

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS VICTOR ALVES LUIZ

MÁRCIO VINÍCIUS RODRIGUES LEAL

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE PROJETOS DE
ESTRUTURAS EM AÇO CARBONO E ESTRUTURAS EM
CONCRETO ARMADO**

ANÁPOLIS / GO

2018

**LUCAS VICTOR ALVES LUIZ
MÁRCIO VINÍCIUS RODRIGUES LEAL**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE PROJETOS DE
ESTRUTURAS EM AÇO CARBONO E ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

ORIENTADOR: ROGÉRIO SANTOS CARDOSO

ANÁPOLIS / GO: 2018

FICHA CATALOGRÁFICA

LUIZ, LUCAS VICTOR ALVES/ LEAL, MÁRCIO VINÍCIUS RODRIGUES

Análise comparativa entre projetos de estruturas em aço carbono e estruturas de concreto armado [Goiás] 2018

91P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2018).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

- | | |
|------------------------|-------------------------|
| 1. Análise comparativa | 2. Estruturas Metálicas |
| 3. Concreto Armado | 4. Estrutura |
| I. ENC/UNI | II. Título (Série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

LUIZ, Lucas Victor Alves; LEAL, Márcio Vinícius Rodrigues. Análise comparativa entre projetos de estruturas em aço carbono e estruturas de concreto armado. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 91p. 2018.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DOS AUTORES: Lucas Victor Alves Luiz

Márcio Vinícius Rodrigues Leal

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Análise comparativa entre projetos de estruturas em aço carbono e estruturas de concreto armado.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2018

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Lucas Victor Alves Luiz

E-mail: lucasal90@gmail.com



Márcio Vinícius Rodrigues Leal

E-mail: marciovinicius18@gmail.com

**LUCAS VICTOR ALVES LUIZ
MÁRCIO VINCIÚS RODRIGUES LEAL**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE PROJETOS DE
ESTRUTURAS EM AÇO CARBONO E ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

APROVADO POR:



**ROGÉRIO SANTOS CARDOSO, Mestre (UNIEVANGÉLICA)
(ORIENTADOR)**



**LEANDRO DANIEL PORFIRO, Mestre (UNIEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)**



**CARLOS EDUARDO FERNANDES, Especialista (UNIEVANGÉLICA)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: ANÁPOLIS/GO, 07 de junho de 2018

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Joel e Marlene pelo amor a mim dedicado, cuidado, carinho e pelos valores que me ensinaram. Agradeço aos meus irmãos, Joel e Michelle que sempre foram além de irmãos, verdadeiros amigos.

Agradeço aos tios Aderson e Djanira, grandes apoiadores que me incentivaram desde o começo desta jornada.

Agradeço à família e aos amigos que muito me ensinaram, me suportaram e impulsionaram a concluir esse curso.

Lucas Victor Alves Luiz

AGRADECIMENTOS

Antes de tudo agradecer a Deus, pois sem Ele nada teria sido possível, dando força, saúde e proteção diária.

Oferecer esse trabalho de conclusão de curso à minha mãe, que nunca mediu esforços para que esse dia chegasse, batalhando desde sempre para ter o filho graduado, e nunca me deixou desistir.

Aos meus amigos que sempre motivaram e apoiaram.

A todos que de uma forma ou de outra contribuíram para que esse sonho fosse realizado, obrigado.

Márcio Vinícius Rodrigues Leal

RESUMO

Dentre os sistemas construtivos atuais se destacam as estruturas em aço carbono e as em concreto armado. O concreto armado é o material resultante da associação entre concreto e armadura constituída por barras de aço, no Brasil é o sistema tradicional mais empregado nas construções. Apesar do país ser um dos maiores produtores mundiais de aço, o emprego do material para uso estrutural ainda é baixo.

Este estudo comparativo visa demonstrar as vantagens e desvantagens desses sistemas, dimensionar um edifício em ambos métodos de construção, segundo as normas ligadas a cada sistema e fazer comparações entre os projetos.

As estruturas metálicas possuem algumas vantagens sobre os demais sistemas construtivos convencionais, valendo destacar: padronização, pois os elementos são produzidos em fábricas com alto controle de qualidade o que garante a precisão; leveza estrutural; atendimento a um grande leque de opções arquitetônicas; possuir rapidez construtiva e possibilitar um canteiro de obra mais limpo. Já o concreto armado possui como vantagens: economia; facilidade de execução; resistência ao fogo, aos agentes atmosféricos e ao desgaste mecânico; além de pouca exigência de manutenções.

O trabalho se utiliza de um projeto concedido pela RC Construções Metálicas LTDA. para realizar as análises e dimensionamentos, sendo utilizado para cálculo da estrutura em concreto armado o software Eberick, que atende as normas exigidas e, para o aço estrutural realiza o dimensionamento prático de alguns elementos, segundo prescrições da NBR 8800 (ABNT, 2008).

Ao final são apresentados os resultados das comparações entre os sistemas, sendo avaliados critérios como: tempo de elaboração dos projetos, viabilidade econômica, análise do custo-benefício final e definição do projeto mais vantajoso no cenário avaliado.

PALAVRAS-CHAVE:

Estrutura, concreto armado, aço carbono, dimensionamento, projeto, comparação.

ABSTRACT

Among the building systems that stand out more nowadays are the carbon steel and the reinforced concrete.

The reinforced concrete is an outcome of the association of concrete and steel based reinforcement, which, in Brazil is the most common applied system.

Although the country is one of the biggest steel producer in the world, the structural use of this product is still very low.

This comparative research aims to show the advantages and disadvantages of these systems, to size a building with both building methods, according to the norms connected to each system and make comparisons of the projects.

The steel structures have some advantages over the other conventional building systems, being important to highlight standards, for the elements are produced in factories with a high quality standards which guarantees precision; structural lightness; attending to a great range of architectural options; having building speed and allow a much cleaner building site.

On the other hand, the reinforced concrete has as advantages; retrenchment; smooth running; resistance to fire, atmospheric agents and mechanical wear off; as well as very little demand for maintenance.

This work uses a project granted by RC Construções Metálicas LTDA., to perform the analysis and sizing, being used for structural calculation with the reinforced concrete the software Eberick, which meets the required norms and, for the structural steel performs a practical sizing of some elements, according to the prescriptions of NBR8800 (ABNT, 2008).

At the end, the result of the comparisons between both systems are presented, analyzing criteria such as: elaboration time of the projects, economic feasibility, final cost-benefit analysis and defining the most advantageous project in the assessed scenario.

KEYWORDS:

Structure, reinforced concrete, carbon steel, sizing, project, comparison.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Base de Pilar	46
Figura 2 - Vista da fachada da edificação.....	47
Figura 3 - Planta baixa - Pavimentos subsolo e salão comercial.....	48
Figura 4 - Planta baixa - Pavimentos de salas comerciais e cobertura	49
Figura 5 - Corte AA.....	50
Figura 6 - Planta de locação	50
Figura 7 - Isométrica da estrutura metálica	51
Figura 8 - Planta de forma Térreo	51
Figura 9 - Planta de forma Pavimento 1	52
Figura 10 - Planta de forma cobertura	53
Figura 11 - Pórtico 3D da Edificação - Eberick	54
Figura 12 - Diagrama de Cargas da combinação I	57
Figura 13 - Diagrama de Cargas da combinação II.....	57
Figura 14 - Diagrama de momento fletor da combinação I.....	58
Figura 15 - Diagrama de esforço cortante da combinação I.....	58
Figura 16 - Características do Perfil de Aço.....	60
Figura 17 – Pilar 8	65
Figura 18 - Eixos x-x e y-y do pilar calculado	67
Figura 19 - Pilar exemplo e vigas de influência – Pavimento Salas comerciais	71
Figura 20 - Pilar exemplo e vigas de influência – Pavimento salão comercial	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Influência dos elementos de liga nas propriedades dos aços.....	24
Tabela 2 - Propriedades Mecânicas de Aços-Carbono	26
Tabela 3 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m	29
Tabela 4 - Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas.	32
Tabela 5 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados	35
Tabela 6 - Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0	36
Tabela 7 - Valores de $(b/t)_{lim}$	40
Tabela 8 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente.....	44
Tabela 9 - Tempo de elaboração do projeto em concreto armado.....	81
Tabela 10 - Tempo de elaboração do projeto em aço-carbono.....	81
Tabela 11 - Planilha orçamentária em concreto armado	85
Tabela 12 - Planilha orçamentária da estrutura em aço-carbono.....	88

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparativo entre custos das estruturas	78
Gráfico 2 - Comparativo entre custos de elaboração dos projetos	79
Gráfico 3 - Tempo de elaboração dos projetos.....	82

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A_e	Área líquida efetiva da seção transversal da barra
A_g	Área bruta da seção transversal da barra
AR	Alta resistência
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
COR	maior resistência à corrosão atmosférica
E	Módulo de elasticidade
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_u	resistência à ruptura do aço
f_y	Resistência ao escoamento do aço
MR	Média resistência
M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
M_{Sd}	Momento fletor solicitante de cálculo
NBR	Norma Brasileira
V_{Rd}	Força cortante resistente de cálculo
V_{Sd}	Força cortante solicitante de cálculo

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	14
1.1 DEFINIÇÕES E CONTEXTO HISTÓRICO	14
1.1.1 Estruturas de aço carbono.....	14
1.1.2 Concreto armado	15
1.1.3 Estruturas mistas.....	16
1.2 JUSTIFICATIVA.....	16
1.3 OBJETIVOS	17
1.3.1 Objetivo geral	17
1.3.2 Objetivos específicos.....	17
1.4 Metodologia	17
1.5 Organização dos capítulos.....	18
2 CONCRETO ARMADO	19
2.1 Conceitos.....	19
2.2 Normas técnicas para estruturas de concreto	20
3 ESTRUTURAS METÁLICAS	22
3.1 Conceitos.....	22
3.2 Propriedades do aço	22
3.2.1 Propriedades mecânicas gerais.....	22
3.2.2 Ductilidade	23
3.2.3 Dureza	23
3.2.4 Tenacidade.....	23
3.2.5 Efeito de Temperatura Elevada	23
3.2.6 Influência dos elementos de liga nas propriedades dos aços.....	24
3.3 Classificação dos aços estruturais	25
3.3.1 Aços-carbono.....	25
3.3.2 Aços de Baixa Liga ou Patináveis	26
3.3.2.1 Formação da Pátina.....	26
3.3.2.2 Benefícios	27
3.3.2.3 Aplicações	28
3.3.2.4 Especificações.....	28
3.3.3 Padronização ABNT.....	28
3.3.4 Estado Limite Último	29
3.4 Normas técnicas para estruturas de aço	29

3.5	DIMENSIONAMENTO DE PROJETO EM AÇO	30
3.5.1	Tração.....	30
3.5.1.1	Força axial resistente de cálculo	30
3.5.2	Compressão	32
3.5.2.1	Força axial resistente de cálculo	33
3.5.3	Flexão e força cortante	41
3.5.3.1	Força cortante resistente de cálculo	42
3.5.3.2	Momento Fletor resistente de cálculo (M_{rd}).....	43
3.5.4	Base de Pilares.....	45
4	ESTUDO DE CASO	47
4.1	Descrição da edificação.....	47
4.2	CONCRETO ARMADO	54
4.2.1	Software de cálculo	54
4.2.2	Parâmetros do Projeto	54
4.2.3	Ações Permanentes.....	55
4.2.4	Ações Variáveis.....	55
4.2.5	Lajes	55
4.2.6	Vigas.....	56
4.2.7	Pilares	56
4.3	ESTRUTURAS METÁLICAS	56
4.3.1.1	Roteiro de cálculo para dimensionamento dos elementos	56
4.3.1.2	Dimensionamento das vigas.....	56
4.3.1.3	Dimensionamento de pilar	66
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	77
5.1	análise comparativa entre orçamentos	77
5.1.1	ORÇAMENTO DA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO	77
5.1.2	ORÇAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA.....	77
5.1.3	Análise comparativa dos orçamentos	77
5.2	análise comparativa entre custos de elaboração de projetos	78
5.2.1	CUSTO DO PROJETO EM CONCRETO ARMADO.....	78
5.2.2	CUSTO DO PROJETO EM AÇO CARBONO	78
5.2.3	COMPARATIVO ENTRE CUSTOS DOS PROJETOS	79
5.3	ANÁLISE DE TEMPO DE ELABORAÇÃO DO PROJETO ESTRUTURAL	80
5.3.1	Tempo de elaboração do projeto em concreto armado.....	80

5.3.2	Tempo de elaboração do projeto em aço-carbono.....	81
5.3.3	Comparativo entre tempos de elaboração dos projetos	82
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	83
7	REFERÊNCIAS.....	84

1 INTRODUÇÃO

1.1 DEFINIÇÕES E CONTEXTO HISTÓRICO

O aço e concreto embora já fossem usados em versões primitivas há milhares de anos, foram aperfeiçoados juntamente com o progresso tecnológico. Com a revolução industrial no século XVIII e o desenvolvimento de técnicas para produção de ferro em grande massa tornou-se possível a construção de obras maiores.

1.1.1 Estruturas de aço carbono

De acordo com Pfeil (2009, p. 1), “As formas mais usuais de metais ferrosos são o aço, o ferro fundido e o ferro forjado, sendo o aço, atualmente, o mais importante dos três.”. O ferro fundido e o aço são ligas de ferro e carbono, o nível de carbono é uma das variáveis analisadas para a classificação das ligas ferrosas, o que também faz variar suas propriedades físicas e mecânicas.

A primeira obra importante em ferro fundido é a ponte sobre o rio Severn em Coalbrookdale, na Inglaterra, projetada por Abraham Darby, trata-se de um arco com vão de 30 metros, e foi construída em 1779. No Brasil a primeira construção de destaque é a ponte sobre o rio Paraíba do Sul, no estado do Rio de Janeiro, com cinco vãos de 30 metros, estruturados em arcos atirantados, inaugurada em 1857, ainda em uso hoje (PFEIL e PFEIL, 2009, p. 2).

Devido ao alto índice de acidentes nas obras, foi necessário a busca por outro material de melhores características para substituir o ferro forjado e o fundido. E embora o aço fosse conhecido desde a antiguidade era pouco disponível devido à falta de processos industriais para sua produção em larga escala. Foi quando em 1856, Henry Bessemer desenvolveu um forno que permitiu a produção do aço em grandes quantidades. O processo se tornou ainda melhor quando, em 1864, os irmãos Martin inventaram um forno de maior capacidade.

Dentre as construções dessa época vale destacar o Viaduc de Garabit, na França, construída em 1884 por Gustave Eiffel, sendo essa obra uma ponte em arco biarticulado, que possui 165 metros de vão e 565 m de comprimento total. Em referência a edifícios altos, o *Home Insurance Building*, terminado em 1885, em Chicago, foi o primeiro do mundo a usar aço estrutural em sua estrutura, possuindo dez pavimentos e construído pelo engenheiro Willian le Baron Jenney. Já em relação a construções arrojadas com grandes alturas, a torre Eiffel

merece destaque, finalizada por Gustave Eiffel em 1889, ela possui 312 m de altura. Em âmbito nacional o primeiro edifício alto em estrutura metálica é o Edifício Avenida Central, no Rio de Janeiro, fabricado e montado pela FEM – Fábrica de Estruturas Metálicas da CSN, em 1961 (PFEIL e PFEIL, 2009, p. 5).

1.1.2 Concreto armado

Concreto armado é um material composto pela associação obtida entre concreto e armadura constituída por barras de aço, colocadas em seu interior visando aumentar sua resistência a tração. Seu primeiro uso foi fora da esfera da construção civil, quando na Exposição Universal de Paris, Joseph-Louis Lambot apresentou um barco feito com argamassa de cimento, areia e fios de arame, em 1849.

Joseph Monier, ao presenciar o trabalho de Lambot, começou seus estudos em concreto armado, primeiramente buscando resolver seus problemas com vasos na horticultura, posteriormente, aplicando seus conhecimentos em outras áreas. Até que em 1875 construiu a primeira ponte em concreto armado, no castelo Chazelet, ainda existente. Monier desenvolveu pontes, passarelas e vigas de concreto armado, e se tornou um grande divulgador do método construtivo.

No Brasil, segundo Clímaco (2016), a evolução do concreto armado foi rápida no século XX, valendo citar algumas obras:

- Em 1908, Hennebique construiu a primeira ponte em concreto armado no Rio de Janeiro;
- Em 1928, Emílio Baumgart planejou o viaduto de Santa Tereza, o maior vão de concreto armado da América do Sul, em Belo Horizonte, sobre a estrada de ferro Central do Brasil;
- Em 1929, Wilhelm Fillinger, engenheiro alemão, projetou o edifício Martinelli, com 30 pavimentos e 105m de altura, o mais alto da América Latina, até 1947, localizado em São Paulo;
- Entre 1955 a 1960, Brasília foi construída, com projetos de arquitetura e urbanismo dos arquitetos Oscar Niemeyer e Lúcio Costa, com edificações arrojadas em estruturas de concreto armado e protendido.

“O concreto armado é o material construtivo de maior utilização em todo o mundo, destacando-se pelo seu ótimo desempenho, facilidade de execução e economia.” (PORTO e FERNANDES, 2015, p. 13).

