2,43	2,83	0,6	0	2,25	5,61	2,14	0,00	10,00	
V9a=V9d=V15a=V15d	0,15	0,6	4,875	25	13	20	0,115	0,0175	2,43	2,83	4,57	0	2,25	5,61	6,99	0,00	14,85	
V9b=V9c=V15b=V15c	0,15	0,6	4,345	25	13	20	0,115	0,0175	2,43	2,83	3,66	0	2,25	5,61	4,65	0,00	12,51	
V10=V14	0,15	0,6	2,605	25	13	20	0,115	0,0175	2,43	2,83	0,98	0	2,25	5,61	2,81	0,00	10,67	
V11a=V11d=V13a=V13d	0,15	0,5	4,345	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	6,33	2,87	1,875	0	14,57	3,65	20,09	
V11b=V11c=V13b=V13c	0,15	0,5	1,7	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0,68	0,68	1,875	0	2,98	2,21	7,07	
V12a=V12b	0,15	0,5	4,875	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	7,92	7,92	1,875	0,00	12,11	8,97	22,96	
Vigas Cobertura																		
Viga	b	h	Lef	yc	yalv	yreb	Esp. alv	Esp. reb	h alv	h reboco	Area 1	Area 2	Gpp	Galv, acab	R1	R2	Carga da Viga (KN/m)	
V1a=V1b=V8a=V8b	0,15	0,6	5,93	25	13	20	0,115	0,0175	0,75	0,75	6,26	0	2,25	1,64625	6,97	0,00	10,87	
V2a=V2b=V7a=V7b	0,15	0,6	5,93	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	10,85	0	2,25	0,00	12,09	0,00	14,34	
V2a=V2b=V7a=V7b	0,15	0,4	0,78	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0,6	0	1,5	0,00	5,08	0,00	6,58	
V2a=V2b=V7a=V7b	0,15	0,4	5,15	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	8,24	0	1,5	0,00	10,57	0,00	12,07	
V3a=V3c=V6a=V6c	0,15	0,4	5,15	25	13	20	0,115	0,0175	0,75	0,75	4,7	0	1,5	1,65	6,03	0,00	9,18	
V3a=V3c=V6a=V6c	0,15	0,4	2,15	25	13	20	0,115	0,0175	0,75	0,75	2,4	0	1,5	1,65	7,38	0,00	10,53	
V3b=V6b	0,15	0,4	1,56	25	13	20	0,115	0,0175	0,75	0,75	0,6	0,6	1,5	1,65	2,54	2,12	7,81	
V4=V5	0,15	0,4	6,45	25	13	20	0,115	0,0175	3,5	3,5	7,4	0	1,5	7,68	7,57	0,00	16,75	
V4=V5	0,15	0,4	3,34	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	2,4	0	1,5	0	4,74	0,00	6,24	
V4=V5	0,15	0,4	1,56	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0,6	0	1,5	0	2,54	0,00	4,04	
V4=V6	0,15	0,4	1,56	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	1,42	0	1,5	0	6,01	0,00	7,51	
V9a=V9d=V15a=V15d	0,15	0,4	4,88	25	13	20	0,115	0,0175	0,75	0,75	4,57	0	1,5	1,65	6,19	0,00	9,33	
V9b=V9c=V15b=V15c	0,15	0,4	4,35	25	13	20	0,115	0,0175	0,75	0,75	3,66	0	1,5	1,64625	5,56	0,00	8,71	
V10=V14	0,15	0,4	2,61	25	13	20	0,115	0,0175	3,5	3,5	0,98	0	1,5	7,6825	2,48	0,00	11,67	
V11a=V11d=V13a=V13d	0,15	0,4	4,35	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	6,33	2,87	1,5	0	9,62	4,93	16,04	
V11b=V11c=V13b=V13c	0,15	0,5	1,7	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	0,68	0,68	1,875	0,00	2,64	3,40	7,91	
V12a,b	0,15	0,3	4,88	25	13	20	0,115	0,0175	0	0	7,92	7,92	1,125	0,00	10,72	10,79	22,63	

APÊNDICE C – TABELAS DE CARGA STEEL FRAME

Vigas Térreo																		
Viga	b	h	Lef	yc	yav	yreb	Esp. Steel Frame	Steel Frame	Pé direito	Peso placa Steel frame	Peso Perfil metálico	Peso Total Steel Frame	Area 1	Area 2	Gpp	R1	R2	Carga da Viga (KN/m)
V1a=V1b=V8a=V8b	0,12	0,3	5,6	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	0	0	0,9	0,00	0,00	0,90
V2a=V2b=V7a=V7b	0,12	0,3	6	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	0	0	0,9	0,00	0,00	0,90
V2a=V2b=V7a=V7b	0,12	0,3	2,6	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	0	0	0,9	0,00	0,00	0,90
V2a=V2b=V7a=V7b	0,12	0,3	3	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	0	0	0,9	0,00	0,00	0,90
V3a=V3c=V6a=V6c	0,12	0,3	3,9	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	0	0	0,9	0,00	0,00	0,90
V3a=V3c=V6a=V6c	0,12	0,3	2,2	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	0	0	0,9	0,00	0,00	0,90
V3b=V6b	0,12	0,3	3,7	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	0	0	0,9	0,00	0,00	0,90
V4a=V5	0,12	0,3	2,5	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,0226233	0,040986	0,1455813	0	0	0,9	0,00	0,00	1,05
V4a=V6	0,12	0,3	1,2	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,0102833	0,01863	0,0289133	0	0	0,9	0,00	0,00	0,93
V4a=V7	0,12	0,3	3,9	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,034695	0,062856	0,097551	0	0	0,9	0,00	0,00	1,00
V9a=V9d=V15a=V15d	0,12	0,3	1,8	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,0158273	0,028674	0,0445013	0	0	0,9	0,00	0,00	0,94
V9b=V9c=V15b=V15c	0,12	0,3	3,7	25	13	20	0,01	0,17	3	0,033966	0,05994	0,153846	0	0	0,9	0,00	0,00	1,05
V10=V14	0,12	0,3	2,2	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,0192253	0,03483	0,0540553	0	0	0,9	0,00	0,00	0,95
V11a=V11d=V13a=V13d	0,12	0,3	2,2	25	13	20	0,01	0,17	2,5	0,016082	0,03483	0,050912	0	0	0,9	0,00	0,00	0,95
V11b=V11c=V13b=V13c	0,12	0,3	4,1	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	0	0	0,9	0,00	0,00	0,90
V12a=V12b	0,12	0,3	4,7	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	0	0	0,9	0,00	0,00	0,90

Vigas Tipo																		
Viga	b	h	Lef	yc	yav	yreb	Espessura Steel Frame	Steel Frame	Pé direito	Peso placa Steel frame	Peso Perfil metálico	Peso Total Steel Frame	Gpp	Area 1	Area 2	Reação laje	Reação laje	Rt Laje
V1a=V1b=V8a=V8b	0,12	0,4	5,925	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,05096685	0,095985	0,33892185	1,2	6,26	0	5,9	0	5,93
V2a=V2b=V7a=V7b	0,12	0,5	5,925	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	1,5	10,9	0	10,3	0	10,29
V2a=V2b=V7a=V7b	0,12	0,5	0,78	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	1,5	0,6	0	4,3	0	4,27
V2a=V2b=V7a=V7b	0,12	0,5	5,145	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	1,5	8,24	0	9,0	0	8,99
V3a=V3c=V6a=V6c	0,12	0,4	5,145	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,04425729	0,083349	0,29430429	1,2	4,7	0	5,1	0	5,13
V3a=V3c=V6a=V6c	0,12	0,4	2,145	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	1,2	1,42	0	3,7	0	3,66
V3b=V6b	0,12	0,4	1,56	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	1,2	0,6	0,6	2,2	2,12674	4,29
V4=V5	0,12	0,4	6,21	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,05341842	0,100602	0,35522442	1,2	7,4	0	6,6	0	6,59
V4=V5	0,12	0,4	2,14	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,01840828	0,034668	0,05307628	1,2	1,42	0	3,7	0	3,67
V4=V5	0,12	0,4	1,55	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,0133331	0,02511	0,0384431	1,2	0,6	0	2,1	0	2,14
V9a=V9d=V15a=V15d	0,12	0,4	4,875	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,04193475	0,078975	0,19988475	1,2	4,67	0	5,4	0	5,38
V9b=V9c=V15b=V15c	0,12	0,4	4,345	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,03737569	0,070389	0,17815369	1,2	3,66	0	4,7	0	4,73
V10=V14	0,12	0,5	2,605	25	13	20	0,01	0,17	2,93	0,02152251	0,042201	0,06372351	1,5	0,98	0	2,1	0	2,08
V11a=V11d=V13a=V13d	0,12	0,4	4,345	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	1,2	6,33	2,87	8,2	3,66524	11,84
V11b=V11c=V13b=V13c	0,12	0,4	1,7	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	1,2	0,68	0,68	2,2	2,48868	4,70
V12a=V12b	0,12	0,4	4,875	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	1,2	7,92	7,92	9,1	9,12562	18,25

Vigas Cobertura																		
Viga	b	h	Lef	yc	yav	yreb	Espessura Steel Frame	Steel Frame	Pé direito	Peso placa Steel frame	Peso Perfil metálico	Peso Total Steel Frame	Area 1	Area 2	Gpp	R1	R2	Carga Viga (KN/m)
V1a=V1b=V8a=V8b	0,12	0,4	5,9	25	13	20	0,01	0,17	0,75	0,0070508	0,095985	0,29500575	6,26	0	1,2	6,97	0,00	8,47
V2a=V2b=V7a=V7b	0,12	0,5	5,9	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	10,85	0	1,5	12,09	0,00	13,59
V2a=V2b=V7a=V7b	0,12	0,5	0,8	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	0,6	0	1,5	5,08	0,00	6,58
V2a=V2b=V7a=V7b	0,12	0,5	5,1	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	8,24	0	1,5	10,57	0,00	12,07
V3a=V3c=V6a=V6c	0,12	0,4	5,1	25	13	20	0,01	0,17	0,75	0,0061226	0,083349	0,25616955	4,7	0	1,2	6,03	0,00	7,49
V3a=V3c=V6a=V6c	0,12	0,4	2,1	25	13	20	0,01	0,17	0,75	0,0025526	0,034749	0,03730155	2,4	0	1,2	7,38	0,00	8,62
V3b=V6b	0,12	0,4	1,6	25	13	20	0,01	0,17	0,75	0,0018564	0,025272	0,0271284	0,6	0,6	1,2	2,54	2,13	3,77
V4=V5	0,12	0,4	6,5	25	13	20	0,01	0,17	3	0,057018	0,10449	0,370488	7,4	0	1,2	7,57	0,00	9,14
V4=V5	0,12	0,4	3,3	25	13	20	0,01	0,17	3	0,0295256	0,054108	0,0836336	2,4	0	1,2	4,74	0,00	6,03
V4=V5	0,12	0,4	1,6	25	13	20	0,01	0,17	3	0,0137904	0,025272	0,0390624	0,6	0	1,2	2,54	0,00	3,78
V4=V6	0,12	0,4	2,1	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	1,42	0	1,2	4,38	0,00	5,58
V9a=V9d=V15a=V15d	0,12	0,4	4,9	25	13	20	0,01	0,17	0,75	0,0058013	0,078975	0,16375125	4,57	0	1,2	6,19	0,00	7,55
V9b=V9c=V15b=V15c	0,12	0,4	4,3	25	13	20	0,01	0,17	0,75	0,0051706	0,070389	0,14594855	3,66	0	1,2	5,56	0,00	6,91
V10=V14	0,12	0,4	2,6	25	13	20	0,01	0,17	3	0,0230282	0,042201	0,0652292	0,98	0	1,2	2,48	0,00	3,75
V11a=V11d=V13a=V13d	0,12	0,4	4,3	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	6,33	2,87	1,2	9,62	3,71	10,82
V11b=V11c=V13b=V13c	0,12	0,4	1,7	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	0,68	0,68	1,2	2,64	2,25	3,84
V12a=V12b	0,12	0,4	4,9	25	13	20	0,01	0,17	0	0	0	0	7,92	7,92	1,2	10,72	10,79	11,92

APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DA FLEXÃO DE VIGAS CONVENCIONAIS