1.1.3 Estruturas mistas

As construções em estruturas mistas aço-concreto são mais recentes, somente ganhando maior emprego a partir da década de 60 com desenvolvimento de técnicas que garantem o funcionamento conjunto desses métodos construtivos, oferecendo novas opções de projeto e construção (QUEIROZ, PIMENTA e MARTINS, 2012, p. 10).

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 1): “As estruturas mistas de aço e concreto, incluindo as ligações mistas, [...] são aquelas formadas por componentes de aço e de concreto, armado ou não, trabalhando em conjunto [...]”. É o sistema construtivo em que o aço (soldado, formado a frio ou laminado) trabalha em conjunto com o concreto (normalmente armado). Para que exista uma interação completa de forma harmônica entre o aço e o concreto são empregados conectores de cisalhamento, que garantem a aderência entre ambos.

1.2 JUSTIFICATIVA

O mercado da construção civil tem crescentemente demandado que as obras sejam construídas em menor tempo, com orçamentos reduzidos e com projetos arquitetônicos mais arrojados a fim de disponibilizar maior espaço interno nos imóveis. Embora o Brasil seja um dos maiores produtores de aço do mundo e venha crescendo a sua utilização nas construções, ainda é baixo o emprego de aço estrutural, dentre alguns fatores vale citar a forte carga cultural em favor do concreto armado.

Sendo assim, justifica-se esse estudo comparativo entre os sistemas construtivos em estruturas metálicas e em concreto armado. Este trabalho busca mostrar mercadologicamente, tecnicamente e temporalmente qual sistema construtivo é mais vantajoso, demonstrando pontos positivos e negativos de cada sistema.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Este trabalho tem por objetivo realizar um estudo comparativo entre projetos de estruturas metálicas e estruturas de concreto armado, de acordo com as normas técnicas. Também pretende realizar um estudo mercadológico, comparando a viabilidade econômica entre os sistemas construtivos.

1.3.2 Objetivos específicos

- a) Elaborar o projeto estrutural de um prédio em concreto armado;
- b) Utilizar-se do projeto estrutural do mesmo prédio em estruturas metálicas concedido pela RC Construções Metálicas LTDA. para comparar ambos projetos;
- c) Dimensionar de forma prática alguns elementos da estrutura metálica de acordo com a NBR-8800 (ABNT, 2008)
- d) Fazer comparações técnicas entre os projetos;
- e) Comparar o tempo de elaboração dos projetos;
- f) Comparar o custo de elaboração dos projetos;
- g) Comparar economicamente as estruturas;
- h) Analisar o custo-benefício do produto final;
- i) Definir qual sistema construtivo é mais vantajoso no cenário do projeto estudado.

1.4 METODOLOGIA

A metodologia empregada para o desenvolver da pesquisa foi utilizar-se de um projeto arquitetônico de uma edificação e utilizar o projeto estrutural em estrutura metálica e o elaborar o projeto estrutural em concreto armado dessa edificação, utilizando-se de softwares de cálculo estrutural, de acordo com as normas que integram cada método construtivo e que serão citadas no decorrer deste trabalho.

Fazer análises de tempo de elaboração dos projetos, levando em conta a condição de complexidade da edificação investigada e a dificuldade de produção de cada projeto baseando-se em aspectos gerais de lançamento e detalhamento dos softwares utilizados. Foi

feita uma análise quantitativa de insumos, serviços e composições para que o orçamento da obra da superestrutura fosse viabilizado.

Fazer análises técnicas entre os projetos estruturais, de acordo com as normas vigentes para cada projeto estrutural.

Após a confecção dos projetos, analisar o custo-benefício final da edificação e o sistema construtivo mais vantajoso em observação.

1.5 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS

O presente trabalho foi dividido em sete capítulos. Esse capítulo introdutório apresenta as definições e um breve contexto histórico das estruturas metálicas e do concreto armado, a justificativa, objetivos, metodologia e organização dos capítulos. O capítulo 2 apresenta conceitos sobre estruturas de concreto armado. O capítulo 3 apresenta conceitos sobre estruturas metálicas e embasamento teórico para cálculos de projeto em estruturas metálicas, com base na NBR 8800 (ABNT, 2008). No capítulo 4 é realizado o estudo de caso, onde são calculados e dimensionados os projetos em concreto armado e alguns elementos de forma prática da estrutura metálica. O capítulo 5 traz os resultados obtidos e uma análise comparativa entre os projetos confeccionados. O capítulo 6 apresenta as considerações finais. O capítulo 7 apresenta as referências empregadas para a confecção deste material.

2 CONCRETO ARMADO

2.1 CONCEITOS

Segundo Clímaco (2016, p. 34) concreto armado é o “material estrutural composto pela associação do concreto e barras de aço nele inseridas, de modo a constituir um sólido único do ponto de vista mecânico, quando submetido a ações externas”. Araújo diz que em virtude da baixa resistência à tração do concreto (cerca de 10% da resistência a compressão), as barras de aço cumprem a função de absorver os esforços de tração na estrutura, e também aumentam a capacidade de carga das peças comprimidas (ARAÚJO, 2014, p. 1).

O concreto armado deve ser imaginado como um material composto a fim de assegurar um exato funcionamento solidário entre concreto que é um material frágil, com baixa resistência e menor rigidez e, o aço, material dúctil, com grande resistência e maior rigidez, e nunca imaginado como um material unitário no qual as armaduras se constituem em simples fibras resistentes à tração (FUSCO, 2008).

O bom resultado na aderência pode se dizer que é por atrito, mecânica e aderência por adesão. Conforme Pinheiro (2010), a adesão é o resultado de ligações físico-químicas estabelecidas no campo de interação dos dois materiais, no período de pega do cimento; o atrito é percebido ao se processar a extração da barra de aço do volume de concreto envolvente, onde esta forma de atrito depende do coeficiente de atrito entre aço e concreto, que está relacionado à rugosidade superficial da barra, e decorrem da pressão transversal existente e exercida pelo concreto sobre a barra, e também pela retração do concreto; a aderência mecânica decorre da presença de nervuras ou entalhes na superfície da barra, efeito este que também pode ser encontrado em barras lisas devido à irregularidades próprias geradas no processo de laminação destas, as nervuras e entalhes tem como finalidade aumentar a aderência da barra ao concreto melhorando a atuação conjunta destes.

As barras de aço inseridas nas peças de concreto, são chamadas armadura passiva, e seu objetivo é unicamente resistir tensões provenientes das ações atuantes, sem adicionar nenhum esforço extraordinário a peça e trabalhando somente quando solicitadas. (CLÍMACO, 2016)

A NBR 6118 (ABNT, 2014) intitula a resistência característica à compressão do concreto como f_{ck} , o qual para efeito de cálculo é estipulado um coeficiente de minoração (γ_c)

igual a 1,4 e para o escoamento do aço (f_y) um coeficiente (γ_s) de 1,15, podendo estes variar de acordo com casos especiais ou excepcionais, de acordo com a Tabela 3.

O concreto armado possui vantagens em relação a outros materiais estruturais, como: “economia; facilidade de execução em diversos tipos de formas; resistência ao fogo, aos agentes atmosféricos e ao desgaste mecânico; praticamente não requer manutenção ou conservação; permite facilmente a construção de estruturas hiperestáticas.” (LEONHARDT, apud ARAÚJO, 2014, p. 2)

De acordo com Clímaco (2016, p. 44-45) as desvantagens mais marcantes do concreto armado são: Peso próprio elevado, possuindo massa específica igual a 2500kg/m^3 ; fissuração inerente à baixa resistência a tração; consumo elevado de formas e escoramentos e execução lenta em processos convencionais de montagem e concretagem; dificuldade em adaptações posteriores na edificação onde mudanças significativas podem demandar uma revisão do projeto estrutural.

2.2 NORMAS TÉCNICAS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO

As principais normas ligadas ao concreto armado apontadas por Clímaco (2016, p. 47-48) para estruturas de concreto são:

- a) NBR 6118:2014 – Projetos de estruturas de concreto – Procedimento.
- b) NBR 7187:2003 – Projetos de pontes de concreto armado e protendido – Procedimento.
- c) NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.
- d) NBR 6122:2010 – Projeto e execução de fundações.
- e) NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.
- f) NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.
- g) NBR 7189:1985 – Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias.
- h) NBR 7191:1982 – Execução de desenhos para concreto simples ou armado.
- i) NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.
- j) NBR 9062:2006 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.
- k) NBR 12654:1992 – Controle tecnológico de materiais componentes do concreto – Procedimento.

- l) NBR 12655:2015 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento
- m) NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento.
- n) NBR 15575:2013 – Edificações habitacionais – Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais. Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais.
- o) NBR 8953:2015 – Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência.
- p) NBR 5732:1991 – Cimento Portland comum.
- q) NBR 5733:1991 – Cimento Portland de alta resistência inicial.
- r) NBR 7211:2009 – Agregados para concreto – Especificação.
- s) NBR 7480:2007 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação
- t) NBR 5739:2007 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos
- u) NBR 7222:2011 – Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.
- v) NBR 8522:2008 – Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.
- w) NBR 12142:2010 – Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos.
- x) NBR 7808:1983 – Símbolos gráficos para o projeto de estruturas.

3 ESTRUTURAS METÁLICAS

3.1 CONCEITOS

Pfeil (2009, p. 1) afirma que, “[...] dos aços para estruturas são requeridas propriedades de boa ductilidade, homogeneidade e soldabilidade, além de elevada relação entre a tensão resistente e a de escoamento.”. As propriedades mecânicas do aço são medidas, por diversas vezes, em ensaios de tração simples.

Conforme Bellei, Pinho e Pinho (2008, p. 23) as principais vantagens das estruturas metálicas são:

- a) Alta resistência do aço em comparação com outros materiais.
- b) O aço é um material homogêneo de produção controlada.
- c) As estruturas são produzidas em fábricas por processos industrializados seriados, cujo efeito de escala favorece a menores prazos e menores custos.
- d) Os elementos das estruturas metálicas podem ser desmontados e substituídos com facilidade e permitem também reforço quando necessário.
- e) A possibilidade de reaproveitamento do material que não seja mais necessário à construção.
- f) Menor prazo de execução se comparado com outros materiais.

3.2 PROPRIEDADES DO AÇO

3.2.1 Propriedades mecânicas gerais

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), para efeito de cálculo devem ser adotados os valores de propriedades mecânicas seguintes:

- a) módulo de elasticidade, $E = E_a = 200\ 000\ \text{MPa}$;
- b) coeficiente de Poisson, $\nu_a = 0,3$;
- c) módulo de elasticidade transversal, $G = 77\ 000\ \text{MPa}$;
- d) coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 1,2 \times 10^{-5}\ ^\circ\text{C}^{-1}$;
- e) massa específica, $\rho_a = 7\ 850\ \text{kg/m}^3$.

3.2.2 Ductilidade

É a capacidade do material se deformar plasticamente sob a ação de cargas sem se romper.

Segundo Dias (1997, p. 74) “a ductilidade tem grande importância nas estruturas metálicas, pois permite a redistribuição de tensões locais elevadas.” Além do efeito local, a ductilidade fornece avisos de atuação de cargas elevadas.

Materiais não-dúcteis, ou seja, que não se deformam plasticamente são chamados de materiais de comportamento frágil, isto é, apresentam ruptura frágil.

3.2.3 Dureza

É a capacidade de resistir ao risco ou abrasão. Ela é medida pela capacidade que a superfície do material tem de suportar à penetração de uma peça de maior dureza.

3.2.4 Tenacidade

Segundo Pfeil (2009, p. 17) “Tenacidade é a energia total, elástica e plástica que o material pode absorver por unidade de volume até sua ruptura. Em tração simples, a tenacidade é representada pela área total do diagrama σ , ϵ .”

3.2.5 Efeito de Temperatura Elevada

As altas temperaturas modificam as propriedades físicas dos aços. De acordo com Pfeil (2009, p. 17) “temperaturas superiores a 100°C tendem a eliminar o limite de escoamento bem definido, tornando o diagrama σ , ϵ arredondado.”

As temperaturas elevadas diminuem as resistências a escoamento f_y e ruptura f_u , e também o módulo de elasticidade E . As temperaturas acima de 250 a 300°C, além do mais provocam fluência nos aços.

3.2.6 Influência dos elementos de liga nas propriedades dos aços

A composição química indica muitas características significativas dos aços, para aplicações estruturais. A Tabela 1 mostra a influência dos elementos de liga nas propriedades dos aços:

Tabela 1 - Influência dos elementos de liga nas propriedades dos aços

INFLUÊNCIA DOS ELEMENTOS DE LIGA NAS PROPRIEDADES DOS AÇOS											
PROPRIEDADE/ELEMENTO	C	Mn	Si	S	P	Cu	Ti	Cr	Nb	Ni	V
RESISTÊNCIA MECÂNICA	+	+	+	-	+		+	+	+	+	+
DUCTILIDADE	-	-		-				-	-		
TENACIDADE	-			-					+	+	
SOLDABILIDADE	-	-	-	-	-			-			-
RESISTÊNCIA À CORROSÃO	-		+	+	+	+	+	+		+	

Legenda: (+) Efeito positivo (-) Efeito negativo

Fonte: Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem (DIAS, 1997, p. 75)

É descrito a seguir uma breve explicação sobre a influência dos principais elementos de liga nos aços estruturais, conforme Dias (1997, p. 76-77):

- **Carbono (C):** Ao aumentar a proporção de carbono na liga do aço, aumenta-se a resistência mecânica e por outro lado prejudica minimamente a ductilidade e a tenacidade.
- **Cobre (Cu):** Aumenta a resistência a corrosão atmosférica, aumenta a resistência a fadiga, por outro lado, reduz sensivelmente a soldabilidade, ductilidade e a tenacidade do aço.
- **Cromo (Cr):** Amplia a resistência do aço à altas temperaturas. Aumenta a resistência mecânica à abrasão e à corrosão atmosférica. Entretanto reduz a soldabilidade.
- **Enxofre (S):** É bastante prejudicial aos aços, pois desfavorece a ductilidade, especialmente o dobramento transversal, e diminui a soldabilidade.
- **Fósforo (P):** Expande o limite de resistência, contribui para a resistência a corrosão e a dureza, todavia, lesa a soldabilidade e a ductilidade.
- **Manganês (Mn):** Eleva a resistência mecânica de uma forma segura, pois atua na resistência à fadiga e no limite de escoamento. Desfavorece a soldagem, entretanto, é menos prejudicial que o carbono. É muito usado nos aços comerciais.

- **Molibdênio (Mo):** Ao aumentar o teor de molibdênio no aço, expande o limite de escoamento e a resistência à corrosão atmosférica, também melhora a soldabilidade e o comportamento do aço à elevadas temperaturas.
- **Nióbio (Nb):** É um componente que favorece a resistência mecânica e a soldagem. Elemento quase obrigatório em aços de alta resistência e de baixa-liga, pois permite a redução dos percentuais de carbono e manganês, melhorando assim a tenacidade, por outro lado desfavorece a ductilidade.
- **Níquel (Ni):** Aumenta a resistência a corrosão, a tenacidade e a resistência mecânica. Reduz a soldabilidade.
- **Silício (Si):** É um desoxidante do aço. Sensivelmente favorece a resistência mecânica e a resistência a corrosão, porém prejudica a soldagem.
- **Titânio (Ti):** Utilizado quando se pretende evitar o envelhecimento precoce do aço. Aumenta o limite de resistência, a resistência à abrasão e melhora o desempenho do aço à altas temperaturas.
- **Vanádio (V):** Eleva o limite de resistência, sem que haja prejuízo a soldagem e a tenacidade.

3.3 CLASSIFICAÇÃO DOS AÇOS ESTRUTURAIS

“Segundo a composição química, os aços utilizados em estruturas são divididos em dois grupos: aços-carbono e aços de baixa liga. Os dois tipos podem receber tratamentos térmicos que modificam suas propriedades mecânicas.” (PFEIL e PFEIL, 2009, p. 9)

3.3.1 Aços-carbono

Aços-carbono são aqueles que contém elementos adicionais em porcentagens máximas admissíveis iguais a: carbono 2,0%; cobre 0,35%; manganês 1,65%; silício 0,6%.

E em função do teor nominal de carbono, eles são divididos em três classes:

- baixo carbono - $C < 0,29\%$;
- médio carbono - $0,30\% < C < 0,59\%$;
- alto carbono - $0,60\% < C < 2,00\%$.

O aumento do teor do carbono produz redução na ductilidade (capacidade de se deformar), porém aumenta a resistência do aço, o que acarreta problemas na soldagem. Segundo

Dias (1997, p. 77) “os aços-carbono com até 0,30% de carbono (baixo carbono) podem ser soldados sem precauções especiais, sendo também os mais adequados à construção civil”.