Vigas	bw	h	d	Fcd	Fyd	Mk	Md	Mdlm	Md2	Tipo Flexão	x	x absoluto	Domínio 1	Domínio 2	Domínio
Baldrame															
Vb1a=Vb1b/Vb8a=Vb8b	15	30	27	1,78	43,48	3,3	462	4883,98	-4421,98	simples	0,94	0,96	6,993	16,956	1
Vb1a=Vb1b/Vb8a=Vb8b	15	30	27	1,78	43,48	1,7	238	4883,98	-4645,98	simples	0,97	0,49	6,993	16,956	1
Vb1a=Vb1b/Vb8a=Vb8b	15	30	27	1,78	43,48	3,3	462	4883,98	-4421,98	simples	0,94	0,96	6,993	16,956	1
Vb2a=Vb2b/Vb7a=Vb7b	15	30	27	1,78	43,48	3,6	504	4883,98	-4379,98	simples	0,94	1,04	6,993	16,956	1
Vb2a=Vb2b/Vb7a=Vb7b	15	30	27	1,78	43,48	1,8	252	4883,98	-4631,98	simples	0,97	0,52	6,993	16,956	1
Vb2a=Vb2b/Vb7a=Vb7b	15	30	27	1,78	43,48	5,4	756	4883,98	-1627,98	simples	0,91	1,58	6,993	16,956	1
Vb3a=Vb3c/Vb6a=Vb6c	15	30	27	1,78	43,48	2,5	350	4883,98	-4533,98	simples	0,96	0,72	6,993	16,956	1
Vb3a=Vb3c/Vb6a=Vb6c	15	30	27	1,78	43,48	1,2	168	4883,98	-4715,98	simples	0,98	0,34	6,993	16,956	1
Vb3a=Vb3c/Vb6a=Vb6c	15	30	27	1,78	43,48	2,5	350	4883,98	-4533,98	simples	0,96	0,72	6,993	16,956	1
Vb3b/Vb6b	15	30	27	1,78	43,48	0,2	28	4883,98	-4855,98	simples	1,00	0,06	6,993	16,956	1
Vb4=Vb5	15	30	27	1,78	43,48	24,1	3374	4883,98	-1509,98	simples	0,59	7,78	6,993	16,956	1
Vb4=Vb5	15	30	27	1,78	43,48	12,2	1708	4883,98	-3175,98	simples	0,79	3,69	6,993	16,956	1
Vb4=Vb5	15	30	27	1,78	43,48	12,6	1764	4883,98	-3119,98	simples	0,79	3,81	6,993	16,956	1
Vb4=Vb5	15	30	27	1,78	43,48	23,3	3262	4883,98	-1621,98	simples	0,61	7,48	6,993	16,956	1
Vb9a=Vb9b=Vb9d=Vb9e	15	30	27	1,78	43,48	2,4	336	4883,98	-4547,98	simples	0,96	0,69	6,993	16,956	1
Vb9a=Vb9b=Vb9d=Vb9e	15	30	27	1,78	43,48	1,2	168	4883,98	-4715,98	simples	0,98	0,34	6,993	16,956	1
Vb9a=Vb9b=Vb9d=Vb9e	15	30	27	1,78	43,48	2,4	336	4883,98	-4547,98	simples	0,96	0,69	6,993	16,956	1
Vb9c	15	30	27	1,78	43,48	3,3	462	4883,98	-4421,98	simples	0,94	0,96	6,993	16,956	1
Vb9c	15	30	27	1,78	43,48	1,6	224	4883,98	-4659,98	simples	0,97	0,46	6,993	16,956	1
Vb9c	15	30	27	1,78	43,48	3,3	462	4883,98	-4421,98	simples	0,94	0,96	6,993	16,956	1
Vb10	15	30	27	1,78	43,48	3,9	546	4883,98	-4337,98	simples	0,93	1,13	6,993	16,956	1
Vb10	15	30	27	1,78	43,48	1,9	266	4883,98	-4617,98	simples	0,97	0,55	6,993	16,956	1
Vb110	15	30	27	1,78	43,48	3,9	546	4883,98	-4337,98	simples	0,93	1,13	6,993	16,956	1
Vb11	15	30	27	1,78	43,48	1,5	210	4883,98	-4673,98	simples	0,97	0,43	6,993	16,956	1
Vb11	15	30	27	1,78	43,48	2,7	378	4883,98	-4505,98	simples	0,95	0,78	6,993	16,956	1
Vb12	15	30	27	1,78	43,48	2,4	336	4883,98	-4547,98	simples	0,96	0,69	6,993	16,956	1
Vb12	15	30	27	1,78	43,48	1,2	168	4883,98	-4715,98	simples	0,98	0,34	6,993	16,956	1
Vb12	15	30	27	1,78	43,48	2,4	336	4883,98	-4547,98	simples	0,96	0,69	6,993	16,956	1
Tipo															
V1a=V1b/V8a=V8b	15	60	54	1,78	43,48	41,1	5754	19535,93	-13781,9	simples	0,83	6,15	13,986	33,912	1
V1a=V1b/V8a=V8b	15	60	54	1,78	43,48	27,1	3794	19535,93	-15741,9	simples	0,89	3,99	13,986	33,912	1
V1a=V1b/V8a=V8b	15	60	54	1,78	43,48	53,9	7546	19535,93	-11989,9	simples	0,77	8,19	13,986	33,912	1
V2a=V2b/V7a=V7b	15	50	45	1,78	43,48	74,4	10416	13566,62	-3150,62	simples	0,55	14,66	11,655	28,26	1
V2a=V2b/V7a=V7b	15	50	45	1,78	43,48	49,2	6888	13566,62	-6678,62	simples	0,70	9,18	11,655	28,26	1
V2a=V2b/V7a=V7b	15	50	45	1,78	43,48	114,3	16002	13566,62	2435,383	composta	0,30	25,26	11,655	28,26	2
V3a=V3c/V6a=V6c	15	50	45	1,78	43,48	34,7	4858	13566,62	-8708,62	simples	0,79	6,30	11,655	28,26	1
V3a=V3c/V6a=V6c	15	50	45	1,78	43,48	24,2	3388	13566,62	-10178,6	simples	0,85	4,31	11,655	28,26	1
V3a=V3c/V6a=V6c	15	50	45	1,78	43,48	50,3	7042	13566,62	-6524,62	simples	0,69	9,41	11,655	28,26	1
V4=V5	15	60	54	1,78	43,48	70,4	9856	19535,93	-9679,93	simples	0,70	10,94	13,986	33,912	1
V4=V5	15	60	54	1,78	43,48	38,5	5390	19535,93	-14145,9	simples	0,84	5,74	13,986	33,912	1
V4=V5	15	60	54	1,78	43,48	68,2	9548	19535,93	-9987,93	simples	0,71	10,57	13,986	33,912	1
V9a=V9b/V15a=V15b	15	60	54	1,78	43,48	14,5	2030	19535,93	-17505,9	simples	0,94	2,10	13,986	33,912	1
V9a=V9b/V15a=V15b	15	60	54	1,78	43,48	28,8	4032	19535,93	-15503,9	simples	0,88	4,25	13,986	33,912	1
V9a=V9b/V15a=V15b	15	60	54	1,78	43,48	67,9	9506	19535,93	-10029,9	simples	0,71	10,51	13,986	33,912	1
V10=V14	15	60	54	1,78	43,48	78,4	10976	19535,93	-8559,93	simples	0,67	12,32	13,986	33,912	1
V10=V15	15	60	54	1,78	43,48	88,2	12348	19535,93	-7187,93	simples	0,63	14,06	13,986	33,912	1
V11a=V13a	15	50	45	1,78	43,48	31,6	4424	13566,62	-9142,62	simples	0,81	5,70	11,655	28,26	1
V11a=V13a	15	50	45	1,78	43,48	37,7	5278	13566,62	-8288,62	simples	0,77	6,88	11,655	28,26	1
V11b=V13b	15	50	45	1,78	43,48	32,8	4592	13566,62	-8974,62	simples	0,80	5,93	11,655	28,26	1
V12a/b	15	50	45	1,78	43,48	42,7	5978	13566,62	-7588,62	simples	0,74	7,87	11,655	28,26	1
V12a/b	15	50	45	1,78	43,48	29,1	4074	13566,62	-9492,62	simples	0,82	5,23	11,655	28,26	1
V12a/b	15	50	45	1,78	43,48	42,7	5978	13566,62	-7588,62	simples	0,74	7,87	11,655	28,26	1
Cobertura															
V1a=V1b/V8a=V8b	15	60	54	1,78	43,48	22,3	3122	19535,93	-16413,9	simples	0,91	3,26	13,986	33,912	1
V1a=V1b/V8a=V8b	15	60	54	1,78	43,48	18,6	2604	19535,93	-16931,9	simples	0,92	2,71	13,986	33,912	1
V1a=V1b/V8a=V8b	15	60	54	1,78	43,48	36,6	5124	19535,93	-14411,9	simples	0,85	5,45	13,986	33,912	1
V2a=V2b/V7a=V7b	15	50	45	1,78	43,48	56,4	7896	13566,62	-5670,62	simples	0,66	10,68	11,655	28,26	1
V2a=V2b/V7a=V7b	15	50	45	1,78	43,48	45,6	6384	13566,62	-7182,62	simples	0,72	8,45	11,655	28,26	1
V2a=V2b/V7a=V7b	15	50	45	1,78	43,48	97,4	13636	13566,62	69,3829	composta	0,41	20,38	11,655	28,26	2
V3a=V3c/V6a=V6c	15	50	45	1,78	43,48	20,1	2814	13566,62	-10752,6	simples	0,88	3,56	11,655	28,26	1
V3a=V3c/V6a=V6c	15	50	45	1,78	43,48	17	2380	13566,62	-11186,6	simples	0,90	2,99	11,655	28,26	1
V3a=V3c/V6a=V6c	15	50	45	1,78	43,48	29,6	4144	13566,62	-9422,62	simples	0,82	5,32	11,655	28,26	1
V4=V5	15	60	54	1,78	43,48	57,9	8106	19535,93	-11429,9	simples	0,76	8,85	13,986	33,912	1
V4=V5	15	50	45	1,78	43,48	42,5	5950	13566,62	-7616,62	simples	0,74	7,83	11,655	28,26	1
V4=V5	15	50	45	1,78	43,48	55	7700	13566,62	-5866,62	simples	0,66	10,38	11,655	28,26	1
V9a=V9b/V15a=V15b	15	60	54	1,78	43,48	8,9	1246	19535,93	-18289,9	simples	0,96	1,28	13,986	33,912	1
V9a=V9b/V15a=V15b	15	60	54	1,78	43,48	12,1	1694	19535,93	-17841,9	simples	0,95	1,75	13,986	33,912	1
V9a=V9b/V15a=V15b	15	60	54	1,78	43,48	26,5	3710	19535,93	-15825,9	simples	0,89	3,90	13,986	33,912	1
V10=V14	15	60	54	1,78	43,48	4,6	644	19535,93	-18891,9	simples	0,98	0,66	13,986	33,912	1
V10=V14	15	60	54	1,78	43,48	7,5	1050	19535,93	-18485,9	simples	0,97	1,08	13,986	33,912	1
V10=V14	15	60	54	1,78	43,48	3,7	518	19535,93	-19017,9	simples	0,98	0,53	13,986	33,912	1
V11a=V13a	15	50	45	1,78	43,48	28,9	4046	13566,62	-9520,62	simples	0,82	5,19	11,655	28,26	1
V11a=V13a	15	50	45	1,78	43,48	21	2940	13566,62	-10626,6	simples	0,87	3,72	11,655	28,26	1
V11b=V13b	15	50	45	1,78	43,48	23,2	3248	13566,62	-10318,6	simples	0,86	4,13	11,655	28,26	1
V12a/b	15	50	45	1,78	43,48	37,7	5278	13566,62	-8288,62	simples	0,77	6,88	11,655	28,26	1
V12a/b	15	50	45	1,78	43,48	33,1	4634	13566,62	-8932,62	simples	0,80	5,99	11,655	28,26	1
V12a/b	15	50	45	1,78	43,48	37,7	5278	13566,62	-8288,62	simples	0,77	6,88	11,655	28,26	1