Segundo Pfeil (2009, p. 10) os principais aços-carbono utilizados em estruturas, segundo os padrões da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), ASTM (American Society for Testing and Materials) e das normas europeias EN, são os mostrados na Tabela 2:

Tabela 2 - Propriedades Mecânicas de Aços-Carbono

Especificação	Teor de carbono %	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ABNT MR250	baixo	250	400
ASTM A7		240	370-500
ASTM A36	0,25-029	250 (36 ksi)	400-500
ASTM A307 (parafuso)	baixo	-	415
ASTM A325 (parafuso)	médio	635 (min)	825 (min)
EN S235	baixo	235	360

Fonte: Estruturas de aço (PFEIL e PFEIL, 2009, p. 10)

3.3.2 Aços de Baixa Liga ou Patináveis

Segundo Pannoni, os aços patináveis são aços de baixa liga e alta resistência que apresentam maior resistência à corrosão atmosférica que os aços estruturais comuns – aços ao carbono-manganês. Aços patináveis detêm teor de carbono menor que 0,20% em massa e adição de elementos de liga, como silício, níquel, cobre, cromo e, eventualmente fósforo, significando, aproximadamente, a 3 - 5% em massa de composição da liga.

A proteção à corrosão atmosférica é atribuída pela formação de uma densa camada, protetora e aderente de óxidos na superfície do aço durante a exposição atmosférica, conhecida como pátina.

3.3.2.1 Formação da Pátina

Os aços tendem naturalmente enferrujar na presença da umidade e do ar. A rapidez com que isso acontece depende de alguns fatores, como a presença do oxigênio, contaminantes atmosféricos e umidade na superfície metálica. À medida que o processo de corrosão avança, a camada de ferrugem forma uma barreira que atrapalha entrada do oxigênio, contaminantes e da umidade, fazendo com que a taxa de corrosão do aço diminua com o passar do tempo. Essa camada de ferrugem não é aderente à superfície dos aços estruturais comuns. Com a superfície

do aço sem a camada de ferrugem, a fase de corrosão inicia novamente, levando à contínua perda de massa metálica.

Para os aços patináveis, o processo de enferrujamento tem início da mesma maneira que os aços estruturais comuns, mas aqueles elementos de liga específicos, adicionados intencionalmente ao aço, acabam por gerar uma camada de ferrugem estável, altamente aderente à superfície do metal. Essa camada é, ainda, muito menos porosa que a ferrugem comum. A nova ferrugem – chamada de pátina – Apenas progride sob condições de secagem e umedecimento alternadas, o que torna esses aços ideais para aplicações em ambientes externos. O resultado é uma menor taxa de corrosão do que aquela constatada para os aços estruturais comuns.

3.3.2.2 Benefícios

3.3.2.2.1 *Menos manutenção.*

Limpeza e inspeções periódicas (em geral, uma simples lavagem com água) são, habitualmente, as únicas medidas necessárias para garantir que a estrutura continue em condições satisfatórias de uso ao longo do tempo.

3.3.2.2.2 *Menor custo inicial.*

A economia proporcionada pela eliminação do sistema de pintura tem maior valor do que o acréscimo de custos do próprio material.

3.3.2.2.3 *Benéficos financeiros ao longo da vida útil de projeto.*

As poucas manutenções necessárias em estruturas de aço patinável reduzem tanto os custos diretos das operações de manutenção como também os indiretos, causados pela pausa da utilização da estrutura para manutenção.

3.3.2.2.4 *Velocidade de construção.*

O tempo gasto na construção reduz, pois o serviço de pintura é eliminado.

3.3.2.2.5 Aparência atraente.

Em geral, a aparência de uma estrutura de aço patinável envelhecida, harmoniza-se muito bem com ambiente circundante.

3.3.2.2.6 Benefícios ambientais.

Os danos ambientais associados à liberação de compostos orgânicos voláteis (VOCs) proveniente das tintas, assim como produtos variados, utilizado no jateamento abrasivo das futuras manutenções, são evitados.

3.3.2.3 Aplicações

Os aços patináveis são utilizados em passarelas, pontes, viadutos, fachadas de edifícios, construções metálicas e estruturas de vagões ferroviários, atendendo principalmente, aos setores da construção metálica e rodoviário.

3.3.2.4 Especificações

No Brasil, os aços patináveis são especificados segundo as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT): ABNT NBR 5008, NBR 5920, NBR 5921 e NBR 7007.

A especificação norte-americana mais comum no Brasil, como determinado pela American Society for Testing and Materials (ASTM), é a especificação ASTM A588.

3.3.3 Padronização ABNT

De acordo com a especificação da NBR 7700 – Aços para perfis laminados para uso estrutural (ABNT, 2016), os aços são classificados nas categorias abaixo de acordo com o limite de escoamento do aço f_y :

- MR250, onde MR significa média resistência;
- AR350, onde AR significa alta resistência;

- AR-COR415, onde AR significa alta resistência e COR significa maior resistência à corrosão atmosférica.

3.3.4 Estado Limite Último

Os valores dos coeficientes de ponderação de resistência no estado-limite último do aço estrutural, concreto e aço das armaduras, são apresentados na Tabela 3:

Tabela 3 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m

Combinações	Aço estrutural ^a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	γ_a			
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,10	1,15	1,20	1,00

^a Inclui o aço de fôrma incorporada, usada nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

3.4 NORMAS TÉCNICAS PARA ESTRUTURAS DE AÇO

De acordo com Bellei *et al* (2008, p. 37-38) as normas provêm do resultado da experiência em cada área de conhecimento, com base em pesquisa e testes. Elas garantem um projeto seguro e econômico. As principais normas ABNT aplicáveis para a construção com estruturas metálicas citadas por ele são:

- ABNT NBR-5884: Perfil estrutural soldado por arco elétrico;
- ABNT NBR-6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edifícios;
- ABNT NBR-6123: Forças devidas aos ventos em edificações;
- ABNT NBR-6648: Chapas grossas de aço carbono para uso estrutural;
- ABNT NBR-6650: Chapas finas à quente de aço carbono para uso estrutural;
- ABNT NBR-7007: Aços-carbono e microligados para uso estrutural geral;

- g) ABNT NBR-8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- h) ABNT NBR-14323: Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio;
- i) ABNT NBR-14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações;
- j) ABNT NBR-15279: Perfil estrutural de aço soldado por eletrofusão.

3.5 DIMENSIONAMENTO DE PROJETO EM AÇO

Esta subdivisão dedica-se a dimensionar barras prismáticas submetidas à tração, compressão, ao momento fletor e força cortante, conforme NBR 8800 (ABNT, 2008) – Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

3.5.1 Tração

Segundo a NBR-8800 (ABNT, 2008) o dimensionamento de barras prismáticas submetidas à força axial de tração deve atender a condição da equação (1):

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (1)$$

Na qual:

- $N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante de cálculo;
- $N_{t,Rd}$ é a força axial de tração resistente de cálculo.

Além disso, devem atender as considerações estabelecidas pela norma quanto aos limites de esbeltez das peças.

3.5.1.1 Força axial resistente de cálculo

A força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, a ser utilizada no dimensionamento, é igual ao menor valor obtido, considerando-se os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, de acordo com as equações (2) e (3):

a) Para escoamento da seção bruta, equação (2):

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2)$$

b) Para ruptura da seção líquida, equação (3):

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (3)$$

Na qual:

- A_g é a área bruta da seção transversal da barra;
- A_e é a área líquida efetiva da seção transversal da barra, determinada pela equação (4);
- f_y é a resistência ao escoamento do aço;
- f_u é a resistência à ruptura do aço.
- γ_{a1} é o coeficiente de ponderação das resistências a escoamento conforme Tabela 3, valor de 1,10;
- γ_{a2} é o coeficiente de ponderação das resistências a ruptura conforme Tabela 3, valor de 1,35;

Conforme Bellei et. al. (2008, p. 317) “A área líquida efetiva de um elemento é a área líquida efetivamente tensionada (descontando-se as áreas que não estão tensionadas)” e é determinada pela equação (4):

$$A_e = C_t A_n \quad (4)$$

No qual:

- A_n é a área líquida da barra, determinada pela equação (5);
- C_t é um coeficiente de redução da área líquida, adota-se o valor como 1,00 para força de tração transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da barra, por soldas ou parafusos.

Segundo Pfeil (2009, p. 52) em regiões com furos, a área líquida, A_n , de uma barra pode ser obtida através da equação (5):

$$A_n = [b + \sum \frac{s^2}{4g} - \sum (d + 0,35)]t \quad (5)$$

Na qual:

- b é a largura da barra;
- s é o espaçamento horizontal entre os furos;
- g é o espaçamento vertical (gabarito) entre os furos;
- d é o diâmetro do furo, conforme dimensões mencionadas na Tabela 4;
- t é a espessura da barra.

Tabela 4 - Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas.

	Diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada d_b	Diâmetro do furo-padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões do furo pouco alongado	Dimensões do furo muito alongado
Dimensões em milímetros	≤ 24	$d_b + 1,5$	$d_b + 5$	$(d_b + 1,5) \times (d_b + 6)$	$(d_b+1,5) \times (2,5d_b)$
	27	28,5	33	28,5 x 35	28,5 x 67,5
	≥ 30	$d_b + 1,5$	$d_b + 8$	$(d_b + 1,5) \times (d_b + 9,5)$	$(d_b+1,5) \times 2,5d_b$
Dimensões em polegadas	$\leq 7 / 8$	$d_b + 1 / 16$	$d_b + 3 / 16$	$(d_b+1/16) \times (d_b+1/4)$	$(d_b+1/16) \times 2,5d_b$
	1	11 / 16	11 / 4	11/16 + 15/16	11/16 + 2 1/2
	$\geq 11 / 8$	$d_b + 5/16$	$d_b + 5 / 16$	$(d_b + 1/16) \times (d_b + 3/8)$	$(d_b+1/16) \times 2,5d_b$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

3.5.2 Compressão

Segundo a NBR-8800 (ABNT, 2008) o dimensionamento de barras prismáticas sujeitas à força axial de compressão deve respeitar a condição da equação (6):

$$N_{c, Sd} \leq N_{c, Rd} \quad (6)$$

Na qual:

- $N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo;
- $N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo.

Além disso, devem atender as considerações estabelecidas pela norma quanto aos limites de esbeltez das peças.

3.5.2.1 Força axial resistente de cálculo

A força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, considerando-se os estados limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local, deve ser estipulados pela equação (7):

$$N_{c,Rd} = \left(\frac{\chi Q A_g f_y}{\lambda_{a1}} \right) \quad (7)$$

Na qual:

- χ é o fator de redução associado à resistência à compressão, obtido de acordo com o item 3.5.2.1.1 abaixo;
- Q é o fator de redução total associado à flambagem local, calculado de acordo com o item 3.5.2.1.2.

3.5.2.1.1 Fator de redução χ

O fator de redução associado à resistência à compressão, χ , é dado pelas equações (8) e (9):

- Para $\lambda_0 \leq 1,5$:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad (8)$$

- Para $\lambda_0 > 1,5$:

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (9)$$

No qual:

- λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, dado pela equação (10):

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} \quad (10)$$

Em que:

- N_e é a força axial de flambagem elástica, obtida conforme Anexo E, da NBR 8800 (ABNT, 2008)

Segundo Pfeil (2009, p. 123), para os aços de uso corrente, obtêm-se, o λ_0 com as expressões (11) e (12):

- a) Para o aço MR250

$$\lambda_0 = 0,0113 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (11)$$

- b) Para o aço AR350

$$\lambda_0 = 0,0133 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (12)$$

Segundo Cardoso:

- c) Para o aço A572 G50

$$\lambda_0 = 0,0132 \left(\frac{Kl}{r} \right) \quad (13)$$
















Na qual:

- K é o coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados, retirado da Tabela 5;
- l é o comprimento da barra destravada;

· r é o raio de giração correspondente.

O índice de esbeltez das barras comprimidas não deve ser maior que 200.

Tabela 5 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio			 Rotação e translação impedidas.			
		 Rotação livre, translação impedida.				
		 Rotação impedida, translação livre.				
		 Rotação e translação livre.				

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

O valor de χ pode ser encontrado também na Tabela 6 - Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0 Tabela 6, em função de λ_0 :

Tabela 6 - Valor de χ em função do índice de esbeltez λ_0

λ_0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

3.5.2.1.2 Fator de redução Q

O fator de redução total associado à flambagem local, Q , é dado por (14):

$$Q = Q_s Q_a \quad (14)$$

Na qual Q_s e Q_a são fatores de redução que levam em conta a flambagem dos elementos AL (apoiado / livre) e AA (apoiado / apoiado), cujos valores devem ser determinados utilizando as equações (15), (16), (17) e (18):

a) se a seção possuir apenas elementos AL:

$$Q = Q_s \quad (15)$$

b) se a seção possuir apenas elementos AA:

$$Q = Q_a \quad (16)$$

Relações Q_s e Q_a :

a) Mesa (Q_s)

$$Q_s = \frac{b_f}{2t_f} \quad (17)$$

Na qual:

- b_f é a largura da mesa da peça;
- t_f é a espessura da mesa da peça.

b) Alma (Q_a)

$$Q_a = \frac{d'}{t_w} \quad (18)$$

Em que:

- d' é a largura da alma do elemento;
- t_w é a espessura da alma.

As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais as relações apresentadas nas equações (17) e (18) forem menores que os valores de $(b/t)_{lim}$, apresentados na Tabela 7 os valores de Q_s e Q_a serão iguais a 1.

Caso os valores de Q_s e Q_a sejam diferentes que 1, é necessário que sejam feitas as correções dos elementos, utilizando os valores obtidos através das equações (18) a (25):

Para correção dos elementos comprimidos AL, Q_s :

a) Elementos do Grupo 3 da Tabela 7:

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (19)$$

$$Q_s = \frac{0,53 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (20)$$

Onde:

· E é o modulo de elasticidade;

b) Elementos do Grupo 4 da Tabela 7:

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (21)$$

$$Q_s = \frac{0,69 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (22)$$

c) Elementos do Grupo 5 da Tabela 7:

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}}, \text{ para } 0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y k_c}} < \frac{b}{t} < 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y k_c}} \quad (23)$$

$$Q_s = \frac{0,90 E k_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y k_c}} \quad (24)$$

Sendo k_c coeficiente dado pela equação (25):

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}, \text{ sendo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76 \quad (25)$$

d) Elementos do Grupo 6 da Tabela 7:

$$Q_s = 1,908 - 1,22 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (26)$$

$$Q_s = \frac{0,69 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (27)$$

Para correção dos elementos comprimidos AA, Q_a , onde a relação de largura e espessura ultrapassa os valores indicados na Tabela 7, é definido por (28):

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (28)$$

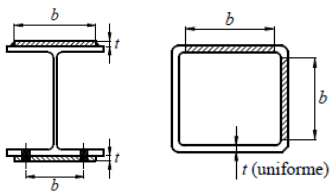
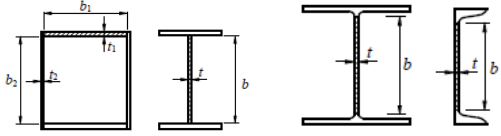
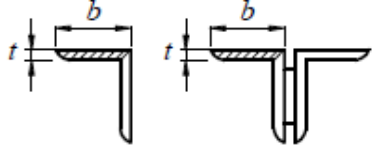
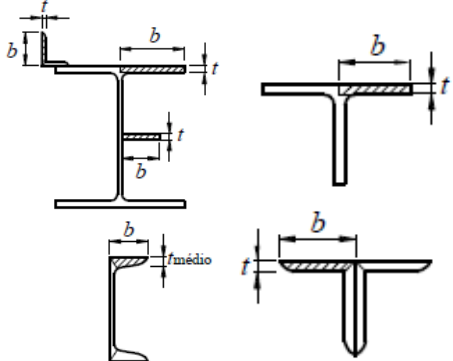
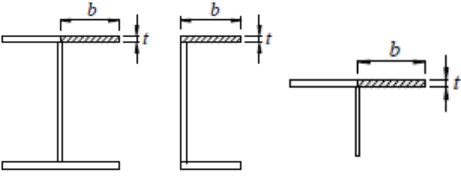
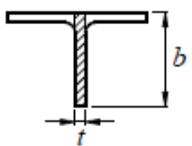
Na qual A_g é a área bruta e A_{ef} a área efetiva da seção transversal definida por (29):

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \quad (29)$$

Onde b e t , são, respectivamente, a largura e a espessura do elemento comprimido AA, conforme a Tabela 7, e b_{ef} é a largura efetiva do elemento definida pela equação (30):

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (30)$$

Tabela 7 - Valores de $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicações de b e t	$(b/t)_{lim}$
		— Mesas ou almas de seções tubulares retangulares;		
AA	1	— Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas.		$1,40 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AA	2	— Almas de seções I, H ou U; — Mesas ou almas de seção-caixão; — Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1.		$1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AL	3	— Abas ou cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travamento.		$0,45 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AL	4	— Mesas de seções I, H, T ou U laminadas; — Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas — Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas.		$0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}}$
AL	5	— Mesas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas.		$0,64 \sqrt{\frac{E}{fy/k_c}}$
AL	6	— Almas de seções T.		$0,75 \sqrt{\frac{E}{fy}}$

^a O coeficiente K_c é dado na equação (25).

3.5.3 Flexão e força cortante

Segundo a NBR-8800 (ABNT, 2008) o dimensionamento de barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante, é aplicável nas condições:

- Seções I e H com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um desses eixos;
- Seções I e H com apenas um eixo de simetria, situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- Seções T fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma;
- Seções constituídas por duas cantoneiras em forma de T, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao eixo de simetria;
- Seções U fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- Seções-caixão e tubulares retangulares com dois eixos de simetria fletidas em relação a um desses eixos;
- Seções sólidas circulares ou retangulares fletidas em relação a um dos eixos centrais de inércia;
- Seções tubulares circulares fletidas e, relação a qualquer eixo que passe pelo centro geométrico.

No dimensionamento de barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante devem atender as condições das equações (31) e (32):

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (31)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (32)$$

Na qual:

- M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;
- V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo
- M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo, dimensionado de acordo com as equações com o item 3.5.3.2.
- V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo, dimensionado de acordo com o item 3.5.3.1.

3.5.3.1 Força cortante resistente de cálculo

Em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada para:

- $\lambda \leq \lambda_p$ (seção compacta):

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (33)$$

- $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ (seção semi-compacta):

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (34)$$

- $\lambda > \lambda_r$ (seção esbelta):

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (35)$$

Em que:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (36)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (37)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (38)$$

Onde:

- V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;
- k_v 5,0 para almas sem enrijecedores transversais, para almas $\frac{a}{h} > 3$ ou para $\frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2$ e $5 + \frac{5}{(a/h)^2}$, para todos os outros casos.
- h é a altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados;

- λ_p é o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas;
- λ_r é o parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas.

3.5.3.2 Momento Fletor resistente de cálculo (M_{rd})

O momento fletor resistente de cálculo, para o estado-limite FLT é dado pelas equações (39), (40) e (41):

a) para $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (39)$$

b) para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (40)$$

c) para $\lambda > \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (41)$$

Para o estado-limite de instabilidade local de mesa, (FLM) e alma (FLA), para as seções indicadas na Tabela 8, o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas equações (42), (43) e (44):

a) para $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (42)$$

b) para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (43)$$

c) para $\lambda > \lambda_r$ (não aplicável à FLA)

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (44)$$

Tabela 8 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

Tipos de seção e eixo de flexão	Estados limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$0,7 f_y W$	Conforme observação 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Conforme observação 1
	FLM	$0,7 f_y W$	Conforme observação 2	b/t_w	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Conforme observação 2
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

Observação 1:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (45)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \quad (46)$$

Na qual

$$\beta_1 = \frac{0,7 f_y W}{E J} \quad (47)$$

a) Para seções I

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} \quad (48)$$

b) Para seções U

$$C_w = \frac{t_f (b_f - 0,5 t_w)^3 (d - t_f)^2}{12} \left[\frac{3(b_f - 0,5 t_w) t_f + 2(d - t_f) t_w}{6(b_f - 0,5 t_w) t_f + (d - t_f) t_w} \right] \quad (49)$$

Observação 2:

a) Para perfis laminados:

$$M_{cr} = \frac{0,69 E}{\lambda^2} W_c, \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y}} \quad (50)$$

b) Para perfis soldados:

$$M_{cr} = \frac{0,90 E k_c}{\lambda^2} W_c, \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y / k_c}} \quad (51)$$

3.5.4 Base de Pilares

As bases de pilares são classificadas em dois tipos:

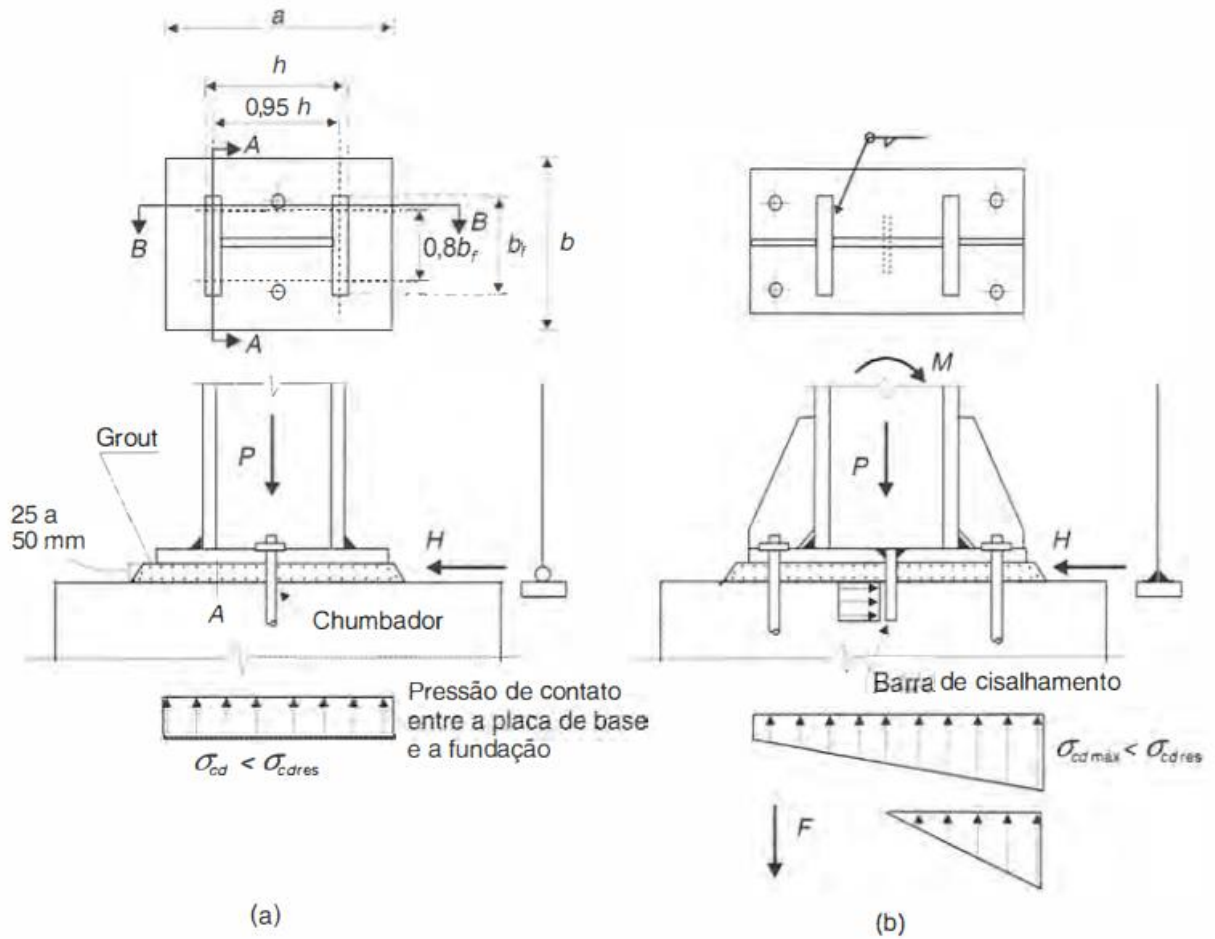
- As que são destinadas a transferir à fundação a força de corte e de compressão (P e H) (a);
- As que são destinadas para transferência de momento à fundação, e também a força horizontal e vertical.

Na Figura 1(a), a base do pilar é considerada rotulada na fundação, e esse tipo de base é dimensionada para resistir às tensões verticais e horizontais, não levando nenhum momento às fundações. Neste caso não é necessário, em teoria, a necessidade de se utilizar tirantes de ancoragem, sendo adotados ancoragens construtivas tradicionais.

Já a Figura 1 (b) apresenta a base que é denominada engastada e segundo Bellei (2008, p. 140-141) esse tipo de base é utilizada quando há a necessidade de dar à estrutura uma rigidez maior às deformações laterais. Tem por finalidade engastar os pilares às fundações por meio de vários artifícios, fazendo-as mais adaptadas com relação ao sistema estrutural adotado.

As bases engastadas são dimensionadas para resistir às cargas horizontais, verticais e momentos de engastamentos.

Figura 1 - Base de Pilar



Fonte: (PFEIL e PFEIL, 2009, p. 252)

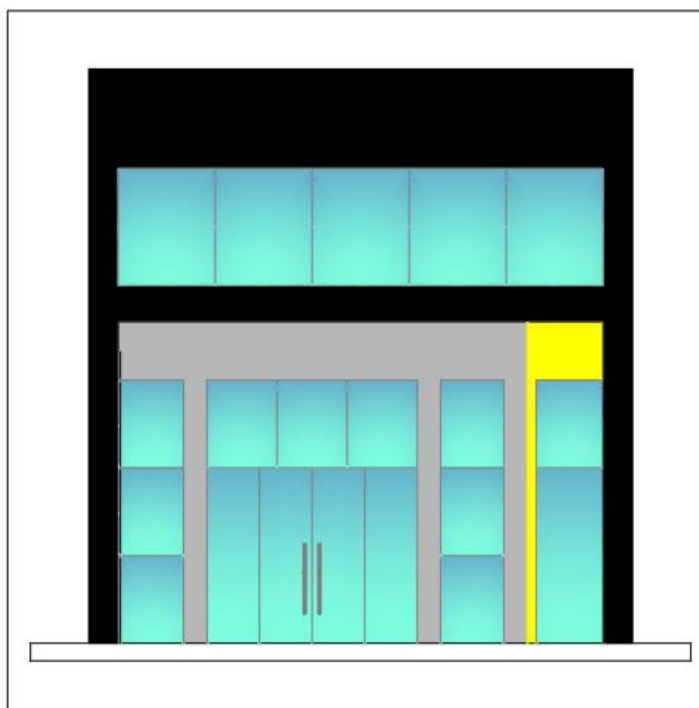
4 ESTUDO DE CASO

4.1 DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO

O projeto em estudo é um edifício comercial de três pavimentos, contendo subsolo, pavimento do salão comercial e o último pavimento composto por salas comerciais, sendo a área total da edificação 700m². O subsolo possui área de 140 m² e pé direito de 2,40m, com rampa de acesso ao salão comercial. Já o pavimento do salão comercial possui área de 280 m², com altura entre lajes de 5,50m, e pé direito de 5m. O pavimento possui ainda hall principal, copa e lavabo, além de escada de acesso às salas comerciais do pavimento superior. O andar superior é constituído por quatro salas comerciais com áreas entre 44,91m² e 48,17m², sendo contempladas por cinco lavabos, quatro copas e recepção, a altura do pavimento é de 3,00m entre lajes e o pé direito do ambiente é de 2,80m pois há forro de gesso, a área total do pavimento é 280m².

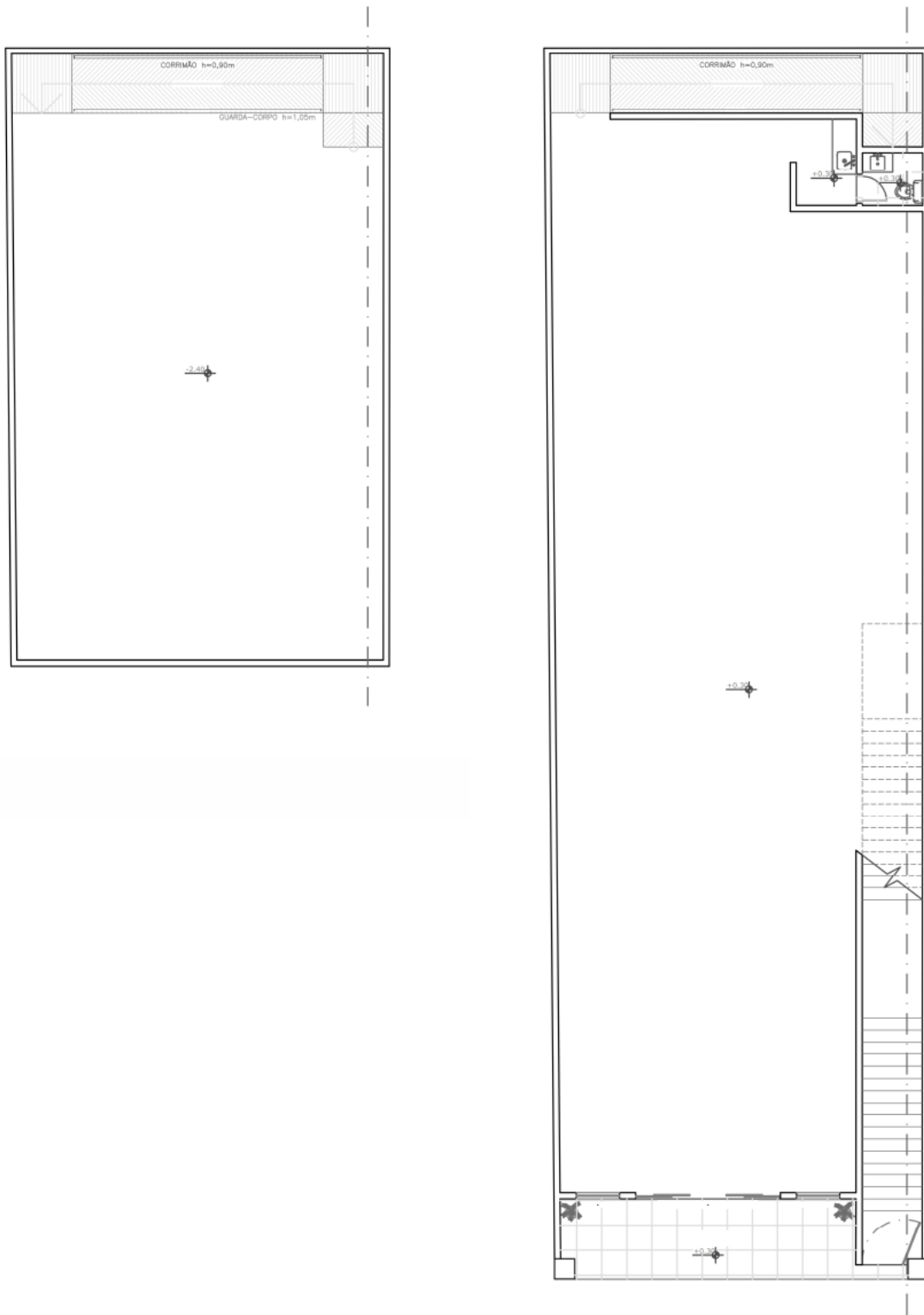
A altura total do edifício é de 13,54m considerando o subsolo, e em relação ao nível da rua é de 9,82m somado a platibanda. As dimensões do terreno são 10,00m de frente e fundo, e as laterais de 32,00m totalizando uma área de 320m².