APÊNDICE E – DIMENSIONAMENTO DA FLEXÃO DE VIGAS STEEL FRAME

Vigas	bw	h	d	Fcd	Fyd	Mk	Md	Mdlm	Md2	Tipo Flexão	x		Dominio 1	Dominio 2	Dominio
Baldrame															
Vb1a=Vb1b/Vb8a=Vb8b	12	30	27	1,78	43,48	2,6	364	3907,186	-3543,19	simples	0,94	0,941296	6,993	16,956	1
Vb1a=Vb1b/Vb8a=Vb8b	12	30	27	1,78	43,48	1,3	182	3907,186	-3725,19	simples	0,97	0,46732	6,993	16,956	1
Vb1a=Vb1b/Vb8a=Vb8b	12	30	27	1,78	43,48	2,6	364	3907,186	-3543,19	simples	0,94	0,941296	6,993	16,956	1
Vb2a=Vb2b/Vb7a=Vb7b	12	30	27	1,78	43,48	2,8	392	3907,186	-3515,19	simples	0,94	1,014825	6,993	16,956	1
Vb2a=Vb2b/Vb7a=Vb7b	12	30	27	1,78	43,48	1,4	196	3907,186	-3711,19	simples	0,97	0,50354	6,993	16,956	1
Vb2a=Vb2b/Vb7a=Vb7b	12	30	27	1,78	43,48	3,5	490	3907,186	-3417,19	simples	0,93	1,273486	6,993	16,956	1
Vb3a=Vb3c/Vb6a=Vb6c	12	30	27	1,78	43,48	2	280	3907,186	-3627,19	simples	0,96	0,721693	6,993	16,956	1
Vb3a=Vb3c/Vb6a=Vb6c	12	30	27	1,78	43,48	1	140	3907,186	-3767,19	simples	0,98	0,358897	6,993	16,956	1
Vb3a=Vb3c/Vb6a=Vb6c	12	30	27	1,78	43,48	2	280	3907,186	-3627,19	simples	0,96	0,721693	6,993	16,956	1
Vb3b/Vb6b	12	30	27	1,78	43,48	0,1	14	3907,186	-3893,19	simples	1,00	0,035718	6,993	16,956	1
Vb4=Vb5	12	30	27	1,78	43,48	4,2	588	3907,186	-3319,19	simples	0,91	1,534223	6,993	16,956	1
Vb4=Vb5	12	30	27	1,78	43,48	0,4	56	3907,186	-3851,19	simples	0,99	0,143099	6,993	16,956	1
Vb4=Vb5	12	30	27	1,78	43,48	2,2	308	3907,186	-3599,19	simples	0,95	0,794732	6,993	16,956	1
Vb4=Vb5	12	30	27	1,78	43,48	3,9	546	3907,186	-3361,19	simples	0,92	1,422221	6,993	16,956	1
Vb9a=Vb9b =Vb9d=Vb9e	12	30	27	1,78	43,48	2,2	308	3907,186	-3599,19	simples	0,95	0,794732	6,993	16,956	1
Vb9a=Vb9b =Vb9d=Vb9e	12	30	27	1,78	43,48	1,1	154	3907,186	-3753,19	simples	0,98	0,394999	6,993	16,956	1
Vb9a=Vb9b =Vb9d=Vb9e	12	30	27	1,78	43,48	2,2	308	3907,186	-3599,19	simples	0,95	0,794732	6,993	16,956	1
Vb9c	12	30	27	1,78	43,48	1,7	238	3907,186	-3669,19	simples	0,96	0,612437	6,993	16,956	1
Vb9c	12	30	27	1,78	43,48	0,9	126	3907,186	-3781,19	simples	0,98	0,322834	6,993	16,956	1
Vb9c	12	30	27	1,78	43,48	1,7	238	3907,186	-3669,19	simples	0,96	0,612437	6,993	16,956	1
Vb10	12	30	27	1,78	43,48	0,5	70	3907,186	-3837,19	simples	0,99	0,178969	6,993	16,956	1
Vb10c	12	30	27	1,78	43,48	0,3	42	3907,186	-3865,19	simples	0,99	0,107267	6,993	16,956	1
Vb10c	12	30	27	1,78	43,48	0,5	70	3907,186	-3837,19	simples	0,99	0,178969	6,993	16,956	1
Vb11	12	30	27	1,78	43,48	1,2	168	3907,186	-3739,19	simples	0,97	0,43114	6,993	16,956	1
Vb11	12	30	27	1,78	43,48	2,2	308	3907,186	-3599,19	simples	0,95	0,794732	6,993	16,956	1
Vb12	12	30	27	1,78	43,48	1,9	266	3907,186	-3641,19	simples	0,96	0,685234	6,993	16,956	1
Vb12	12	30	27	1,78	43,48	0,9	126	3907,186	-3781,19	simples	0,98	0,322834	6,993	16,956	1
Vb12	12	30	27	1,78	43,48	1,9	266	3907,186	-3641,19	simples	0,96	0,685234	6,993	16,956	1
Tipo															
V1a=V1b/V8a=V8b	12	40	36	1,78	43,48	18,3	2562	6946,108	-4384,11	simples	0,78	5,200125	9,324	22,608	1
V1a=V1b/V8a=V8b	12	40	36	1,78	43,48	12	1680	6946,108	-5266,11	simples	0,86	3,336594	9,324	22,608	1
V1a=V1b/V8a=V8b	12	40	36	1,78	43,48	23,9	3346	6946,108	-3600,11	simples	0,72	6,933106	9,324	22,608	1
V2a=V2b/V7a=V7b	12	50	45	1,78	43,48	56,2	7868	10853,29	-2985,29	simples	0,57	13,70794	11,655	28,26	2
V2a=V2b/V7a=V7b	12	50	45	1,78	43,48	37	5180	10853,29	-5673,29	simples	0,72	8,579422	11,655	28,26	2
V2a=V2b/V7a=V7b	12	50	45	1,78	43,48	83,8	11732	10853,29	878,7063	composta	0,36	22,41573	11,655	28,26	2
V3a=V3c/V6a=V6c	12	40	36	1,78	43,48	14,7	2058	6946,108	-4888,11	simples	0,83	4,124846	9,324	22,608	1
V3a=V3c/V6a=V6c	12	40	36	1,78	43,48	20,9	2926	6946,108	-4020,11	simples	0,75	5,995146	9,324	22,608	1
V3a=V3c/V6a=V6c	12	40	36	1,78	43,48	16	2240	6946,108	-4706,11	simples	0,81	4,509847	9,324	22,608	1
V4=V5	12	40	36	1,78	43,48	23	3220	6946,108	-3726,11	simples	0,73	6,649309	9,324	22,608	1
V4=V5	12	40	36	1,78	43,48	15,1	2114	6946,108	-4832,11	simples	0,82	4,24292	9,324	22,608	1
V4=V5	12	40	36	1,78	43,48	23,4	3276	6946,108	-3670,11	simples	0,72	6,775181	9,324	22,608	1
V9a=V9b/V15a=V15b	12	40	36	1,78	43,48	28,1	3934	6946,108	-3012,11	simples	0,67	8,286484	9,324	22,608	1
V9a=V9b/V15a=V15b	12	40	36	1,78	43,48	50,2	7028	6946,108	81,89204	composta	0,40	16,44576	9,324	22,608	2
V9a=V9b/V15a=V15b	12	40	36	1,78	43,48	51,1	7154	6946,108	207,892	composta	0,39	16,82807	9,324	22,608	1
V10=V14	12	50	45	1,78	43,48	81,6	11424	10853,29	570,7063	composta	0,38	21,64118	11,655	28,26	2
V10=V15	12	50	45	1,78	43,48	85	11900	10853,29	1046,706	composta	0,35	22,84579	11,655	28,26	2
V11a=V13a	12	40	36	1,78	43,48	20,8	2912	6946,108	-4034,11	simples	0,75	5,964269	9,324	22,608	1
V11a=V13a	12	40	36	1,78	43,48	24,6	3444	6946,108	-3502,11	simples	0,71	7,155307	9,324	22,608	1
V11b=V13b	12	40	36	1,78	43,48	21,4	2996	6946,108	-3950,11	simples	0,75	6,1499	9,324	22,608	1
V12a/b	12	40	36	1,78	43,48	36,1	5054	6946,108	-1892,11	simples	0,57	11,01311	9,324	22,608	2
V12a/b	12	40	36	1,78	43,48	24,7	3458	6946,108	-3488,11	simples	0,71	7,187157	9,324	22,608	1
V12a/b	12	40	36	1,78	43,48	36,1	5054	6946,108	-1892,11	simples	0,57	11,01311	9,324	22,608	2
Cobertura															
V1a=V1b/V8a=V8b	12	40	36	1,78	43,48	16	2240	6946,108	-4706,11	simples	0,81	4,509847	9,324	22,608	1
V1a=V1b/V8a=V8b	12	40	36	1,78	43,48	14,9	2086	6946,108	-4860,11	simples	0,82	4,18384	9,324	22,608	1
V1a=V1b/V8a=V8b	12	40	36	1,78	43,48	29,2	4088	6946,108	-2858,11	simples	0,65	8,649266	9,324	22,608	1
V2a=V2b/V7a=V7b	12	50	45	1,78	43,48	53,7	7518	10853,29	-3335,29	simples	0,59	13,00571	11,655	28,26	2
V2a=V2b/V7a=V7b	12	50	45	1,78	43,48	44,8	6272	10853,29	-4581,29	simples	0,66	10,59335	11,655	28,26	1
V2a=V2b/V7a=V7b	12	50	45	1,78	43,48	96,6	13524	10853,29	2670,706	composta	0,26	27,33081	11,655	28,26	2
V3a=V3c/V6a=V6c	12	40	36	1,78	43,48	17,3	2422	6946,108	-4524,11	simples	0,79	4,898544	9,324	22,608	1
V3a=V3c/V6a=V6c	12	40	36	1,78	43,48	17,2	2408	6946,108	-4538,11	simples	0,80	4,86851	9,324	22,608	1
V3a=V3c/V6a=V6c	12	40	36	1,78	43,48	27,6	3864	6946,108	-3082,11	simples	0,67	8,122763	9,324	22,608	1
V4=V5	12	40	36	1,78	43,48	27,6	3864	6946,108	-3082,11	simples	0,67	8,122763	9,324	22,608	1
V4=V5	12	40	36	1,78	43,48	22,4	3136	6946,108	-3810,11	simples	0,73	6,461272	9,324	22,608	1
V4=V5	12	40	36	1,78	43,48	27,1	3794	6946,108	-3152,11	simples	0,68	7,959766	9,324	22,608	1
V9a=V9b/V15a=V15b	12	40	36	1,78	43,48	5,6	784	6946,108	-6162,11	simples	0,93	1,525198	9,324	22,608	1
V9a=V9b/V15a=V15b	12	40	36	1,78	43,48	10,3	1442	6946,108	-5504,11	simples	0,88	2,847849	9,324	22,608	1
V9a=V9b/V15a=V15b	12	40	36	1,78	43,48	22,5	3150	6946,108	-3796,11	simples	0,73	6,492548	9,324	22,608	1
V10=V14	12	40	36	1,78	43,48	7,6	1064	6946,108	-5882,11	simples	0,91	2,083046	9,324	22,608	1
V10=V14	12	40	36	1,78	43,48	10,6	1484	6946,108	-5462,11	simples	0,87	2,933686	9,324	22,608	1
V10=V14	12	40	36	1,78	43,48	0	0	6946,108	-6946,11	simples	1,00	0	9,324	22,608	1
V11a=V13a	12	40	36	1,78	43,48	17,4	2436	6946,108	-4510,11	simples	0,79	4,9286	9,324	22,608	1
V11a=V13a	12	40	36	1,78	43,48	15,5	2170	6946,108	-4776,11	simples	0,82	4,361338	9,324	22,608	1
V11b=V13b	12	40	36	1,78	43,48	20	2800	6946,108	-4146,11	simples	0,76	5,718126	9,324	22,608	1
V12a/b	12	40	36	1,78	43,48	20,6	2884	6946,108	-4062,11	simples	0,75	5,902588	9,324	22,608	1
V12a/b	12	40	36	1,78	43,48	16,7	2338	6946,108	-4608,11	simples	0,80	4,718679	9,324	22,608	1
V12a/b	12	40	36	1,78	43,48	20,6	2884	6946,108	-4062,11	simples	0,75	5,902588	9,324	22,608	1