Figura 2 - Vista da fachada da edificação



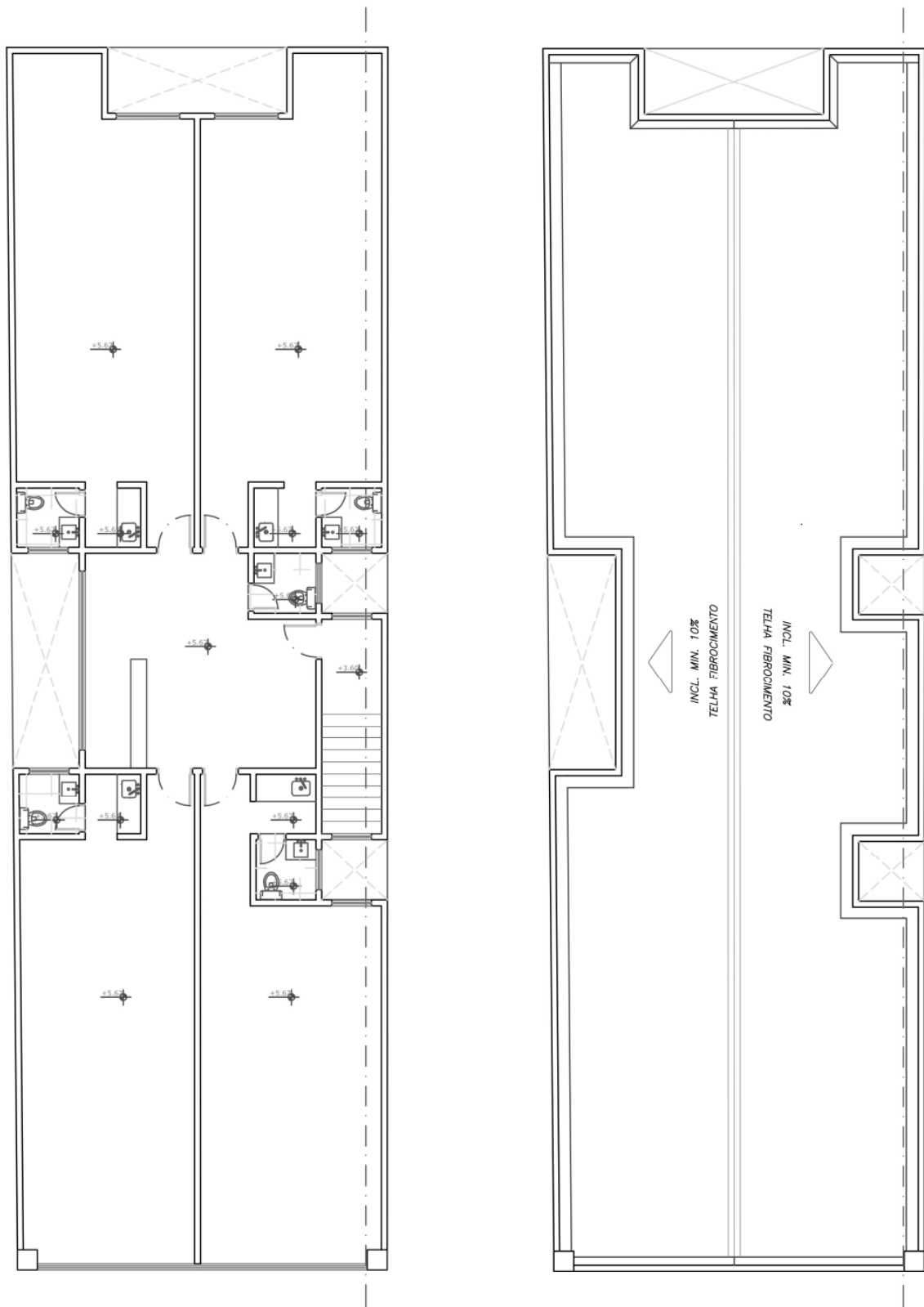
Fonte: RC Construções Metálicas Ltda

Figura 3 - Planta baixa - Pavimentos subsolo e salão comercial



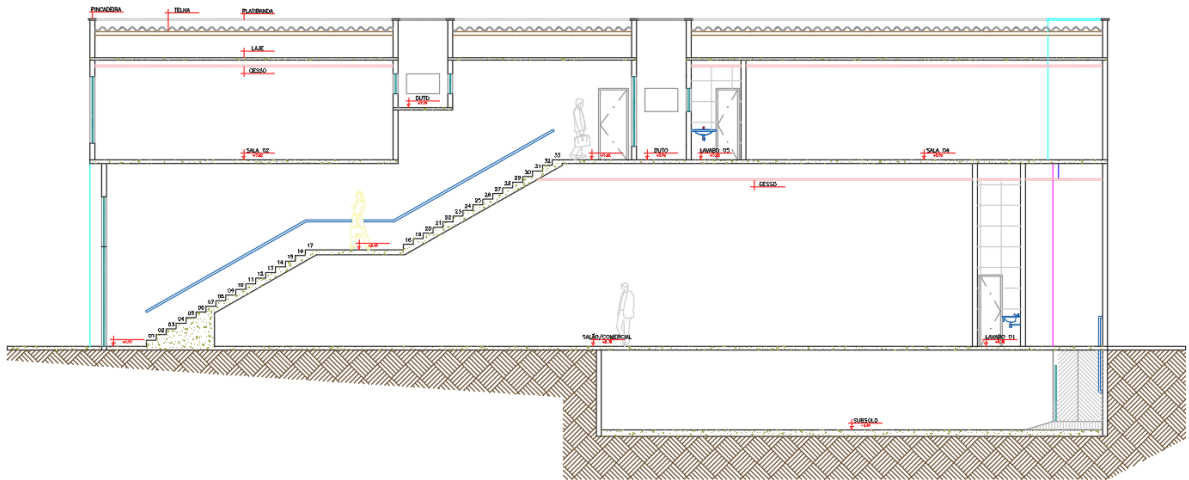
Fonte: RC Construções Metálicas LTDA

Figura 4 - Planta baixa - Pavimentos de salas comerciais e cobertura



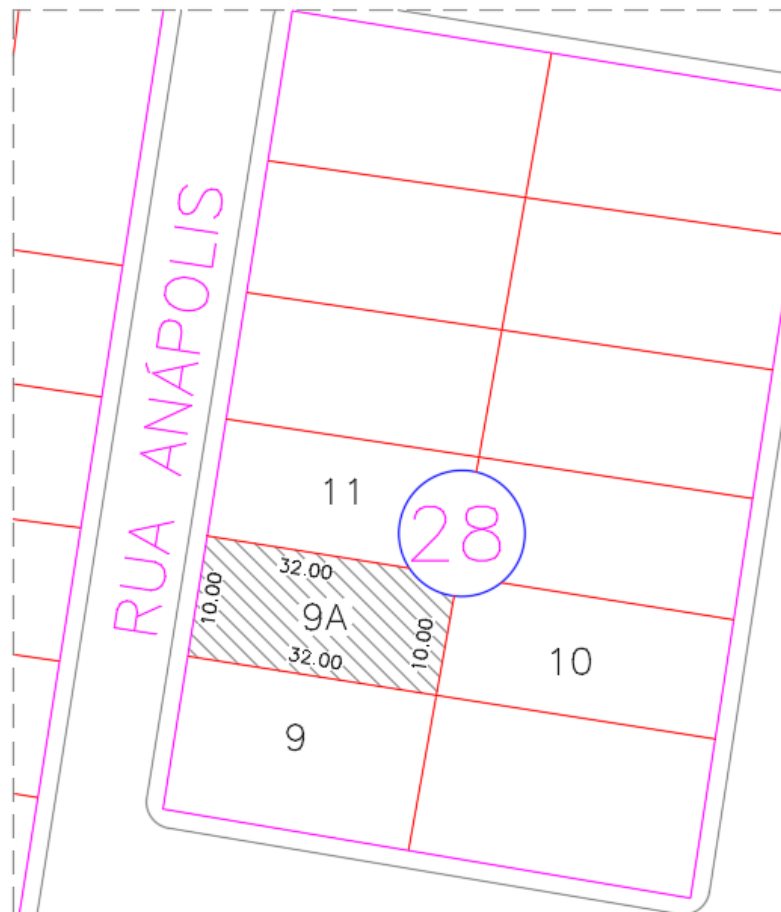
Fonte: RC Construções Metálicas LTDA

Figura 5 - Corte AA



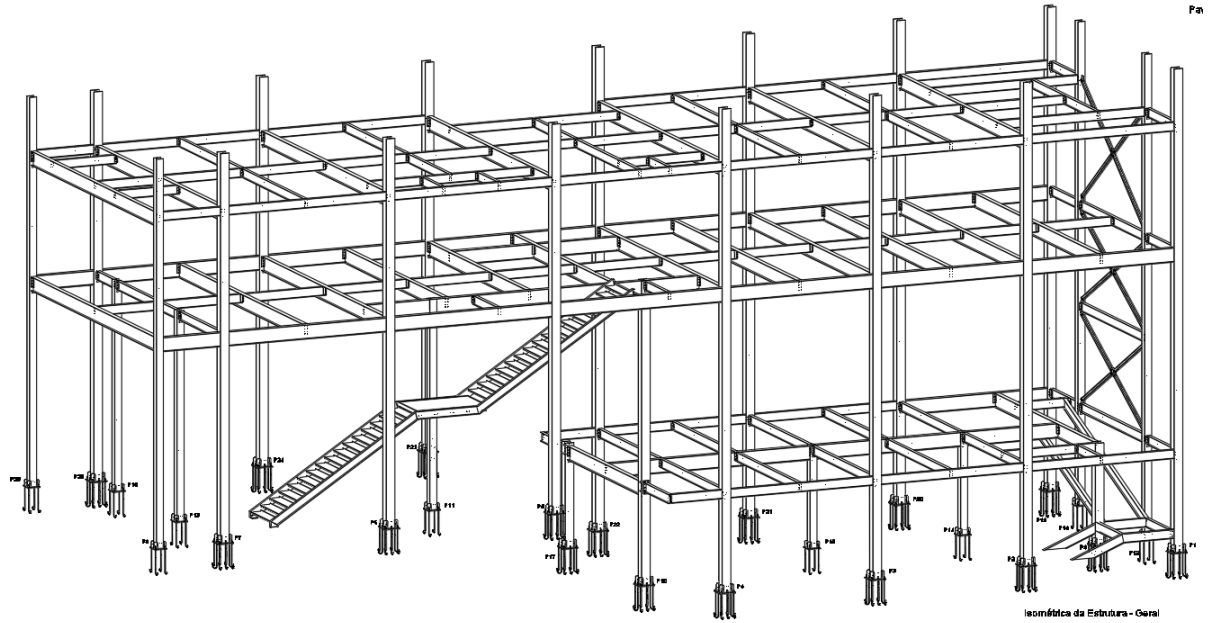
Fonte: RC Construções Metálicas LTDA

Figura 6 - Planta de localização



Fonte: RC Construções Metálicas LTDA

Figura 7 - Isométrica da estrutura metálica



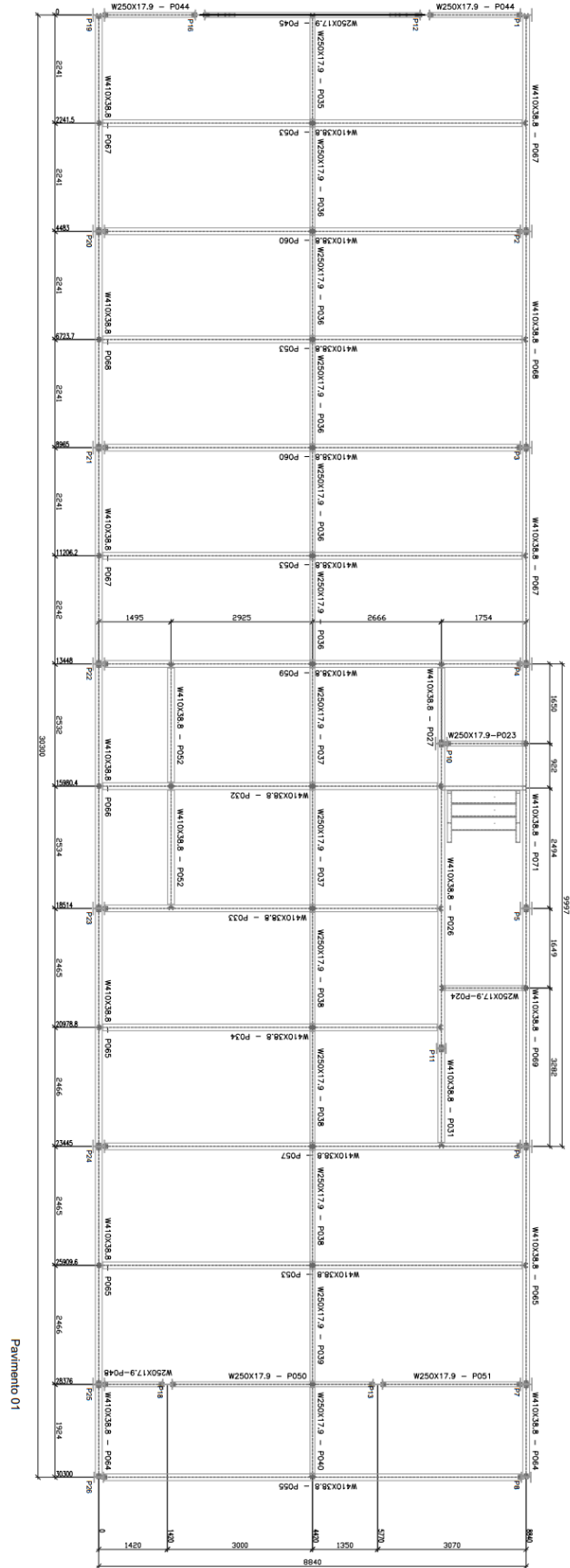
Fonte: RC Construções Metálicas LTDA

Figura 8 - Planta de forma Térreo



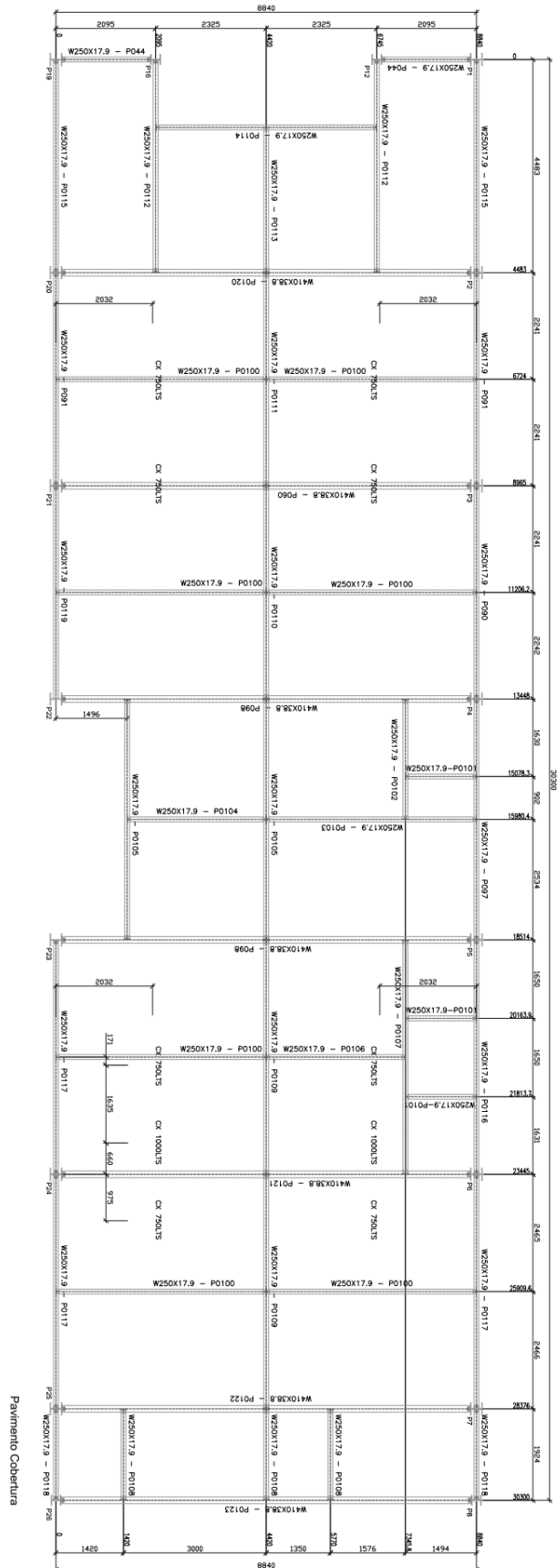
Fonte: RC Construções Metálicas LTDA

Figura 9 - Planta de forma Pavimento 1



Pavimento 01

Figura 10 - Planta de forma cobertura



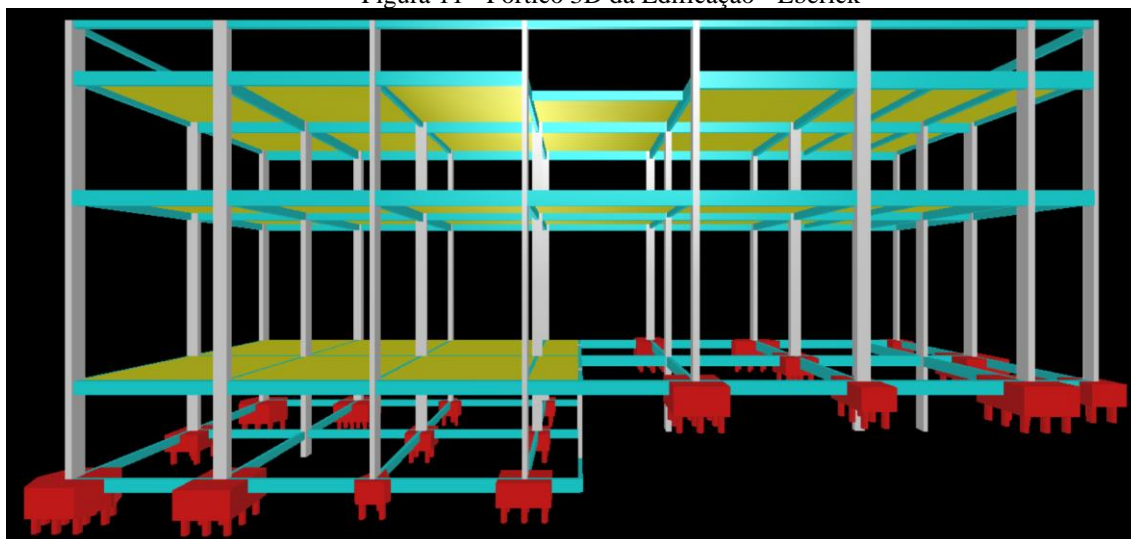
Fonte: RC Construções Metálicas LTDA

4.2 CONCRETO ARMADO

4.2.1 Software de cálculo

O software adotado para o cálculo e dimensionamento do edifício em concreto armado foi o Eberick. Trata-se de um software para elaboração de projetos estruturais em concreto armado moldado in-loco, pré-moldado, alvenaria estrutural e estruturas mistas, que possui recursos para agilizar etapas de modelagem. Ele também faz a análise da estrutura, dimensiona as peças estruturais, a compatibilização com as demais disciplinas de projeto e a gera as pranchas finais contendo detalhamentos das armaduras e planta de formas.

Figura 11 - Pórtico 3D da Edificação - Eberick



Fonte: Elaborado pelos autores

4.2.2 Parâmetros do Projeto

Para o projeto da estrutura em concreto armado foi utilizado para base de cálculo classe ambiental de agressividade II, sendo adotados concreto de 25 Mpa para os elementos constituídos por laje, viga, pilar e baldrame. Os diâmetros de bitolas adotados para o dimensionar foram os mais usuais e comercialmente viáveis.