APÊNDICE F – DIMENSIONAMENTO DE PILARES CONVENCIONAL

Pilares Téreo

Pilar	Classificação	h	b	Fcd	Nk	Nd	M1k,a	M1d,a	M1k,b	M1d,b	e _{1k,y}	λ _{ey}	λ ₁	αb	Classificação	μx,y d'/h	ω	v	1/r (verif)	1/r	Mtot	Madotado	As, min	As, min verificaçã o	D	Num de barras	N barras adota do			
P1 (x)	Canto	25	20	1,78	293,6	493,25	1210	1694	1100	1540	10,358208	3,43	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,21 0,21	1,5	0,55	0,00025	0,00024	2803,632	3724	40	1,7	2,0	30,7	12,5	24,4	26
P1 (y)	Canto	25	20	1,78	293,6	493,25	4470	6258	820	1148	11,09808	12,69	308 42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,32 0,17	1,5	0,55	0,00020	0,00019	7145,706	7145,706	48	1,7	2,4	30,7	12,5	24,6	26
P2 (x)	Extremidade	25	20	1,78	647,1	905,94	-	19,02474	-	-	-	308 53,28	35,00	1	1,00	Pilar de esbeltez média	- 0,21	0,6	1,02	0,00025	0,00016	#VALOR!	-	40	3,1	2,0	30,7	12,5	9,8	10
P2 (y)	Extremidade	25	20	1,78	647,1	905,94	1770	2478	900	1260	20,383865	2,74	308 42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,16 0,17	0,6	1,02	0,00020	0,00013	3610,361	3610,361	72	3,1	3,6	12,3	12,5	9,8	10
P3 (x)	Canto	25	20	1,78	293,6	493,25	1210	1694	1100	1540	10,358208	3,43	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,16 0,21	1,5	0,55	0,00025	0,00024	2803,632	2803,632	40	1,7	2,0	30,7	12,5	24,6	26
P3 (y)	Canto	25	20	1,78	293,6	493,25	4470	6258	820	1148	11,09808	12,69	308 42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,32 0,17	1,5	0,55	0,00020	0,00019	7145,706	7145,706	48	1,7	2,4	30,7	12,5	24,6	26
P4 (x)	Extremidade	25	20	1,78	298,1	500,81	2810	3934	1230	1722	10,516968	7,86	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,28 0,21	0,9	0,56	0,00025	0,00024	5051,634	5051,634	40	1,7	2,0	18,4	12,5	14,7	16
P4 (y)	Extremidade	25	20	1,78	298,1	500,81	-	-	-	-	-	308 42,63	35,00	1	1,00	Pilar de esbeltez média	- 0,17	0,9	0,56	0,00020	0,00019	#VALOR!	-	48	1,7	2,4	18,4	12,5	14,7	16
P5 (x)	Extremidade	30	30	1,78	1185,4	1659,6	-	-	-	-	39,82944	-	308 35,52	35,00	1	Pilar de esbeltez média	- 0,14	0,4	1,04	0,00017	0,00011	#VALOR!	-	72	5,7	3,6	14,7	12,5	11,8	12
P5 (y)	Extremidade	30	30	1,78	1185,4	1659,6	1770	2478	900	1260	39,82944	1,49	308 35,52	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,12 0,14	0,4	1,04	0,00017	0,00011	5691,274	5691,274	72	5,7	3,6	14,7	12,5	11,8	12
P6 (x)	Extremidade	25	20	1,78	598,1	1004,8	3320	4648	1810	2534	21,100968	4,63	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,34 0,21	0,25	1,13	0,00025	0,00015	6110,864	6110,864	40	3,5	2,0	5,1	12,5	4,1	6
P6 (y)	Extremidade	25	20	1,78	598,1	1004,8	-	-	-	-	-	308 42,63	35,00	1	1,00	Pilar de esbeltez média	- 0,17	0,25	1,13	0,00025	0,00012	#VALOR!	-	48	3,5	2,4	5,1	12,5	4,1	6
P7 (x)	Canto	25	20	1,78	321,2	539,62	1450	2030	730	1022	11,331936	3,76	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,18 0,21	1,5	0,61	0,00025	0,00023	3186,776	3186,776	40	1,9	2,0	30,7	12,5	24,6	26
P7 (y)	Canto	25	20	1,78	321,2	539,62	5370	7518	2730	3822	12,14136	13,93	308 42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,38 0,17	1,5	0,61	0,00020	0,00018	8443,421	8443,421	48	1,9	2,4	30,7	12,5	24,6	26
P8 (x)	Extremidade	25	20	1,78	569	955,92	1310	1834	640	896	20,07432	1,92	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,19 0,21	0,8	1,07	0,00020	0,00016	3447,688	3447,688	40	3,3	2,0	16,4	12,5	13,1	14
P8 (y)	Extremidade	25	20	1,78	569	955,92	-	-	-	-	21,5082	-	308 42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	- 0,17	0,8	1,07	0,00020	0,00013	#VALOR!	-	48	3,3	2,4	16,4	12,5	13,1	14
P9 (x)	Extremidade	25	20	1,78	595,3	1000,1	1430	2002	720	1008	21,002184	2,00	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,20 0,21	0,8	1,12	0,00025	0,00015	3560,974	3560,974	40	3,5	2,0	16,4	12,5	13,1	14
P9 (y)	Extremidade	25	20	1,78	595,3	1000,1	-	-	-	-	22,50234	-	308 42,63	35,00	1	Pilar de esbeltez média	- 0,17	0,8	1,12	0,00020	0,00012	#VALOR!	-	48	3,5	2,4	16,4	12,5	13,1	14
P10 (x)	Canto	25	20	1,78	332,3	558,26	1590	2226	790	1106	11,723544	3,99	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,19 0,21	1,5	0,63	0,00025	0,00022	3400,508	3400,508	40	1,9	2,0	30,7	12,5	24,6	26
P10 (y)	Canto	25	20	1,78	332,3	558,26	5370	7518	2730	3822	12,56094	13,47	308 42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,38 0,17	1,5	0,63	0,00020	0,00018	8457,606	8457,606	48	1,9	2,4	30,7	12,5	24,6	26
P11 (x)	Canto	15	40	1,78	549,4	922,99	2640	3696	1510	2114	24,920784	4,00	308 26,64	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,09 0,10	1,7	0,86	0,00013	0,00009	3696	3696	48	3,2	2,4	41,8	12,5	33,4	34
P11 (y)	Canto	15	40	1,78	549,4	922,99	7180	10052	4010	5614	17,998344	10,89	308 71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,76 0,28	1,7	0,86	0,00033	0,00024	12191,4	12191,4	48	3,2	2,4	41,8	12,5	33,4	34
P12 (x)	Canto	15	40	1,78	506,9	851,59	2900	4060	1260	1764	22,992984	4,77	308 26,64	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,10 0,10	1,7	0,80	0,00013	0,00010	4060	4060	48	2,9	2,4	41,8	12,5	33,4	34
P12 (y)	Canto	15	40	1,78	506,9	851,59	7340	10276	4460	6244	16,606044	12,07	308 71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,77 0,28	1,7	0,80	0,00033	0,00026	12351,62	12351,62	48	2,9	2,4	41,8	12,5	33,4	34
P13 (x)	Canto	15	40	1,78	409,6	688,13	2640	3696	1510	2114	18,579456	5,37	308 26,64	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,09 0,10	1,5	0,64	0,00013	0,00009	3696	3696	48	2,4	2,4	36,8	12,5	29,5	30
P13 (y)	Canto	15	40	1,78	409,6	688,13	7180	10052	4010	5614	13,418496	14,61	308 71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,75 0,28	1,5	0,64	0,00033	0,00029	11953,53	11953,53	48	2,4	2,4	36,8	12,5	29,5	30
P14 (x)	Canto	15	40	1,78	367	616,56	2900	4060	1260	1764	16,64712	6,58	308 26,64	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,11 0,10	1,5	0,58	0,00013	0,00012	4738,655	4738,655	48	2,1	2,4	36,8	12,5	29,5	30
P14 (y)	Canto	15	40	1,78	367	616,56	7340	10276	4460	6244	12,02292	16,67	308 71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,75 0,28	1,5	0,58	0,00033	0,00031	12085,75	12085,75	48	2,1	2,4	36,8	12,5	29,5	30
P15 (x)	Canto	25	20	1,78	332,3	558,26	1450	2030	730	1022	11,723544	3,64	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,18 0,21	1,5	0,63	0,00020	0,00022	3204,508	3204,508	40	1,9	2,0	30,7	12,5	24,6	26
P15 (y)	Canto	25	20	1,78	332,3	558,26	5370	7518	2730	3822	12,56094	13,47	308 42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,38 0,17	1,5	0,63	0,00020	0,00018	8457,606	8457,606	48	1,9	2,4	30,7	12,5	24,6	26
P16 (x)	Extremidade	25	20	1,78	595,3	1000,1	1310	1834	640	896	21,002184	1,83	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,20 0,21	0,8	1,12	0,00025	0,00015	3560,974	3560,974	40	3,5	2,0	16,4	12,5	13,1	14
P16 (y)	Extremidade	25	20	1,78	595,3	1000,1	-	-	-	-	22,50234	-	308 42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	- 0,17	0,8	1,12	0,00020	0,00012	#VALOR!	-	48	3,5	2,4	16,4	12,5	13,1	14
P17 (x)	Extremidade	25	20	1,78	569	955,92	1430	2002	720	1008	20,07432	2,09	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,19 0,21	0,8	1,07	0,00025	0,00016	3447,688	3447,688	40	3,3	2,0	16,4	12,5	13,1	14
P17 (y)	Extremidade	25	20	1,78	569	955,92	-	-	-	-	0	-	308 42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	- 0,17	0,8	1,07	0,00020	0,00013	#VALOR!	-	48	3,3	2,4	16,4	12,5	13,1	14
P18 (x)	Canto	25	20	1,78	321,2	539,62	1450	2030	730	1022	11,331936	3,76	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,18 0,21	1,5	0,61	0,00025	0,00023	3186,776	3186,776	40	1,9	2,0	30,7	12,5	24,6	26
P18 (y)	Canto	25	20	1,78	321,2	539,62	5370	7518	2730	3822	12,14136	13,93	308 42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,38 0,17	1,5	0,61	0,00020	0,00018	8443,421	8443,421	48	1,9	2,4	30,7	12,5	24,6	26
P19 (x)	Extremidade	25	20	1,78	598,1	1004,8	3320	4648	1810	2534	21,100968	4,63	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,34 0,21	1,3	1,13	0,00025	0,00015	6110,864	6110,864	40	3,5	2,0	26,6	12,5	21,3	22
P19 (y)	Extremidade	25	20	1,78	598,1	1004,8	-	-	-	-	2730	-	308 42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	- 0,17	1,3	1,13	0,00020	0,00012	#VALOR!	-	48	3,5	2,4	26,6	12,5	21,3	22
P20 (x)	Extremidade	30	30	1,78	1185,4	1659,6	-	-	-	-	39,82944	-	308 35,52	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	- 0,14	0,4	1,04	0,00017	0,00011	#VALOR!	-	72	5,7	3,6	14,7	12,5	11,8	12
P20 (y)	Extremidade	30	30	1,78	1185,4	1659,6	1770	2478	900	1260	39,82944	1,49	308 35,52	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,12 0,14	0,4	1,04	0,00017	0,00011	5691,274	5691,274	72	5,7	3,6	14,7	12,5	11,8	12
P21 (x)	Extremidade	25	20	1,78	598,1	1004,8	2810	3934	1230	1722	21,100968	3,92	308 53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,30 0,21	1,3	1,13	0,00025	0,00015	5396,864	5396,864	40	3,5					