As ações permanentes e variáveis consideradas para o dimensionamento estão de acordo com as prescrições da NBR 6118:2014. A análise foi realizada por pórtico espacial que analisa a estrutura e considera a influência de todos os elementos nos diversos pavimentos e utilizado o processo P-Delta para otimizar o cálculo dos efeitos de 2ª ordem, que é considerado

no exame do equilíbrio da estrutura deformada posterior às análises de primeira ordem e, posteriormente a obtenção destes deslocamentos são aplicadas as cargas horizontais em função do deslocamento horizontal relativo e carga axial em cada pilar do pórtico, somando as cargas fictícias às cargas horizontais existentes gerando novos deslocamentos, este processo é repetido por iteração até que não existam diferenças significantes entre duas iterações que se sucedem.

4.2.3 Ações Permanentes

As ações permanentes consideradas no dimensionamento da estrutura foram:

- a) Peso próprio – sendo adotado a massa específica do concreto como 2.500 kg/m^3 conforme recomenda a NBR 6118:2014 para os elementos em concreto armado (Vigas, pilares, lajes e fundação);
- b) Peso dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes – considerando cargas de paredes e revestimentos para o dimensionamento dos elementos estruturais.

4.2.4 Ações Variáveis

As ações variáveis consideradas no cálculo da estrutura foram:

- a) Cargas acidentais previstas para o uso da construção – adotadas baseando-se na NBR 6120:1980, correspondendo a cargas verticais de 2 kN/m^2 para salas de uso geral e banheiros de escritórios e, 3 kN/m^2 para as escadas e corredores com acesso público.

4.2.5 Lajes

As lajes dimensionadas no projeto são maciças com espessuras entre 10 cm e 14 cm de acordo com as solicitações exigidas. Foram utilizados aços CA60 e CA50 com bitolas entre 5.0 mm à 12.5 mm.

4.2.6 Vigas

Foram utilizadas 4 seções diferentes de vigas para melhor atender o projeto, de forma a manter um padrão entre elas e não dificultar a execução, estas são de 30cm x 15cm, 35cm x 15cm, 40cm x 15cm e 45cm x 15cm. Assim como nas lajes, foram utilizados aços CA60 e CA50 com seções entre 5.0 mm à 12.5 mm

4.2.7 Pilares

Para os pilares foram utilizados 5 tipos de seções diferentes, porém, do mesmo modo que as vigas, mantendo um padrão entre eles, sendo estes de 15cm x 40 cm, 16cm x 40 cm, 15cm x 45 cm, 16cm x 45 cm e 17cm x 45 cm. Os aços utilizados foram CA60 e CA50 com bitolas entre 5.0 mm à 16.0 mm.

4.3 ESTRUTURAS METÁLICAS

4.3.1.1 Roteiro de cálculo para dimensionamento dos elementos

4.3.1.2 Dimensionamento das vigas

O dimensionamento das vigas é feito através da combinação de cargas atuantes na estrutura mais os coeficientes de majoração, definidos por norma. Conforme demonstrado a seguir:

4.3.1.2.1 Parâmetros

Viga do projeto: P0115

Perfil: W250x17.9

Aço: A572 GR.50

Peso Especifico do Concreto: $25 \text{ kN/m}^3 = 2500 \text{ Kgf/m}^3$

$L_b = 1,048 \text{ m}$

Peso do aço da viga = $17,9 \text{ Kgf/m}$

Peso da laje = $1,048 \text{ m} * 0,10 \text{ m} * 2500 \text{ Kgf/m}^3 = 262 \text{ Kgf/m}$

Peso do revestimento = $1,048 \text{ m} * 100 \text{ Kgf/m}^2 = 104,8 \text{ Kgf/m}$

Sobrecarga = $1,048 \text{ m} * 200 \text{ Kgf/m}^2 = 209,6 \text{ Kgf/m}$

4.3.1.2.2 Combinação de Cargas

Comb 1 = (1,2 * Peso aço) + (1,2 * Peso laje) + (1,2 * Peso revestimento) + (1,3 * Sobrecarga)

Comb 1 = (1,2 * 17,9) + (1,2 * 262) + (1,2 * 104,8) + (1,3 * 209,6)

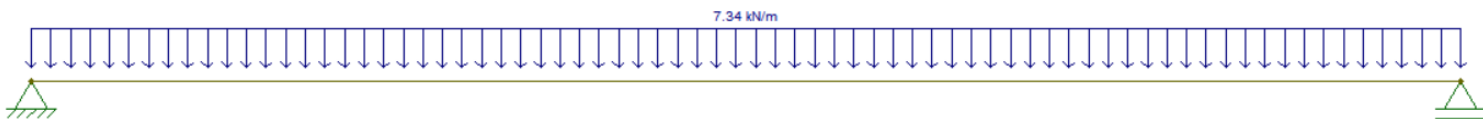
Comb 1 = 733,76 Kgf/m

Comb 2 = (1 * Peso aço) + (1 * Peso laje) + (1 * Peso revestimento) + (1 * Sobrecarga)

Comb 2 = (1 * 17,9) + (1 * 262) + (1 * 104,8) + (1 * 209,6)

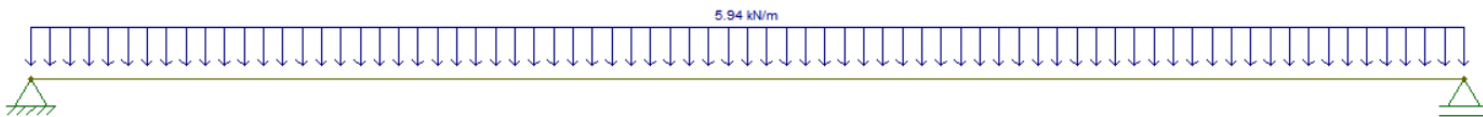
Comb 2 = 594 Kgf/m = 5,82515 KN/m = 0,0582515 KN/cm

Figura 12 - Diagrama de Cargas da combinação I



Fonte: Elaborado pelos autores

Figura 13 - Diagrama de Cargas da combinação II



Fonte: Elaborado pelos autores

A combinação I é calculada com um arranjo de cargas que são majoradas, com isso deve ser adotada no cálculo dos momentos fletores e cortantes. Conforme apresentada na Figura 14 e Figura 15.

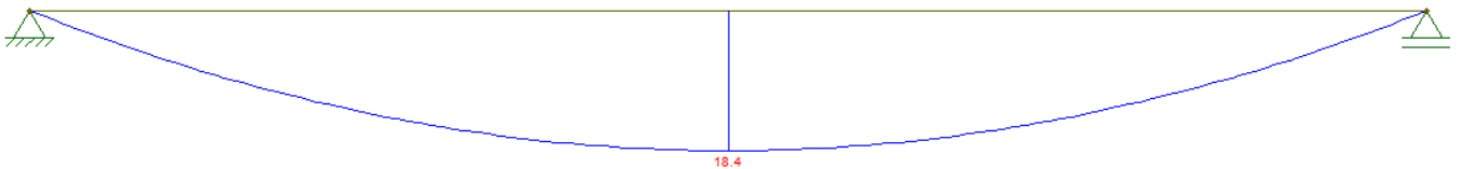
Cálculo de momento fletor com a combinação 1:

$$M_{Sd} = \frac{Q * L^2}{8}$$

$$M_{Sd} = \frac{733,76 * 4,483^2}{8}$$

$$M_{Sd} = 1843,323 \text{ Kgf. m}$$

Figura 14 - Diagrama de momento fletor da combinação I



Fonte: Elaborados pelos autores

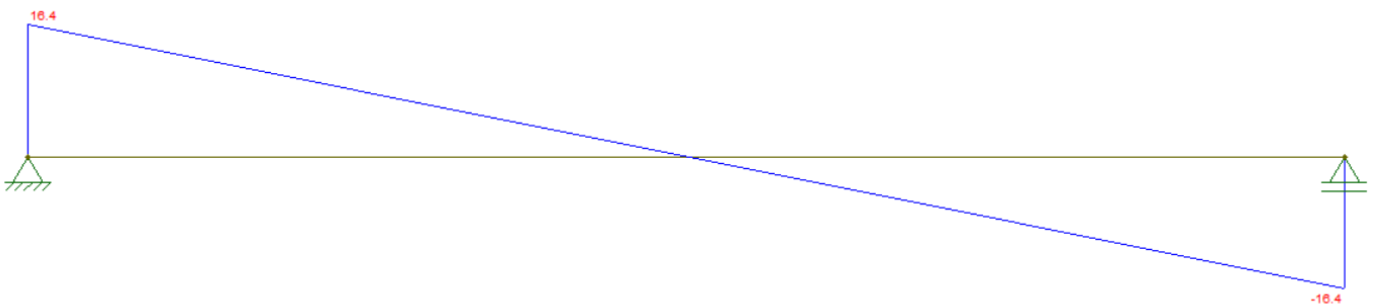
Cálculo de esforço cortante com a combinação 1:

$$V_{Sd} = \frac{Q * L}{2}$$

$$V_{Sd} = \frac{733,76 * 4,483}{2}$$

$$V_{Sd} = 1644,723 \text{ kgf} = 16,447 \text{ kN}$$

Figura 15 - Diagrama de esforço cortante da combinação I



Fonte: Elaborado pelos autores

4.3.1.2.3 Deslocamento Vertical

Segundo a norma, o deslocamento vertical não deve ultrapassar o valor de $\frac{Lb}{250}$ para lajes forro. Conforme demonstrado:

$$\Delta_{\max} = \frac{Lb}{250} = \frac{4,483}{250} = 0,017932 \text{ m ou } 1,7932 \text{ cm}$$

A combinação II é calculada com um arranjo de cargas não majoradas, para o cálculo do deslocamento vertical real da estrutura.

Dados para cálculo:

Inércia do perfil W250x17,9, fornecido pela fabricante Gerdau: $I_x = 2291 \text{ cm}^4$

Módulo de elasticidade do aço: $E = 20000 \text{ KN/cm}$

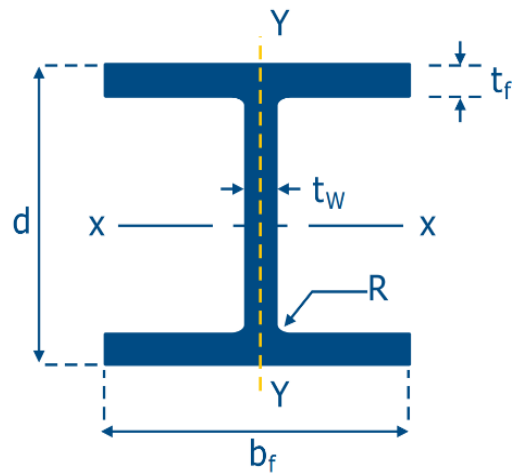
$$\Delta = \frac{5PL^4}{384EI_x} = \frac{5 * 0,0582515 * 448,3^4}{384 * 20000 * 2291} = 0,669 \text{ cm}$$

Sendo o Δ calculado menor do que Δ_{\max} , o deslocamento vertical da peça está dentro do limite máximo que pode ser exigido o perfil.

4.3.1.2.4 Cisalhamento

Para verificar o cisalhamento da viga são utilizados os seguintes parâmetros obtidos através da tabela do fabricante:

Figura 16 - Características do Perfil de Aço



Fonte: Catálogo Gerdau

$$d = 251 \text{ mm}$$

$$d' = 220 \text{ mm}$$

$$t_w = 4,8 \text{ mm}$$

$$k_v = 5,0$$

$$E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$t_f = 5,3 \text{ mm}$$

$$r_y = 1,99 \text{ cm}$$

$$W_x = 182,6 \text{ cm}^3$$

$$J = 2,54 \text{ cm}^4$$

$$b_f = 101 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{220}{4,8} = 45,83$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 * 20000}{34,5}} = 73,76$$

Sendo $\lambda < \lambda_p < \lambda_r$, a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) orienta para cálculo da força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) a equação (52) é definida por:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (52)$$

Sendo V_{pl} definido por:

$$V_{pl} = 0,60 * A_w * f_y \quad (53)$$

E A_w sendo:

$$A_w = d t_w = 25,1 * 0,48 = 12,048 \text{ cm}^2 \quad (54)$$

$$V_{pl} = 0,60 * 12,048 * 34,5$$

$$V_{pl} = 249,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{249,4}{1,1}$$

$$V_{Rd} = 226,7 \text{ kN}$$

Consoante a verificação onde $V_{Rd} > V_{Sd}$, a viga resiste ao esforço cortante e ao cisalhamento.

4.3.1.2.5 *Momento Fletor*

Para o momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} , devem ser considerados os estados-limites últimos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA).

Flambagem lateral com torção (FLT):

$$\beta_1 = \frac{0,7 f_y W_x}{E J} = \frac{0,7 * 34,5 * 182,9}{20000 * 2,54} = 0,08680$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} = \frac{91 * (25,1 - 0,53)^2}{4} = 13.733,8315$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{448,3}{1,99} = 225,276$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,3758$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{91 * 2,54}}{1,99 * 2,54 * 0,08680} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 13.733,8315 * 0,08680^2}{91}}} = 123,1343$$

$$M_{cr} = 0,70 f_y W_x = 0,70 * 34,5 * 182,6 = 4.409,79 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl} = Z_x * f_y = 211 * 34,5 = 7279,5 \text{ kNcm}$$

$$\lambda > \lambda_r$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{Rd} = \frac{4409,79}{1,1} \leq \frac{7279,5}{1,1}$$

$$M_{Rd} = 4008,9 \leq 6617,73$$

Para calcular a flambagem local da mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{101}{2 * 5,3} = 9,528$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{0,7 * 34,5}} = 23,88$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$$

$$M_r = 0,70 f_y W_x$$

$$M_r = 0,70 * 34,5 * 182,6$$

$$M_r = 4409,79 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{1,1} \left[7279,5 - (7279,5 - 4409,79) \frac{9,528 - 9,15}{23,88 - 9,15} \right]$$

$$M_{Rd} = 6550,78 \text{ kNcm}$$

Para calcular a flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{240}{4,8} = 50$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

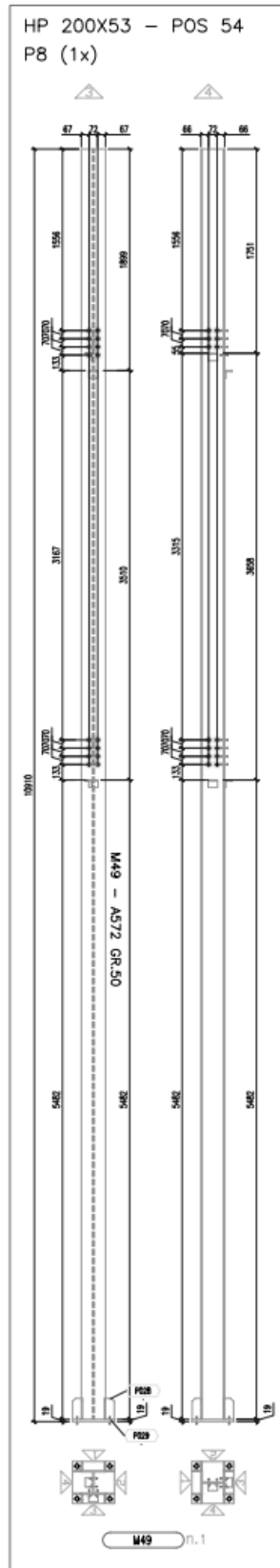
$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 137,24$$

$$M_R = f_y W_x = 34,5 * 72,6 = 6299,7 \text{ kNcm}$$

Sendo $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{7279,5}{1,1} = 6617,72 \text{ kNcm}$$