Pilares Tipo

Pilar	Classificação	h	b	Fcd	Nk	Nd	M1k,a	Mid,a	M1k,b	Mid,b	M1d,min	e _{cr}	λ _{0,3}	λ1	ab	Classificação	μx,y d'/h	ω	v	1/r (verificaç ão)	1/r	Mtot	Madotado	As, máx	As, min	As	D	Num de barras			
P1 (X)	Canto	25	20	1,78	293,6	493,248	2910	4074	1920	2688	10,35821	8,260	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,29	0,21	1	0,55	0,0002500	0,000237	5183,63	5183,63	40	1,70	2	20,47	12,50	16,38
P1 (Y)							600	840	600	840	11,09808	1,703	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,09	0,17	1	0,55	0,0002	0,00019	1997,51	1997,51	48	1,70	2,4	20,47	12,50	16,38
P2 (X)	Extremidade	25	20	1,78	647,1	905,94	-	-	-	-	19,02474	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,8	1,02	0,0002500	0,000165	#VALOR!	-	40	3,13	2	16,38	12,50	13,10
P2 (Y)							2500	3500	2350	3290	20,38665	3,863	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,21	0,17	0,8	1,02	0,0002	0,000132	4632,36	4632,36	72	3,13	3,6	16,38	12,50	13,10
P3 (X)	Canto	25	20	1,78	293,6	493,248	2910	4074	1920	2688	10,35821	8,260	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,29	0,21	1	0,55	0,0002500	0,000237	5183,63	5183,63	40	1,70	2	20,47	12,50	16,38
P3 (Y)							600	840	600	840	11,09808	1,703	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,09	0,17	1	0,55	0,0002	0,00019	1997,51	1997,51	48	1,70	2,4	20,47	12,50	16,38
P4 (X)	Extremidade	25	20	1,78	298,1	500,808	4640	6496	4240	5936	10,51697	12,971	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,43	0,21	1,3	0,56	0,0002500	0,000235	7613,63	7613,63	40	1,73	2	26,61	12,50	21,29
P4 (Y)							-	-	-	-	11,26818	-	308	42,63	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,17	1,3	0,56	0,0002	0,000188	#VALOR!	-	48	1,73	2,4	26,61	12,50	21,29
P5 (X)	Extremidade	30	30	1,78	1185,4	1659,56	-	-	-	-	39,82944	-	308	35,52	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,14	0,5	1,04	0,0001667	0,000109	#VALOR!	-	72	5,73	3,6	18,42	12,50	14,74
P5 (Y)							2500	3500	2350	3290	39,82944	2,109	308	35,52	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,12	0,14	0,5	1,04	0,000167	0,000109	5691,27	5691,27	72	5,73	3,6	18,42	12,50	14,74
P6 (X)	Extremidade	25	20	1,78	598,1	1004,808	4010	5614	3880	5432	21,10097	5,587	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,40	0,21	1,5	1,13	0,0002500	0,000153	7076,86	7076,86	40	3,47	2	30,70	12,50	24,56
P6 (Y)							-	-	-	-	22,60818	-	308	42,63	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,17	1,5	1,13	0,0002	0,000123	#VALOR!	-	48	3,47	2,4	30,70	12,50	24,56
P7 (X)	Canto	25	20	1,78	321,2	539,616	2030	2842	1870	2618	11,33194	5,267	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,22	0,21	1,5	0,61	0,0002500	0,000226	3998,78	3998,78	40	1,86	2	30,70	12,50	24,56
P7 (Y)							3200	4480	3180	4452	12,14136	8,302	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,24	0,17	1,5	0,61	0,0002	0,000181	5405,42	5405,42	48	1,86	2,4	30,70	12,50	24,56
P8 (X)	Extremidade	25	20	1,78	569	955,92	1850	2590	1740	2436	20,07432	2,709	308	53,28	66,73	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,15	0,21	0,6	1,07	0,0002500	0,000159	1036,00	2590,00	40	3,30	2	12,28	12,50	9,83
P8 (Y)							-	-	-	-	21,5082	-	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,17	0,6	1,07	0,0002	0,000127	#VALOR!	-	48	3,30	2,4	12,28	12,50	9,83
P9 (X)	Extremidade	25	20	1,78	595,3	1000,104	2040	2856	1920	2688	21,00218	2,856	308	53,28	66,96	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,16	0,21	0,6	1,12	0,0002500	0,000154	1142,40	2856,00	40	3,45	2	12,28	12,50	9,83
P9 (Y)							-	-	-	-	22,50234	-	308	42,63	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,17	0,6	1,12	0,0002	0,000123	#VALOR!	-	48	3,45	2,4	12,28	12,50	9,83
P10 (X)	Canto	25	20	1,78	332,3	558,264	2030	2842	1870	2618	11,72354	5,091	308	53,28	70,45	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,16	0,21	1,1	0,63	0,0002500	0,000222	1136,80	2842,00	40	1,93	2	22,52	12,50	18,01
P10 (Y)							3200	4480	3180	4452	12,56094	8,025	308	42,63	75,04	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,20	0,17	1,1	0,63	0,0002	0,000177	1792,00	4480,00	48	1,93	2,4	22,52	12,50	18,01
P11 (X)	Canto	15	40	1,78	549,4	922,992	3930	5502	3630	5082	24,92078	5,961	308	71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,15	0,10	1,7	0,86	0,0001250	9,16E-05	6304,28	6304,28	48	3,18	2,4	41,76	12,50	33,41
P11 (Y)							3880	5432	3680	5152	22,99298	6,379	308	26,64	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,13	0,10	1,7	0,80	0,0001250	9,63E-05	5432,00	5432,00	48	2,94	2,4	41,76	12,50	33,41
P12 (X)	Canto	15	40	1,78	506,9	851,592	4410	6174	4460	6244	16,60604	7,250	308	71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,51	0,28	1,7	0,80	0,000333	0,000257	8249,62	8249,62	48	2,94	2,4	41,76	12,50	33,41
P12 (Y)							3930	5502	3630	5082	18,7946	7,996	308	26,64	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,13	0,10	1,5	0,64	0,0001250	0,000109	5502,00	5502,00	48	2,37	2,4	36,84	12,50	29,48
P13 (X)	Canto	15	40	1,78	409,6	688,128	3830	5362	3830	5362	13,4185	7,792	308	71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,45	0,28	1,5	0,64	0,000333	0,000291	7263,53	7263,53	48	2,37	2,4	36,84	12,50	29,48
P13 (Y)							3880	5432	3680	5152	16,64712	8,810	308	26,64	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,13	0,10	0,3	0,58	0,0001250	0,000116	5432,00	5432,00	48	2,13	2,4	7,37	12,50	5,90
P14 (X)	Canto	15	40	1,78	367	616,56	4410	6174	4360	6104	12,02292	10,014	308	71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,50	0,28	0,3	0,58	0,000333	0,000309	7983,75	7983,75	48	2,13	2,4	7,37	12,50	5,90
P14 (Y)							2030	2842	1870	2618	11,72354	5,091	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,23	0,21	1,5	0,63	0,0002500	0,000222	4016,51	4016,51	40	1,93	2	30,70	12,50	24,56
P15 (X)	Canto	25	20	1,78	332,3	558,264	2030	2842	1870	2618	11,72354	5,091	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,24	0,17	1,5	0,63	0,0002	0,000177	5419,61	5419,61	48	1,93	2,4	30,70	12,50	24,56
P15 (Y)							3200	4480	3180	4452	12,56094	8,025	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,15	0,21	0,6	1,12	0,0002500	0,000154	1036,00	2590,00	40	3,45	2	12,28	12,50	9,83
P16 (X)	Extremidade	25	20	1,78	595,3	1000,104	1850	2590	1740	2436	21,00218	2,590	308	53,28	66,55	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	-	0,17	0,6	1,12	0,0002500	0,000154	1036,00	2590,00	40	3,45	2	12,28	12,50	9,83
P16 (Y)							-	-	-	-	22,50234	-	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,17	0,6	1,12	0,0002	0,000123	#VALOR!	-	48	3,45	2,4	12,28	12,50	9,83
P17 (X)	Extremidade	25	20	1,78	569	955,92	2040	2856	1920	2688	20,07432	2,988	308	53,28	67,17	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,16	0,21	0,6	1,07	0,0002500	0,000159	1142,40	2856,00	40	3,30	2	12,28	12,50	9,83
P17 (Y)							-	-	-	-	0	-	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,17	0,6	1,07	0,0002	0,000127	#VALOR!	-	48	3,30	2,4	12,28	12,50	9,83
P18 (X)	Canto	25	20	1,78	321,2	539,616	2030	2842	1870	2618	11,33194	5,267	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,22	0,21	1,5	0,61	0,0002500	0,000226	3998,78	3998,78	40	1,86	2	30,70	12,50	24,56
P18 (Y)							3200	4480	3180	4452	12,14136	8,302	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,24	0,17	1,5	0,61	0,0002	0,000181	5405,42	5405,42	48	1,86	2,4	30,70	12,50	24,56
P19 (X)	Extremidade	25	20	1,78	598,1	1004,808	4010	5614	3880	5432	21,10097	5,587	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,40	0,21	1,5	1,13	0,0002500	0,000153	7076,86	7076,86	40	3,47	2	30,70	12,50	24,56
P19 (Y)							-	-	-	-	22,60818	-	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,17	1,5	1,13	0,0002	0,000123	#VALOR!	-	48	3,47	2,4	30,70	12,50	24,56
P20 (X)	Extremidade	30	30	1,78	1185,4	1659,56	-	-	-	-	39,82944	-	308	35,52	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,14	0,4	1,04	0,0001667	0,000109	#VALOR!	-	72	5,73	3,6	14,74	12,50	11,79
P20 (Y)							2500	3500	2350	3290	39,82944	2,109	308	35,52	64,70	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,08	0,14	0,4	1,04	0,000167	0,000109	1593,18	3982,94	72	5,73	3,6	14,74	12,50	11,79
P21 (X)	Extremidade	25	20																												