Figura 17 – Pilar 8



Fonte: RC Construções Metálicas LTDA

4.3.1.3 Dimensionamento de pilar

4.3.1.3.1 Cálculo de resistência de um pilar à compressão:

Perfil: HP 200x53

$$A_g = 68,1 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 34,5$$

$$R_y = 4,96 \text{ cm}$$

$$R_x = 8,55 \text{ cm}$$

$$b_f = 207 \text{ mm}$$

$$t_f = 11,3 \text{ mm}$$

$$t_w = 11,3 \text{ mm}$$

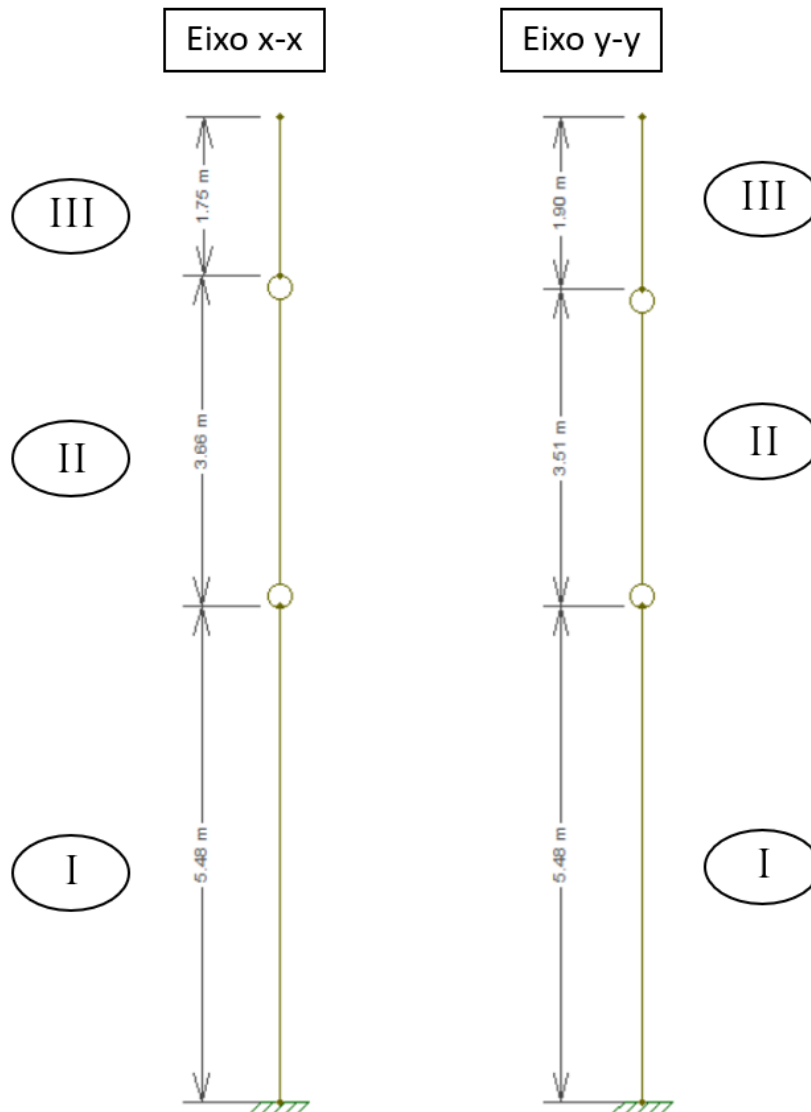
$$d' = 161 \text{ mm}$$

- Área de influência (Ai):

$$A_i = \frac{1,924 * 3,070}{4} = 1,47667 \text{ m}^2$$

- Instabilidade Global:

Figura 18 - Eixos x-x e y-y do pilar calculado



Fonte: Elaborado pelos autores

x-x

I-

$K = 0,8$

$L_i = 548,2 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{K L}{R_x} = \frac{0,8 * 548,2}{8,55} = 51,29 < 200$$

II -

$$K = 1$$

$$L_i = 365,8 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{K L}{R_x} = \frac{1 * 365,8}{8,55} = 42,78 < 200$$

III -

$$K = 2$$

$$L_i = 175,1 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{K L}{R_x} = \frac{2 * 175,1}{8,55} = 40,96 < 200$$

y-y

I -

$$K = 0,8$$

$$L_i = 548,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{K L}{R_y} = \frac{0,8 * 548,2}{4,96} = 88,42 < 200$$

II -

$$K = 1$$

$$L_i = 351,0 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{K L}{R_y} = \frac{1 * 351,0}{4,96} = 70,76 < 200$$

III -

$$K = 2$$

$$L_i = 189,9 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{KL}{R_y} = \frac{2 \cdot 189,9}{4,96} = 76,57 < 200$$

- Instabilidade Local (Chapas):

$$\text{Mesa (AL)} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{207}{2 \cdot 11,3} = 9,16 < 13,5$$

$$QS = 1$$

$$\text{Alma (AA)} = \frac{d'}{t_w} = \frac{161}{11,3} = 14,25 < 36$$

$$QA = 1$$

$$Q = QS * QA = 1 * 1 = 1$$

- Força Resistente

Conforme orientação da NBR 8800 (ABNT, 2008), adota o maior λ calculado para os eixos x-x e y-y:

x-x

$$\lambda = 51,29$$

y-y

$$\lambda = 88,42$$

Para aço A572 Gr. 50 o λ_0 é igual a 0,0132 λ .

$$\lambda_{0x} = 0,0132\lambda_x = 0,0132 * 51,29 = 0,677$$

$$\lambda_{0y} = 0,0132\lambda_y = 0,0132 * 88,42 = 1,167$$

O valor de χ , usado para encontrar a força axial de cálculo (Nd), é obtido na Tabela 6 em função do índice de esbeltez λ_0 .

$$Nd_x = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,829 * 1 * 68,1 * 34,5}{1,1} = 1.770,63 \text{ kN}$$

$$Nd_y = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,569 * 1 * 68,1 * 34,5}{1,1} = 1.215,30 \text{ kN}$$

Para o dimensionamento do pilar será adotado a força axial de cálculo em y (Nd_y), pois é a menor força encontrada, ou seja, a força máxima que o pilar poderá ser solicitado.

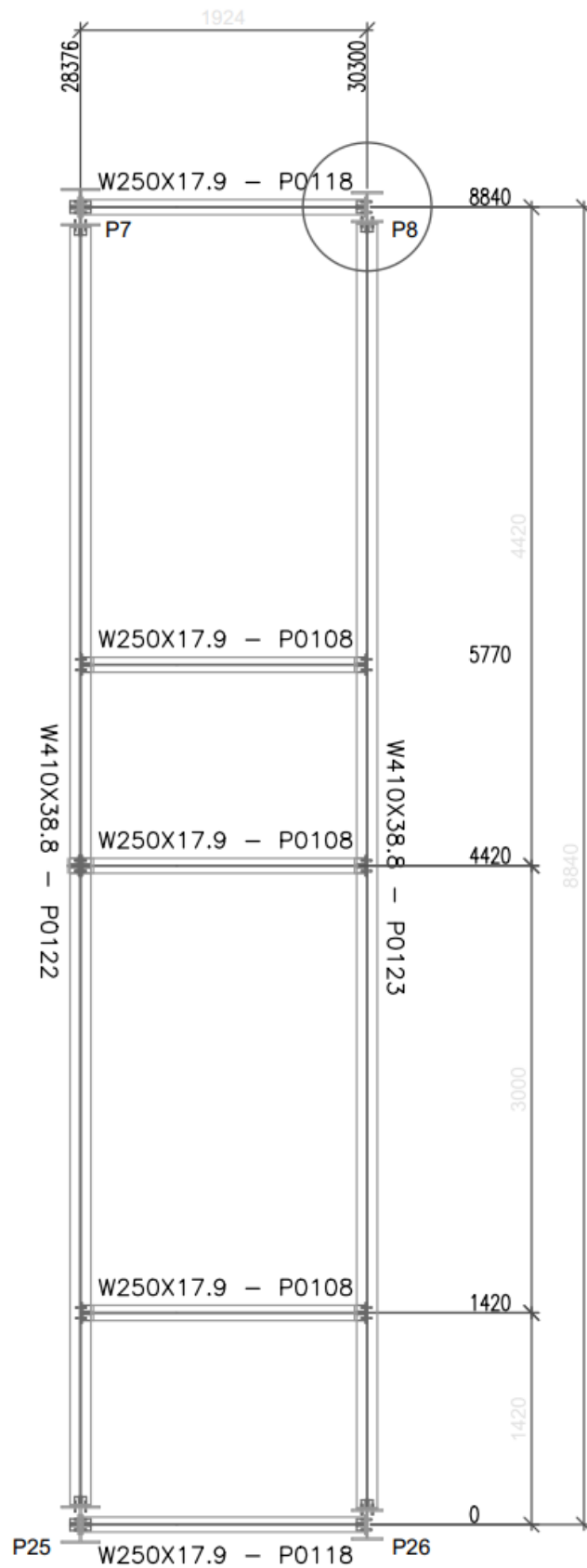
4.3.1.3.2 Cálculo do Esforço Solicitado no Pilar

Para o cálculo do esforço solicitado do pilar P8, é necessário encontrar as cargas da área de influência atuante sobre ele. O pilar exemplo resiste a carga transmitida por duas vigas do pavimento de salas comerciais e mais duas do pavimento do salão.

Para base de cálculos usamos vigas bi-apoiadas, desconsiderando as vigas P0108, conforme detalhes da Figura 19.

Vigas do pavimento das salas comerciais:

Figura 19 - Pilar exemplo e vigas de influência – Pavimento Salas comerciais



Fonte: RC Construções Metálicas LTDA

Viga P0118 (W250x17,9)

$$\text{Área de influência} = 1,924 * 4,420 = 8,50 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso do aço} = 17,9 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Peso da laje} = (8,50 \text{ m}^2 * 0,10 \text{ m} * 2500 \text{ Kgf/m}^3) / 1,924 = 1.104,47 \text{ Kgf/m}$$

$$\text{Peso do revestimento} = (8,50 \text{ m}^2 * 100\text{kgf/m}^2) / 1,924\text{m} = 441,78 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = (8,50\text{m}^2 * 200\text{kgf/m}^2) / 1,924\text{m} = 883,58 \text{ kgf/m}$$

Acrescentando o coeficiente de majoração

$$\text{Carregamento 1} = (1,2 * \text{peso do aço}) + (1,2 * \text{peso da laje}) + (1,2 * \text{peso revestimento}) + (1,3 * \text{sobrecarga})$$

$$\text{Carregamento 1} = (1,2 * 17,9) + (1,2 * 1.104,47) + (1,2 * 441,78) + (1,3 * 883,58)$$

$$\text{Carregamento 1} = 3.025,63 \text{ kgf/m} = 30,26 \text{ KN/m}$$

Viga P0123 (W410x38,8)

$$\text{Área de influência} = 0,962 * 8,840 = 8,50\text{m}^2$$

$$\text{Peso do aço} = 38,8 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Peso da laje} = (8,50 \text{ m}^2 * 0,10 \text{ m} * 2500 \text{ Kgf/m}^3) / 8,84 = 240,38 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Peso do revestimento} = (8,50 \text{ m}^2 * 100\text{kgf/m}^2) / 8,84\text{m} = 96,15 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = (8,50\text{m}^2 * 200\text{kgf/m}^2) / 8,84\text{m} = 192,3 \text{ kgf/m}$$

Acrescentando o coeficiente de majoração:

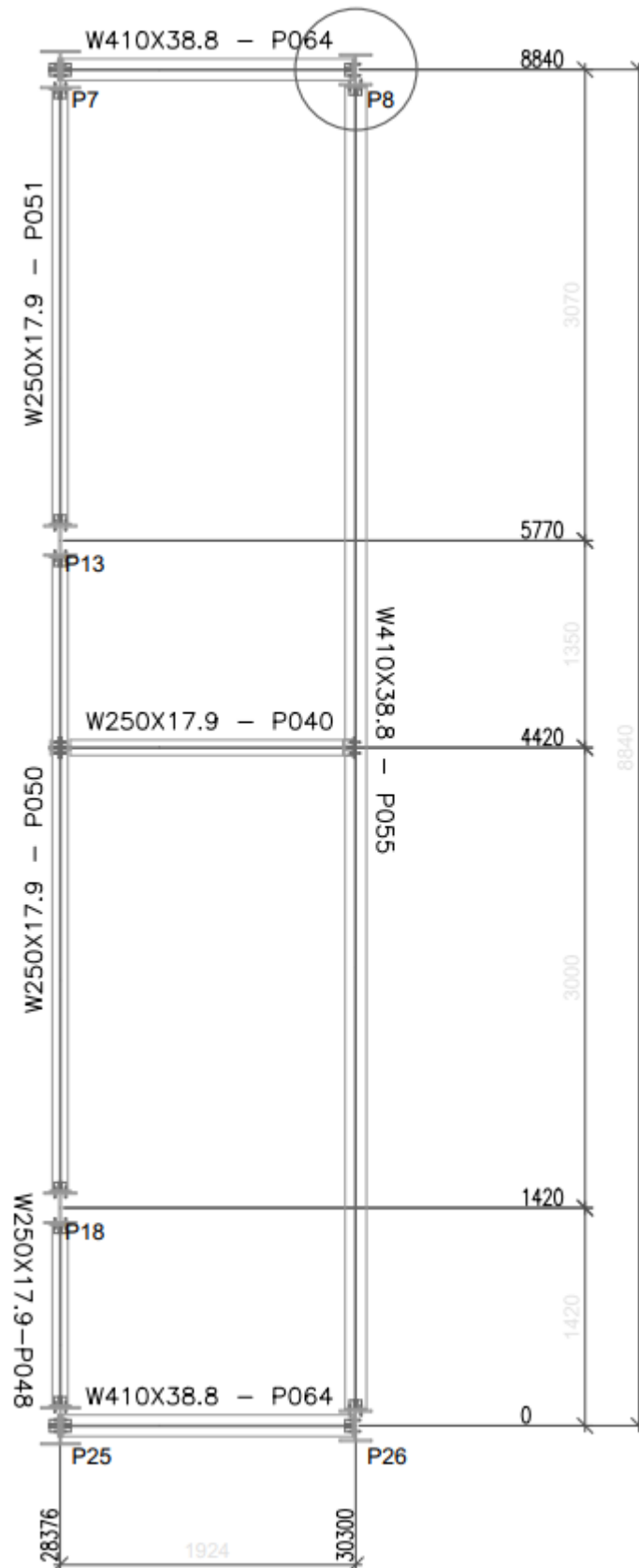
Carregamento 2 = (1,2 * peso do aço) + (1,2 * peso da laje) + (1,2 * peso revestimento) + (1,3 * sobrecarga)

Carregamento 2 = (1,2 * 38,8) + (1,2 * 240,38) + (1,2 * 96,15) + (1,3 * 192,31)

Carregamento 2 = 700,4 kgf/m = 7.004 KN/m

Vigas do pavimento salão comercial, detalhadas na Figura 20:

Figura 20 - Pilar exemplo e vigas de influência – Pavimento salão comercial



Fonte: RC Construções Metálicas LTDA

Viga P064 (W410x38,8)

$$\text{Área de influência} = 1,924 * 4,420 = 8,50 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso do aço} = 38,8 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Peso da laje} = (8,50 \text{ m}^2 * 0,10 \text{ m} * 2500 \text{ Kgf/m}^3) / 1,924 = 1.104,47 \text{ Kgf/m}$$

$$\text{Peso do revestimento} = (8,50 \text{ m}^2 * 100\text{kgf/m}^2) / 1,924\text{m} = 441,78 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = (8,50\text{m}^2 * 200\text{kgf/m}^2) / 1,924\text{m} = 883,58 \text{ kgf/m}$$

Acrescentando o coeficiente de majoração

$$\text{Carregamento 3} = (1,2 * \text{peso do aço}) + (1,2 * \text{peso da laje}) + (1,2 * \text{peso revestimento}) + (1,3 * \text{sobrecarga})$$

$$\text{Carregamento 3} = (1,2 * 38,8) + (1,2 * 1.104,47) + (1,2 * 441,78) + (1,3 * 883,58)$$

$$\text{Carregamento 3} = 3.050,71 \text{ kgf/m} = 30,51 \text{ KN/m}$$

Viga P055 (W410x38,8)

$$\text{Área de influência} = 0,962 * 8,840 = 8,50\text{m}^2$$

$$\text{Peso do aço} = 38,8 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Peso da laje} = (8,50 \text{ m}^2 * 0,10 \text{ m} * 2500 \text{ Kgf/m}^3) / 8,84 = 240,38 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Peso do revestimento} = (8,50 \text{ m}^2 * 100\text{kgf/m}^2) / 8,84\text{m} = 96,15 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = (8,50\text{m}^2 * 200\text{kgf/m}^2) / 8,84\text{m} = 192,3 \text{ kgf/m}$$

Acrescentando o coeficiente de majoração:

Carregamento 4 = (1,2 * peso do aço) + (1,2 * peso da laje) + (1,2 * peso revestimento) + (1,3 * sobrecarga)

$$\text{Carregamento 4} = (1,2 * 38,8) + (1,2 * 240,38) + (1,2 * 96,15) + (1,3 * 192,31)$$

$$\text{Carregamento 4} = 700,4 \text{ kgf/m} = 7,004 \text{ kN/m}$$

Por ser viga bi-apoiada dividimos cada carregamento por dois para achar a resultante de cada pilar. Depois somando as reações temos o esforço que o pilar é solicitado.

$$\text{Carregamento 1} = 3025,63 \text{ kgf/m} * 1,924 \text{ m} = 5.821,31 \text{ kgf} = 58,21 \text{ kN}$$

$$(58,21 \text{ kN})/2 = 29,10 \text{ kN}$$

$$\text{Carregamento 2} = 700,4 \text{ kgf/m} * 8,84 \text{ m} = 6.191,54 \text{ kgf} = 61,91 \text{ kN}$$

$$(61,91 \text{ kN})/2 = 30,95 \text{ kN}$$

$$\text{Carregamento 3} = 3050,71 \text{ kgf/m} * 1,924 \text{ m} = 5.869,57 \text{ kgf} = 58,70 \text{ kN}$$

$$(58,70 \text{ kN})/2 = 29,35 \text{ kN}$$

$$\text{Carregamento 4} = 700,4 \text{ kgf/m} * 8,84 \text{ m} = 6.191,54 \text{ kgf} = 61,91 \text{ kN}$$

$$(61,91 \text{ kN})/2 = 30,95 \text{ kN}$$

$$\text{Total} = 29,10 + 30,95 + 29,35 + 30,95$$

$$\text{Total} = 120,35 \text{ kN}$$

O pilar P8 é solicitado em 120,35 kN, ou seja, resiste ao carregamento solicitado, pois o esforço solicitado é menor que o esforço resistente do pilar.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ORÇAMENTOS

5.1.1 ORÇAMENTO DA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

Após configurar as definições de projeto no software Eberick, realizar o lançamento dos pavimentos e elementos estruturais, adicionar as cargas permanentes e variáveis, definir os parâmetros de análise, escolher os materiais a serem utilizados e as propriedades destes materiais, foi processada a estrutura no programa para análises e correções de eventuais erros de lançamentos.