Pilares Cobertura

Pilar	Classificação	h	b	Fcd	Nk	Nd	M1k,a	M1d,a	M1k,b	M1d,b	e1,x	e1,y	λ _{0,y}	λ1	αb	Classificação	μ _{x,y}	d/h	ω	v	1/r (verificação)	1/r	Mtot	Madotado	As, máx	As, mín	As, verificação	As	D	Num de barras	
P1 (x)	Canto	25	20	1,78	290,8	488,54	2660	3724	2230	3122	10,25942	7,623	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,27	0,21	1,2	0,55	0,0002500	0,000238339	4828,588049	4828,588	40	1,69	2,00	24,56	12,50	19,65
P1 (y)							1020	1428	900	1260	10,99224	2,923	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,06	0,17	1,2	0,55	0,0002	0,000190671	2311,670439	1428	48	1,69	2,40	24,56	12,50	19,65
P2 (x)	Extremidade	25	20	1,78	631,3	883,82	-	-	-	-	18,56022	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,9	0,99	0,0002500	0,000167442	#VALOR!	-	40	3,05	2,00	18,42	12,50	14,74
P2 (y)							3770	5278	2680	3752	19,88595	5,972	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,24	0,17	0,9	0,99	0,0002	0,000133953	6401,101751	5278	72	3,05	3,60	18,42	12,50	14,74
P3 (x)	Canto	25	20	1,78	290,8	488,54	2670	3738	2210	3094	10,25942	7,651	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,27	0,21	1,2	0,55	0,0002500	0,000238339	4842,588049	4842,588	40	1,69	2,00	24,56	12,50	19,65
P3 (y)							1020	1428	900	1260	10,99224	2,923	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,06	0,17	1,2	0,55	0,0002	0,000190671	2311,670439	1428	48	1,69	2,40	24,56	12,50	19,65
P4 (x)	Extremidade	25	20	1,78	595,3	1000,1	5640	7896	4430	6202	21,00218	7,895	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,53	0,21	1,8	1,12	0,0002500	0,000153968	9356,75543	9356,7554	40	3,45	2,00	36,84	12,50	29,48
P4 (y)							-	-	-	-	22,50234	-	308	42,63	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,17	1,8	1,12	0,0002	0,000123175	#VALOR!	-	48	3,45	2,40	36,84	12,50	29,48
P5 (x)	Extremidade	30	30	1,78	1185	1659,6	-	-	-	-	39,82944	-	308	35,52	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,14	0,4	1,04	0,0001667	0,000108512	#VALOR!	-	72	5,73	3,60	14,74	12,50	11,79
P5 (y)							3770	5278	2680	3752	39,82944	3,180	308	35,52	65,81	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,11	0,14	0,4	1,04	0,000166667	0,000108512	3819,529708	5278	72	5,73	3,60	14,74	12,50	11,79
P6 (x)	Extremidade	25	20	1,78	595,3	1000,1	5620	7868	4430	6202	21,00218	7,867	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,52	0,21	1,8	1,12	0,0002500	0,000153968	9328,75543	9328,7554	40	3,45	2,00	36,84	12,50	29,48
P6 (y)							-	-	-	-	22,50234	-	308	42,63	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,17	1,8	1,12	0,0002	0,000123175	#VALOR!	-	48	3,45	2,40	36,84	12,50	29,48
P7 (x)	Canto	25	20	1,78	318,4	534,91	2010	2814	1870	2618	11,23315	5,261	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	0,22	0,21	0,9	0,60	0,0002500	0,000227061	3966,196928	3966,1969	40	1,85	2,00	18,42	12,50	14,74
P7 (y)							1540	2156	1220	1708	12,03552	4,031	308	42,63	35,00	1	Pilar de esbeltez média	0,10	0,17	0,9	0,60	0,0002	0,000181649	3077,757543	2156	48	1,85	2,40	18,42	12,50	14,74
P8 (x)	Extremidade	25	20	1,78	566	950,88	1730	2422	1700	2380	19,96848	2,547	308	53,28	66,48	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,05	0,21	1,8	1,07	0,0002500	0,000153938	968,8	968,8	40	3,28	2,00	36,84	12,50	29,48
P8 (y)							-	-	-	-	21,3948	-	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,17	1,8	1,07	0,0002	0,000127518	#VALOR!	-	48	3,28	2,40	36,84	12,50	29,48
P9 (x)	Extremidade	25	20	1,78	592,3	995,06	1950	2730	1900	2660	20,89634	2,744	308	53,28	66,79	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,15	0,21	0,6	1,12	0,0002500	0,000154507	1092	2730	40	3,43	2,00	12,28	12,50	9,83
P9 (y)							-	-	-	-	22,38894	-	308	42,63	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,17	0,6	1,12	0,0002	0,000123606	#VALOR!	-	48	3,43	2,40	12,28	12,50	9,83
P10 (x)	Canto	25	20	1,78	329,5	553,56	2240	3136	2050	2870	11,62476	5,665	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,24	0,21	1	0,62	0,0002500	0,000222821	4306,097318	4306,0973	40	1,91	2,00	20,47	12,50	16,38
P10 (y)							1540	2156	1220	1708	12,4551	3,895	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,10	0,17	1	0,62	0,0002	0,000178257	3092,077854	2156	48	1,91	2,40	20,47	12,50	16,38
P11 (x)	Canto	15	40	1,78	549,5	923,16	5600	7840	4010	5614	24,92532	8,493	308	26,64	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,18	0,1	1,7	0,86	0,0001250	9,16166E-05	7840	7840	48	3,18	2,40	41,76	12,50	33,41
P11 (y)							4600	6440	4400	6160	18,00162	6,976	308	71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,40	0,28	1,7	0,86	0,000333333	0,000244311	8579,543735	6440	48	3,18	2,40	41,76	12,50	33,41
P12 (x)	Canto	15	40	1,78	506,9	851,59	5500	7700	4120	5768	22,99298	9,042	308	26,64	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,18	0,1	1,1	0,80	0,0001250	9,63487E-05	7700	7700	48	2,94	2,40	27,02	12,50	21,62
P12 (y)							1370	1918	1020	1428	16,60604	2,252	308	71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,12	0,28	1,1	0,80	0,000333333	0,00025693	3993,618996	1918	48	2,94	2,40	27,02	12,50	21,62
P13 (x)	Canto	15	40	1,78	409,6	688,13	5600	7840	4010	5614	18,57946	11,393	308	26,64	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,18	0,1	1,5	0,64	0,0001250	0,000109236	7840	7840	48	2,37	2,40	36,84	12,50	29,48
P13 (y)							4600	6440	4400	6160	13,4185	9,359	308	71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,40	0,28	1,5	0,64	0,000333333	0,000291295	8341,533436	6440	48	2,37	2,40	36,84	12,50	29,48
P14 (x)	Canto	15	40	1,78	367	616,56	5500	7700	4120	5768	16,64712	12,489	308	26,64	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,18	0,1	1	0,58	0,0001250	0,00011603	7700	7700	48	2,13	2,40	24,56	12,50	19,65
P14 (y)							1370	1918	1020	1428	12,02292	3,111	308	71,05	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,12	0,28	1	0,58	0,000333333	0,000309415	3727,745501	1918	48	2,13	2,40	24,56	12,50	19,65
P15 (x)	Canto	25	20	1,78	532,3	894,26	1540	2156	1220	1708	18,77954	3,147	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,24	0,21	1,2	1,00	0,0002500	0,000166136	4223,389401	4223,3894	40	3,09	2,00	24,56	12,50	19,65
P15 (y)							1540	2156	1220	1708	20,12094	2,411	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,10	0,17	1,2	1,00	0,0002	0,000132909	3283,511521	2156	48	3,09	2,40	24,56	12,50	19,65
P16 (x)	Extremidade	25	20	1,78	592,3	995,06	1730	2422	1700	2380	20,89634	2,434	308	53,28	66,30	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,14	0,21	0,6	1,12	0,0002500	0,000154507	968,8	2422	40	3,43	2,00	12,28	12,50	9,83
P16 (y)							-	-	-	-	22,38894	-	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,17	0,6	1,12	0,0002	0,000123606	#VALOR!	-	48	3,43	2,40	12,28	12,50	9,83
P17 (x)	Extremidade	25	20	1,78	566	950,88	1950	2730	1900	2660	19,96848	2,871	308	53,28	66,99	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,15	0,21	0,6	1,07	0,0002500	0,000153938	1092	2730	40	3,28	2,00	12,28	12,50	9,83
P17 (y)							-	-	-	-	0	-	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,17	0,6	1,07	0,0002	0,000127518	#VALOR!	-	48	3,28	2,40	12,28	12,50	9,83
P18 (x)	Canto	25	20	1,78	318,4	534,91	2240	3136	2050	2870	11,23315	5,863	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,24	0,21	1	0,60	0,0002500	0,000227061	4288,196928	4288,1969	40	1,85	2,00	20,47	12,50	16,38
P18 (y)							1540	2156	1220	1708	12,03552	4,031	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,10	0,17	1	0,60	0,0002	0,000181649	3077,757543	2156	48	1,85	2,40	20,47	12,50	16,38
P19 (x)	Extremidade	25	20	1,78	595,3	1000,1	5640	7896	4430	6202	21,00218	7,895	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,53	0,21	1,8	1,12	0,0002500	0,000153968	9356,75543	9356,7554	40	3,45	2,00	36,84	12,50	29,48
P19 (y)							-	-	-	-	22,50234	-	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,17	1,8	1,12	0,0002	0,000123175	#VALOR!	-	48	3,45	2,40	36,84	12,50	29,48
P20 (x)	Extremidade	30	30	1,78	1185	1659,6	-	-	-	-	39,82944	-	308	35,52	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,14	0,4	1,04	0,0001667	0,000108512	#VALOR!	-	72	5,73	3,60	14,74	12,50	11,79
P20 (y)							3770	5278	2680	3752	39,82944	3,180	308	35,52	65,81	0,40	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,11	0,14	0,4											

APÊNDICE G – DIMENSIONAMENTO DE PILARES STEEL FRAME

Pilares Térreo

Pilar	Classificação	h	b	Fcd	Nk	Nd	M1k,a	M1d,a	M1k,b	M1d,b	M1d,min	e _{ky}	λ _{ky}	λ1	αb	Classificação	μx,y	d'/h	ω	v	1/r (veif)	1/r	Mtot	Madotado	As, máx	As, min	As	Nbarras(D=12,5)	Nadotado		
P1(x)	Canto	20	20	1,78	136,4	229,152	0	0	0	0	4,81	0,00	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,26	0,21	1,1	0,32	0,00025	0,000304	1142,486	3724	32	0,8	1,6	18,0	14,4	16
P1(y)	Canto	20	20	1,78	136,4	229,152	4740	6636	1400	1960	4,81	28,96	308	53,28	43,10	1,00	Pilar de esbeltez média	0,51	0,21	1,1	0,32	0,00025	0,000304	7297,266	7297,266	48	0,8	2,4	18,0	14,4	16
P2(x)	Extremidade	20	20	1,78	385,7	539,98	-	-	-	-	11,34	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,76	0,00025	0,000199	#VALOR!	-	32	1,9	1,6	0,0	0,0	0	
P2(y)	Extremidade	20	20	1,78	385,7	539,98	1510	2114	760	1064	11,34	3,91	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,22	0,21	0,45	0,76	0,00025	0,000199	3131,656	3131,656	72	1,9	3,6	7,4	5,9	6
P3(x)	Canto	20	20	1,78	136,4	229,152	0	0	0	0	4,81	0,00	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,05	0,21	1,1	0,32	0,00025	0,000304	661,2663	661,2663	48	0,8	1,6	18,0	14,4	16
P3(y)	Canto	20	20	1,78	136,4	229,152	4740	6636	1400	1960	4,81	28,96	308	53,28	43,10	1,00	Pilar de esbeltez média	0,51	0,21	1,1	0,32	0,00025	0,000304	7297,266	7297,266	48	0,8	2,4	18,0	14,4	16
P4(x)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	2440	3416	1350	1890	14,18	5,06	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,32	0,21	1	0,95	0,00025	0,000173	4521,628	4521,628	32	2,3	1,6	16,4	13,1	14
P4(y)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	-	-	-	-	14,18	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1	0,95	0,00025	0,000173	#VALOR!	-	48	2,3	2,4	0,0	0,0	0
P5(x)	Extremidade	20	20	1,78	893,2	1250,48	-	-	-	-	26,26	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1,7	1,76	0,00025	0,000111	#VALOR!	-	32	4,3	1,6	0,0	0,0	0
P5(y)	Extremidade	20	20	1,78	893,2	1250,48	1510	2114	760	1064	26,26	1,69	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,28	0,21	1,7	1,76	0,00025	0,000111	3940,394	3940,394	72	4,3	3,6	27,8	22,3	24
P6(x)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	2440	3416	1350	1890	14,18	5,06	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,32	0,21	1	0,95	0,00025	0,000173	4521,628	4521,628	32	2,3	1,6	16,4	13,1	14
P6(y)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	-	-	-	-	14,18	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1	0,95	0,00025	0,000173	#VALOR!	-	48	2,3	2,4	0,0	0,0	0
P7(x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	660	924	330	462	6,91	2,81	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	0,12	0,21	1,1	0,46	0,00025	0,00026	1734,939	1734,939	32	1,1	1,6	18,0	14,4	16
P7(y)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	5180	7252	2400	3360	6,91	22,05	308	53,28	38,78	1,00	Pilar de esbeltez média	0,57	0,21	1,1	0,46	0,00025	0,00026	8062,939	8062,939	48	1,1	2,4	18,0	14,4	16
P8(x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	580	812	290	406	13,67	1,25	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,17	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	2459,176	2459,176	32	2,2	1,6	11,5	9,2	10
P8(y)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	-	-	-	-	13,67	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	#VALOR!	-	48	2,2	2,4	0,0	0,0	0
P9(x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	580	812	290	406	13,67	1,25	308	53,28	64,45	0,4	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,10	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	1416,523	1416,523	32	2,2	1,6	11,5	9,2	10
P9(y)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	-	-	-	-	13,67	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	#VALOR!	-	48	2,2	2,4	0,0	0,0	0
P10(x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	660	924	330	462	6,91	2,81	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,12	0,21	1,1	0,46	0,00025	0,00026	1734,939	1734,939	32	1,1	1,6	18,0	14,4	16
P10(y)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	5180	7252	2400	3360	6,91	22,05	308	53,28	38,78	1,00	Pilar de esbeltez média	0,57	0,21	1,1	0,46	0,00025	0,00026	8062,939	8062,939	48	1,1	2,4	18,0	14,4	16
P11(x)	Canto	20	25	1,78	360,6	605,808	840	1176	580	812	13,63	1,94	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,11	0,17	1,5	0,68	0,00020	0,000169	2336,562	2336,562	40	2,1	2,0	30,7	24,6	26
P11(y)	Canto	20	25	1,78	360,6	605,808	7270	10178	4320	6048	12,72	16,80	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,64	0,21	1,5	0,68	0,00025	0,000212	11394,87	11394,87	48	2,1	2,4	30,7	24,6	26
P12(x)	Canto	20	25	1,78	242,7	407,736	1020	1428	370	518	9,17	3,50	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,10	0,17	1,5	0,68	0,00020	0,000209	2235,395	2235,395	40	1,4	2,0	30,7	24,6	26
P12(y)	Canto	20	25	1,78	242,7	407,736	7250	10150	4150	5810	8,56	24,89	308	42,63	37,45	1,00	Pilar de esbeltez média	0,63	0,21	1,5	0,68	0,00025	0,000261	11159,24	11159,24	48	1,4	2,4	30,7	24,6	26
P13(x)	Canto	20	25	1,78	360,6	605,808	840	1176	580	812	13,63	1,94	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,11	0,17	1,5	0,68	0,00020	0,000169	2336,562	2336,562	40	2,1	2,0	30,7	24,6	26
P13(y)	Canto	20	25	1,78	360,6	605,808	7270	10178	4320	6048	12,72	16,80	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,64	0,21	1,5	0,68	0,00025	0,000261	11394,87	11394,87	48	2,1	2,4	30,7	24,6	26
P14(x)	Canto	20	25	1,78	242,7	407,736	1020	1428	370	518	9,17	3,50	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,10	0,17	1,5	0,46	0,00020	0,000209	2235,395	2235,395	40	1,4	2,0	30,7	24,6	26
P14(y)	Canto	20	25	1,78	242,7	407,736	7250	10150	4150	5810	8,56	24,89	308	42,63	37,45	1,00	Pilar de esbeltez média	0,63	0,21	1,5	0,46	0,00025	0,000261	11159,24	11159,24	48	1,4	2,4	30,7	24,6	26
P15(x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	660	924	330	462	6,91	2,81	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,12	0,21	1,1	0,46	0,00025	0,00026	1734,939	1734,939	32	1,1	1,6	18,0	14,4	16
P15(y)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	5180	7252	2400	3360	6,91	22,05	308	53,28	38,78	1,00	Pilar de esbeltez média	0,57	0,21	1,1	0,46	0,00025	0,00026	8062,939	8062,939	48	1,1	2,4	18,0	14,4	16
P16(x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	580	812	290	406	13,67	1,25	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,17	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	2459,176	2459,176	32	2,2	1,6	11,5	9,2	10
P16(y)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	-	-	-	-	13,67	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	#VALOR!	-	48	2,2	2,4	0,0	0,0	0
P17(x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	580	812	290	406	13,67	1,25	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,17	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	2459,176	2459,176	32	2,2	1,6	11,5	9,2	10
P17(y)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	-	-	-	-	0,00	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	#VALOR!	-	48	2,2	2,4	0,0	0,0	0
P18(x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	660	924	330	462	6,91	2,81	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,12	0,21	1,1	0,46	0,00025	0,00026	1734,939	1734,939	32	1,1	1,6	18,0	14,4	16
P18(y)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	5180	7252	240	336	6,91	22,05	308	53,28	38,78	1,00	Pilar de esbeltez média	0,57	0,21	1,1	0,46	0,00025	0,00026	8062,939	8062,939	48	1,1	2,4	18,0	14,4	16
P19(x)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	2440	3416	1350	1890	14,18	5,06	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,32	0,21	1	0,95	0,00025	0,000173	4521,628	4521,628	32	2,3	1,6	16,4	13,1	14
P19(y)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	-	-	-	-	14,18	-	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1	0,95	0,00025	0,000173	#VALOR!	-	48	2,3	2,4	0,0	0,0	0
P20(x)	Extremidade	20	20	1,78	893,2	1250,48	-	-	-	-	26,26	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1,76	1,76	0,00025	0,000111	#VALOR!	-	32	4,3	1,6	0,0	0,0	0
P20(y)	Extremidade	20	20	1,78	893,2	1250,48	1510	2114	760	1064	26,26	1,69	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,28	0,21	1,7	1,76	0,00025	0,000111	3940,394	3940,394	72	4,3	3,6	27,8	22,3	24
P21(x)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	2440	3416	1350	1890	14,18	5,06	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,32	0,21	1	0,95	0,00025	0,000173	4521,628	4521,628	32	2,3	1,6	16,4	13,1	14
P21(y)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	-	-	-	-	14,18	-	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1	0,95	0,00025	0,000173	#VALOR!	-	48	2,3	2			

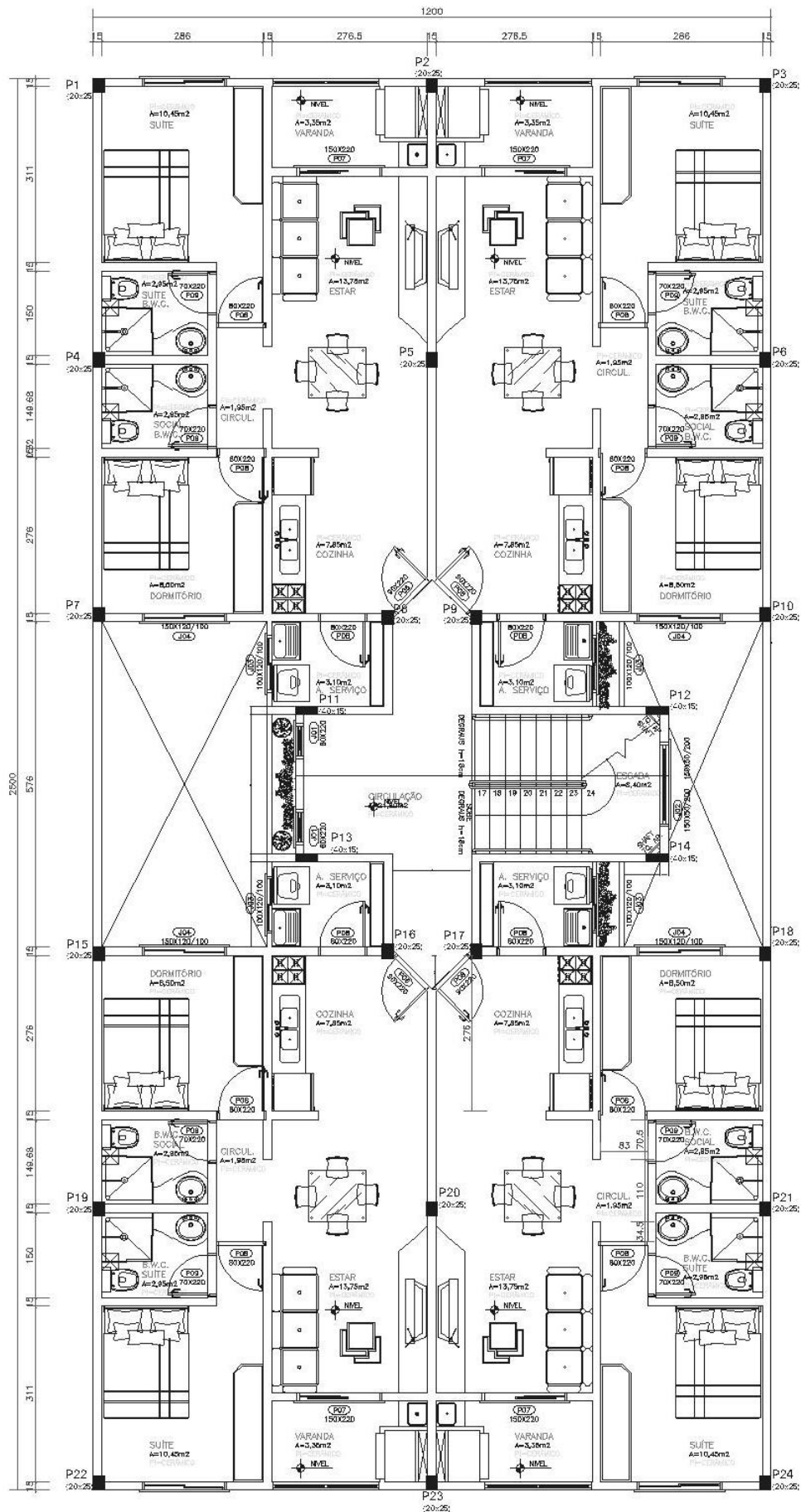
Pilares Tipo

Pilar	Classificação	h	b	Fcd	Nk	Nd	M1k,a	M1d,a	M1k,b	M1d,b	M1d,min	e1,s,s	e2,r	λ1	αb	Classificação	μx,y	d'/h	ω	v	1/r (verificação ão)	1/r	Mtot	Madotado	As, máx	As, min o	As	Nbarras(Ø=12,5)	Nado tado		
P1 (x)	Canto	20	20	1,78	136,4	229,152	1520	2128	680	952	4,81	9,286	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,20	0,21	1	0,32	0,0002500	0,000304	2789,266	2789,27	32	0,79	1,60	16,38	13,10	14
P1 (y)		20	20	1,78	136,4	229,152	1420	1988	1410	1974	4,81	8,675	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,19	0,21	1	0,32	0,00025	0,000304	2649,266	2649,27	48	0,79	2,40	16,38	13,10	14
P2 (x)	Extremidade	20	20	1,78	385,7	539,98	-	-	-	-	11,34	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1	0,76	0,0002500	0,000199	#VALOR!	-	32	1,86	1,60	16,38	13,10	-
P2 (y)		20	20	1,78	385,7	539,98	2100	2940	1930	2702	11,34	5,445	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,28	0,21	1	0,76	0,00025	0,000199	3957,656	3957,66	72	1,86	3,60	16,38	13,10	14
P3 (x)	Canto	20	20	1,78	136,4	229,152	1520	2128	680	952	4,81	9,286	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,20	0,21	1	0,32	0,0002500	0,000304	2789,266	2789,27	32	0,79	1,60	16,38	13,10	14
P3 (y)		20	20	1,78	136,4	229,152	1420	1988	1410	1974	4,81	8,675	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,19	0,21	1	0,32	0,00025	0,000304	2649,266	2649,27	48	0,79	2,40	16,38	13,10	14
P4 (x)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	3430	4802	3170	4438	14,18	7,112	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,41	0,21	1,4	0,95	0,0002500	0,000173	5907,628	5907,63	32	2,33	1,60	22,93	18,34	20
P4 (y)		20	20	1,78	401,9	675,192	-	-	-	-	14,18	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1,4	0,95	0,00025	0,000173	#VALOR!	-	48	2,33	2,40	22,93	18,34	-
P5 (x)	Extremidade	20	20	1,78	893,2	1250,48	-	-	-	-	26,26	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1,8	1,76	0,0002500	0,000111	#VALOR!	-	32	4,31	1,60	29,48	23,58	-
P5 (y)		20	20	1,78	893,2	1250,48	2100	2940	1930	2702	26,26	2,351	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,28	0,21	1,8	1,76	0,00025	0,000111	3940,394	3940,39	72	4,31	3,60	29,48	23,58	24
P6 (x)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	3430	4802	3170	4438	14,18	7,112	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,41	0,21	1,4	0,95	0,0002500	0,000173	5907,628	5907,63	32	2,33	1,60	22,93	18,34	20
P6 (y)		20	20	1,78	401,9	675,192	-	-	-	-	14,18	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1,4	0,95	0,00025	0,000173	#VALOR!	-	48	2,33	2,40	22,93	18,34	-
P7 (x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	870	1218	830	1162	6,91	3,703	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	0,14	0,21	1,1	0,46	0,0002500	0,00026	2028,939	2028,94	32	1,13	1,60	18,01	14,41	16
P7 (y)		20	20	1,78	195,8	328,944	2720	3808	2720	3808	6,91	11,576	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	0,32	0,21	1,1	0,46	0,00025	0,00026	4618,939	4618,94	48	1,13	2,40	18,01	14,41	16
P8 (x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	840	1176	800	1120	13,67	1,806	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,17	0,21	0,7	0,91	0,0002500	0,000177	2459,176	2459,18	32	2,25	1,60	11,46	9,17	10
P8 (y)		20	20	1,78	387,6	651,168	-	-	-	-	13,67	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	#VALOR!	-	48	2,25	2,40	11,46	9,17	-
P9 (x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	840	1176	800	1120	13,67	1,806	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,17	0,21	0,7	0,91	0,0002500	0,000177	2459,176	2459,18	32	2,25	1,60	11,46	9,17	10
P9 (y)		20	20	1,78	387,6	651,168	-	-	-	-	13,67	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	#VALOR!	-	48	2,25	2,40	11,46	9,17	-
P10 (x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	870	1218	830	1162	6,91	3,703	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,14	0,21	1,1	0,46	0,0002500	0,00026	2028,939	2028,94	32	1,13	1,60	18,01	14,41	16
P10 (y)		20	20	1,78	195,8	328,944	2720	3808	2720	3808	6,91	11,576	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,32	0,21	1,1	0,46	0,00025	0,00026	4618,939	4618,94	48	1,13	2,40	18,01	14,41	16
P11 (x)	Canto	20	25	1,78	360,6	605,808	1360	1904	1260	1764	13,63	3,143	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,13	0,17	1,5	0,68	0,0002000	0,000169	2877,494	2877,49	40	2,09	2,00	30,70	24,56	26
P11 (y)		20	25	1,78	360,6	605,808	4220	5908	4180	5852	12,72	9,752	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,40	0,21	1,5	0,68	0,00025	0,000212	7124,867	7124,87	48	2,09	2,40	30,70	24,56	26
P12 (x)	Canto	20	25	1,78	242,7	407,736	1310	1834	1310	1834	9,17	4,498	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,08	0,17	1,5	0,46	0,0002000	0,000209	2641,395	1834,00	40	1,41	2,00	30,70	24,56	26
P12 (y)		20	25	1,78	242,7	407,736	4020	5628	4020	5628	8,56	13,803	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,37	0,21	1,5	0,46	0,00025	0,000261	6637,243	6637,24	48	1,41	2,40	30,70	24,56	26
P13 (x)	Canto	20	25	1,78	360,6	605,808	1360	1904	1260	1764	13,63	3,143	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,13	0,17	1,5	0,68	0,0002000	0,000169	2877,494	2877,49	40	2,09	2,00	30,70	24,56	26
P13 (y)		20	25	1,78	360,6	605,808	4220	5908	4180	5852	12,72	9,752	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,40	0,21	1,5	0,68	0,00025	0,000212	7124,867	7124,87	48	2,09	2,40	30,70	24,56	26
P14 (x)	Canto	20	25	1,78	242,7	407,736	1310	1834	1310	1834	9,17	4,498	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,12	0,17	1,5	0,46	0,0002000	0,000209	2641,395	2641,39	40	1,41	2,00	30,70	24,56	26
P14 (y)		20	25	1,78	242,7	407,736	4020	5628	4020	5628	8,56	13,803	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,37	0,21	1,5	0,46	0,00025	0,000261	6637,243	6637,24	48	1,41	2,40	30,70	24,56	26
P15 (x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	870	1218	830	1162	6,91	3,703	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,14	0,21	1,1	0,46	0,0002500	0,00026	2028,939	2028,94	32	1,13	1,60	18,01	14,41	16
P15 (y)		20	20	1,78	195,8	328,944	2720	3808	2720	3808	6,91	11,576	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,32	0,21	1,1	0,46	0,00025	0,00026	4618,939	4618,94	48	1,13	2,40	18,01	14,41	16
P16 (x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	840	1176	800	1120	13,67	1,806	308	53,28	65,32	0,4	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,08	0,21	0,7	0,91	0,0002500	0,000177	470,4	1176,00	32	2,25	1,60	11,46	9,17	10
P16 (y)		20	20	1,78	387,6	651,168	-	-	-	-	13,67	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	#VALOR!	-	48	2,25	2,40	11,46	9,17	-
P17 (x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	840	1176	800	1120	13,67	1,806	308	53,28	65,32	0,4	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,08	0,21	0,7	0,91	0,0002500	0,000177	470,4	1176,00	32	2,25	1,60	11,46	9,17	10
P17 (y)		20	20	1,78	387,6	651,168	-	-	-	-	0,00	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,7	0,91	0,00025	0,000177	#VALOR!	-	48	2,25	2,40	11,46	9,17	-
P18 (x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	870	1218	830	1162	6,91	3,7																			

Pilares Cobertura

Pilar	Classificação	h	b	Fcd	Nk	Nd	M1k,a	M1d,a	M1k,b	M1d,b	M1d,min	e _{1k3}	λ _{cr3}	λ1	αb	Classificação	μxγ	d'/h	ω	v	1/r (verificação)	1/r	Mtot	Madotado	As, máx	As, min verificação	As	Nbarras(D=12,5)	Nadotado		
P1 (x)							1650	2310	1600	2240	4,812	10,081	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,21	0,21	0,60	0,32	0,0002500	0,000304194	2971,27	2971,2663	32	0,791	1,6	9,8	7,9	8
P1 (y)	Canto	20	20	1,78	136,4	229,152	580	812	420	588	4,812	3,543	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,10	0,21	0,6	0,32	0,00025	0,000304194	1473,27	1473,2663	48	0,791	2,4	9,8	7,9	8
P2 (x)	Extremidade	20	20	1,78	385,7	539,98	0	-	-	-	11,340	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1	0,76	0,0002500	0,000198665	#VALOR!	-	32	1,863	1,6	16,4	13,1	14
P2 (y)							2060	2884	1920	2688	11,340	5,341	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,27	0,21	1	0,76	0,00025	0,000198665	3901,66	3901,66	72	1,863	3,6	16,4	13,1	14
P3 (x)	Canto	20	20	1,78	136,4	229,152	1650	2310	1600	2240	4,812	10,081	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,21	0,21	0,6	0,32	0,0002500	0,000304194	2971,27	2971,2663	32	0,791	1,6	9,8	7,9	8
P3 (y)							580	812	420	588	4,812	3,543	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,10	0,21	0,6	0,32	0,00025	0,000304194	1473,27	1473,27	48	0,791	2,4	9,8	7,9	8
P4 (x)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	5250	7350	3610	5054	14,179	10,886	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,59	0,21	1,8	0,95	0,0002500	0,000172616	8455,63	8455,6284	32	2,329	1,6	29,5	23,6	24
P4 (y)							-	-	-	-	14,179	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1,8	0,95	0,00025	0,000172616	#VALOR!	-	48	2,329	2,4	29,5	23,6	24
P5 (x)	Extremidade	20	20	1,78	893,2	1250,48	-	-	-	-	26,260	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1,5	1,76	0,00025	0,000110801	2940,00	2940,00	72	4,314	1,6	24,6	19,7	20
P5 (y)							5250	7350	3610	5054	26,260	5,878	308	53,28	71,68	0,4	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,21	0,21	1,5	1,76	0,00025	0,000110801	2940,00	2940,00	72	4,314	3,6	24,6	19,7	20
P6 (x)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	5250	7350	3610	5054	14,179	10,886	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,59	0,21	1,8	0,95	0,0002500	0,000172616	8455,63	8455,6284	32	2,329	1,6	29,5	23,6	24
P6 (y)							-	-	-	-	14,179	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1,8	0,95	0,00025	0,000172616	#VALOR!	-	48	2,329	2,4	29,5	23,6	24
P7 (x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	1550	2170	1020	1428	6,908	6,597	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	0,21	0,21	1	0,46	0,0002500	0,000259875	2980,94	2980,9393	32	1,135	1,6	16,4	13,1	14
P7 (y)							1280	1792	860	1204	6,908	5,448	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	0,18	0,21	1	0,46	0,00025	0,000259875	2602,94	2602,94	48	1,135	2,4	16,4	13,1	14
P8 (x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	1450	2030	1020	1428	13,675	3,117	308	53,28	35,00	1,00	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,14	0,21	0,5	0,91	0,0002500	0,000176733	812,00	2030	32	2,246	1,6	8,2	6,6	8
P8 (y)							-	-	-	-	13,675	-	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,5	0,91	0,00025	0,000176733	#VALOR!	-	48	2,246	2,4	8,2	6,6	8
P9 (x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	1450	2030	1020	1428	13,675	3,117	308	53,28	67,37	0,4	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,14	0,21	0,5	0,91	0,0002500	0,000176733	812,00	2030	32	2,246	1,6	8,2	6,6	8
P9 (y)							-	-	-	-	13,675	-	308	53,28	35,00	1	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,5	0,91	0,00025	0,000176733	#VALOR!	-	48	2,246	2,4	8,2	6,6	8
P10 (x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	1550	2170	1020	1428	6,908	6,597	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,21	0,21	1	0,46	0,0002500	0,000259875	2980,94	2980,9393	32	1,135	1,6	16,4	13,1	14
P10 (y)							1280	1792	860	1204	6,908	5,448	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,18	0,21	1	0,46	0,00025	0,000259875	2602,94	2602,94	48	1,135	2,4	16,4	13,1	14
P11 (x)	Canto	20	25	1,78	360,6	605,808	2850	3990	1020	1428	13,631	6,586	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,22	0,17	0,7	0,68	0,0002000	0,000169393	4963,49	4963,49	40	2,090	2	14,3	11,5	12
P11 (y)							1080	1512	810	1134	12,722	2,496	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,15	0,21	0,7	0,68	0,00025	0,000211742	2728,87	2728,87	48	2,090	2,4	14,3	11,5	12
P12 (x)	Canto	20	25	1,78	242,7	407,736	850	1190	780	1092	8,562	2,919	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,12	0,21	0,7	0,46	0,00025	0,000260925	2199,24	2199,24	48	1,407	2,4	14,3	11,5	12
P12 (y)							2850	3990	1640	2296	13,631	6,586	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,22	0,17	0,7	0,68	0,0002000	0,000169393	4963,49	4963,49	40	2,090	2	14,3	11,5	12
P13 (x)	Canto	20	25	1,78	360,6	605,808	1080	1512	810	1134	12,722	2,496	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,15	0,21	0,7	0,68	0,00025	0,000211742	2728,87	2728,87	48	2,090	2,4	14,3	11,5	12
P13 (y)							2710	3794	1590	2226	9,174	9,305	308	42,63	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,21	0,17	0,7	0,46	0,0002000	0,00020874	4601,39	4601,39	40	1,407	2	14,3	11,5	12
P14 (x)	Canto	20	25	1,78	242,7	407,736	850	1190	780	1092	8,562	2,919	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,12	0,21	0,7	0,46	0,00025	0,000260925	2199,24	2199,24	48	1,407	2,4	14,3	11,5	12
P14 (y)							1550	2170	1020	1428	6,908	6,597	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,21	0,21	1	0,46	0,0002500	0,000259875	2980,94	2980,9393	32	1,135	1,6	16,4	13,1	14
P15 (x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	1280	1792	860	1204	6,908	5,448	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,18	0,21	1	0,46	0,00025	0,000259875	2602,94	2602,94	48	1,135	2,4	16,4	13,1	14
P16 (x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	1450	2030	1020	1428	13,675	3,117	308	53,28	67,37	0,4	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,14	0,21	0,5	0,91	0,0002500	0,000176733	812,00	2030	32	2,246	1,6	8,2	6,6	8
P16 (y)							-	-	-	-	13,675	-	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,5	0,91	0,00025	0,000176733	#VALOR!	-	48	2,246	2,4	8,2	6,6	8
P17 (x)	Extremidade	20	20	1,78	387,6	651,168	1450	2030	1020	1428	13,675	3,117	308	53,28	67,37	0,4	Pilar robusto ou pouco esbelto	0,14	0,21	0,5	0,91	0,0002500	0,000176733	812,00	2030	32	2,246	1,6	8,2	6,6	8
P17 (y)							-	-	-	-	0,000	-	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,21	0,5	0,91	0,00025	0,000176733	#VALOR!	-	48	2,246	2,4	8,2	6,6	8
P18 (x)	Canto	20	20	1,78	195,8	328,944	1550	2170	1020	1428	6,908	6,597	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,21	0,21	1	0,46	0,0002500	0,000259875	2980,94	2980,9393	32	1,135	1,6	16,4	13,1	14
P18 (y)							1280	1792	860	1204	6,908	5,448	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,18	0,21	1	0,46	0,00025	0,000259875	2602,94	2602,94	48	1,135	2,4	16,4	13,1	14
P19 (x)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	5250	7350	3610	5054	14,179	10,886	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,59	0,21	1,8	0,95	0,0002500	0,000172616	8455,63	8455,6284	32	2,329	1,6	29,5	23,6	24
P19 (y)							-	-	-	-	14,179	-	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1,8	0,95	0,00025	0,000172616	#VALOR!	-	48	2,329	2,4	29,5	23,6	24
P20 (x)	Extremidade	20	20	1,78	893,2	1250,48	-	-	-	-	26,260	-	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1,5	1,76	0,0002500	0,000110801	3940,39	3940,39	72	4,314	1,6	24,6	19,7	20
P20 (y)							2060	2884	1920	2688	26,260	2,306	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,28	0,21	1,5	1,76	0,00025	0,000110801	3940,39	3940,39	72	4,314	3,6	24,6	19,7	20
P21 (x)	Extremidade	20	20	1,78	401,9	675,192	5250	7350	3610	5054	14,179	10,886	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,59	0,21	1,8	0,95	0,0002500	0,000172616	8455,63	8455,6284	32	2,329	1,6	29,5	23,6	24
P21 (y)							-	-	-	-	14,179	-	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	-	0,21	1,8	0,95	0,00025	0,000172616	#VALOR!	-	48	2,329	2,4	29,5	23,6	24
P22 (x)	Canto	20	20	1,78	136,4	229,152	1650	2310	1600	2240	4,812	10,081	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,21	0,21	0,6	0,32	0,0002500	0,000304194	2971,27	2971,2663	32	0,791	1,6	9,8	7,9	8
P22 (y)							580	812	420	588	4,812	3,543	308	53,28	35,00	1,00	Pilar de esbeltez média	0,10	0,21	0,6	0,32	0,00025	0,000304194								

ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO



PLANTA PAVIMENTO TIPO (X3)