Finalizado o processo de lançamentos e correções de projeto no software foi novamente processada a estrutura. É então fornecido pelo software vários relatórios para análise como: estabilidade global, deslocamento horizontais, análise P-Delta, imperfeições globais, cargas na fundação, esforços na fundação. Além destes relatórios também são geradas as pranchas, pranchas de fôrma, planta de locação, planta de locação das estacas, planta de cargas e corte esquemático. Também é gerado o dimensionamento e detalhamento dos elementos.

É apresentado na Tabela 11, presente no Anexo A, o orçamento da estrutura em concreto armado, com valores de referência a tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) e contemplando toda a estimativa de custos da obra, sendo o valor total encontrado de R\$ 388.120,89.

5.1.2 ORÇAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA

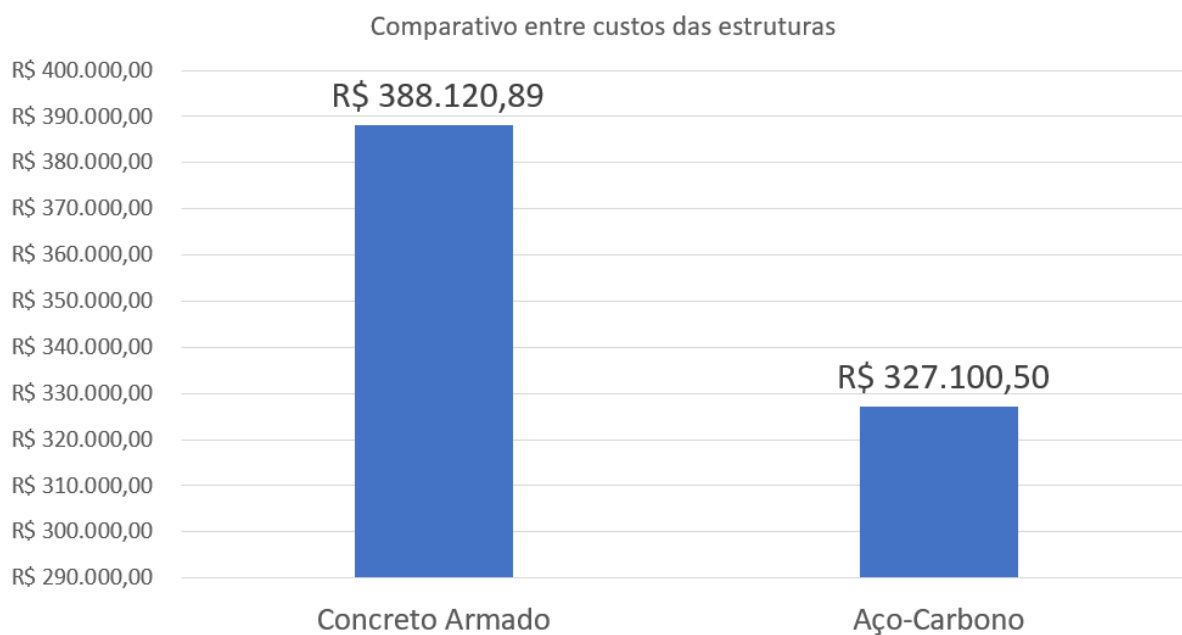
O orçamento da estrutura em aço carbono foi concedido pela RC Construções Metálicas Ltda., sendo considerando todo o material mais a mão-de-obra com o custo de R\$9,00 por kg de estrutura, conforme demonstrado na Tabela 12, presente no Anexo B. O valor total encontrado foi de R\$ 327.100,50.

5.1.3 Análise comparativa dos orçamentos

Após análise dos dados obtidos no estudo de caso foi gerado o Gráfico 1, que mostra os resultados monetariamente de cada tipo estrutural e demonstra que a estrutura em aço-

carbono é mais viável economicamente, mesmo não sendo uma edificação de grande porte. A diferença encontrada foi de R\$ 61.020,39, ou seja, a estrutura em aço equivale a 84,28% do valor da estrutura em concreto armado, uma economia de 15,72%.

Gráfico 1 - Comparativo entre custos das estruturas



Fonte: Elaborado pelos autores

5.2 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE CUSTOS DE ELABORAÇÃO DE PROJETOS

5.2.1 CUSTO DO PROJETO EM CONCRETO ARMADO

O custo total do projeto em concreto armado foi cedido pela AM Projetos LTDA sendo este de R\$ 4.000,00.

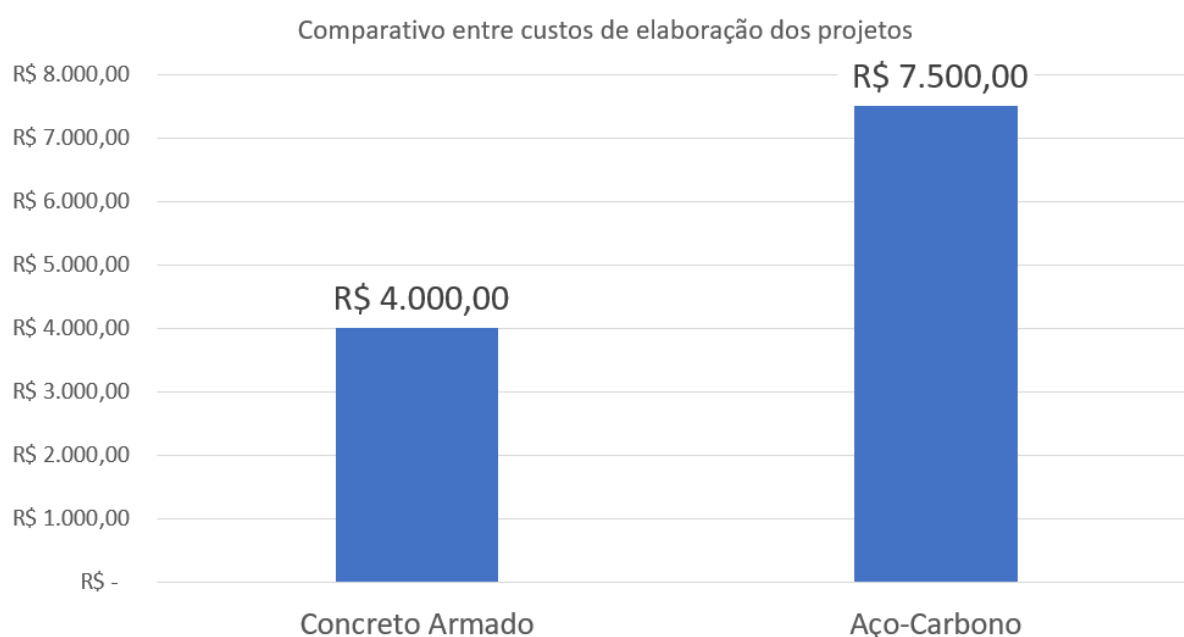
5.2.2 CUSTO DO PROJETO EM AÇO CARBONO

O custo total do projeto em aço carbono foi cedido pela RC Construções Metálicas Ltda sendo este de R\$ 7.500,00.

5.2.3 COMPARATIVO ENTRE CUSTOS DOS PROJETOS

Com base na análise dos resultados foi elaborado o Gráfico 2 que mostra o comparativo entre custos de elaboração dos projetos. A diferença encontrada foi de R\$3.500,00, ou seja, o projeto em concreto armado custa 53% do projeto em aço carbono.

Gráfico 2 - Comparativo entre custos de elaboração dos projetos



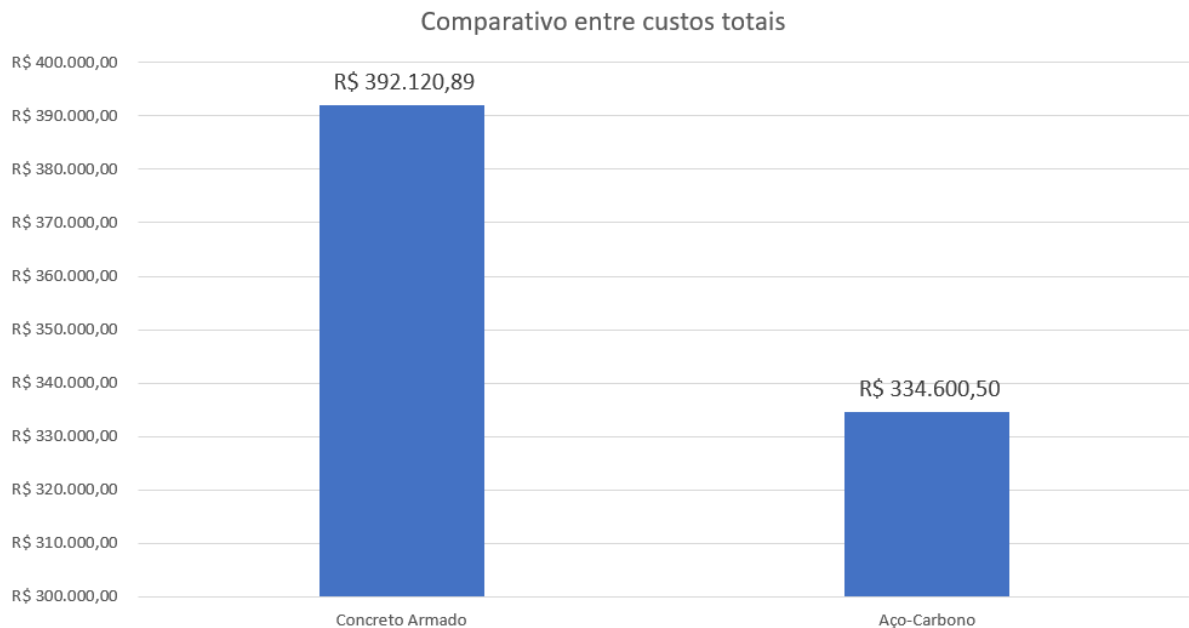
Fonte: Elaborado pelos autores

5.2.4 COMPARATIVO ENTRE CUSTOS TOTAIS

Embora o custo de elaboração de projeto em aço-carbono seja mais elevado do que o de concreto armado, o custo total, projeto mais estrutura, se mostrou mais viável em aço-carbono, conforme demonstrado no Gráfico 3.

Após análise dos dados obtidos no estudo de caso, mostrou-se que os custos totais da estrutura em aço-carbono são menos onerosos. A diferença encontrada foi de R\$ 57.520,39, ou seja, a estrutura em aço equivale a 85,33% do custo total da estrutura em concreto armado, uma economia de 14,67%.

Gráfico 3 - Comparativo entre custos totais



Fonte: Elaborado pelos autores

5.3 ANÁLISE DE TEMPO DE ELABORAÇÃO DO PROJETO ESTRUTURAL

Para análise do tempo de elaboração dos projetos estruturais foram levados em consideração as seguintes etapas: análise do projeto arquitetônico, lançamento da estrutura no software, análise computacional do software, adequações no projeto após análise computacional, análise dos elementos e otimização do projeto, detalhamento da estrutura e montagem de pranchas. Conforme detalhamento nos itens 5.3.1 e 5.3.2:

5.3.1 Tempo de elaboração do projeto em concreto armado

O tempo de elaboração do projeto em concreto armado foi concedido pela AM Projetos LTDA, conforme detalhado na Tabela 9:

Tabela 9 - Tempo de elaboração do projeto em concreto armado

Etapa	Tempo necessário	Horas
Análise do projeto arquitetônico, lançamento da estrutura no software	30 minutos	0,5 h
Análise computacional do software	100 minutos	1,67 h
Adequações no projeto após análise computacional	60 minutos	1 h
Análise dos elementos e otimização do projeto	60 minutos	1 h
Detalhamento da estrutura	40 minutos	0,66 h
Montagem de pranchas	60 minutos	1 h
TOTAL	350 minutos	5,83 h

Fonte: Elaborado pelos autores

5.3.2 Tempo de elaboração do projeto em aço-carbono

O tempo de elaboração do projeto em aço carbono foi cedido pela RC Construções Metálicas Ltda., conforme detalhado na Tabela 10:

Tabela 10 - Tempo de elaboração do projeto em aço-carbono

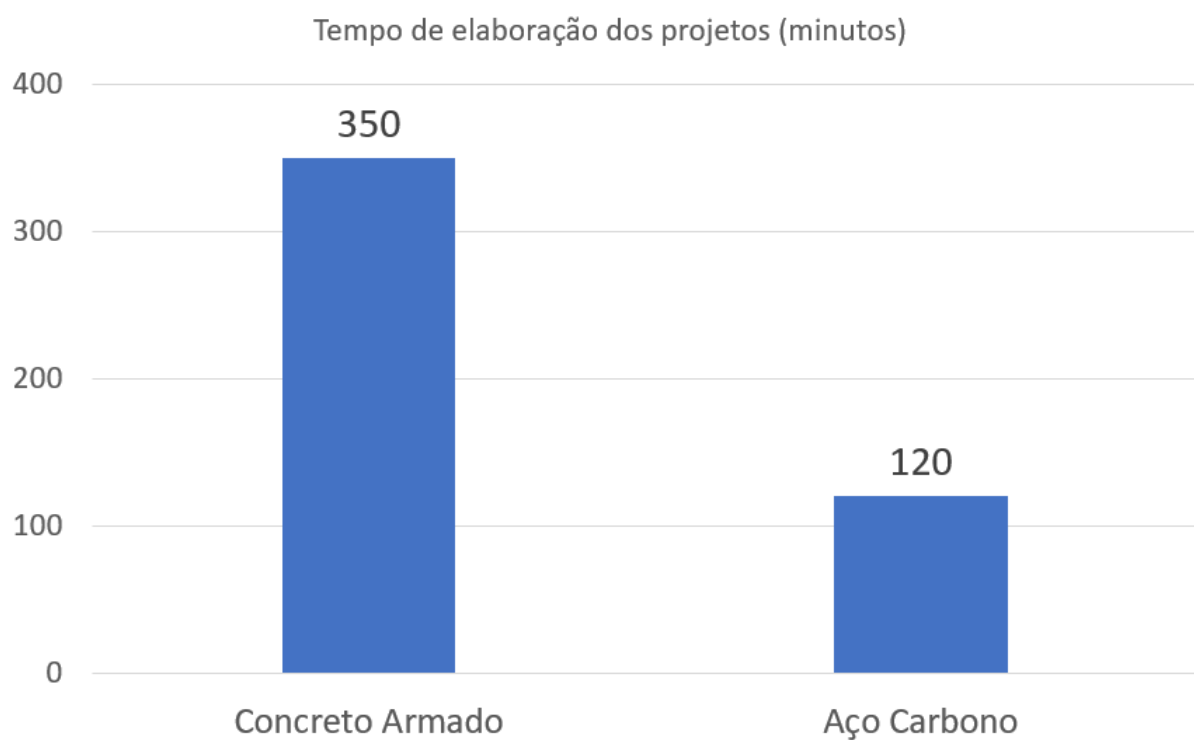
Etapa	Tempo necessário	Horas
Análise do projeto arquitetônico, lançamento da estrutura no software	40 minutos	0,67 h
Análise computacional do software	14 minutos	0,23 h
Adequações no projeto após análise computacional	6 minutos	0,10 h
Análise dos elementos e otimização do projeto	10 minutos	0,17 h
Detalhamento da estrutura	20 minutos	0,33 h
Montagem de pranchas	30 minutos	0,50 h
TOTAL	120 minutos	2 h

Fonte: Elaborado pelos autores

5.3.3 Comparativo entre tempos de elaboração dos projetos

Com base na análise dos resultados foi elaborado o Gráfico 4 que mostra a diferença de tempo na elaboração dos projetos. A diferença resultante foi de 250 minutos, ou seja, o projeto em aço carbono é produzido em 34,3% do tempo gasto para o mesmo projeto em concreto armado.

Gráfico 4 - Tempo de elaboração dos projetos



Fonte: Elaborado pelos autores

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No estudo desenvolvido, a edificação utilizando o sistema de estruturas metálicas obteve resultados que comprovam a eficiência da estrutura evidenciando algumas características como a redução do peso total da edificação, se comparado a edificação em concreto armado. Fundamentando a eficiência do sistema construtivo em estudo. Embora seja ainda pouco utilizado em comparação ao concreto armado, o aço estrutural se mostra como uma excelente alternativa dentre as opções disponíveis no mercado, unindo uma estrutura leve e um bom custo-benefício.

A pesquisa teve seu objetivo alcançado, foi analisado ambos sistemas construtivos e trouxe sobre a perspectiva de uma nova ótica que a estrutura metálica pode ser mais vantajosa em diversos aspectos ao concreto armado, como: maior leque de opções arquitetônicas, estrutura mais leve (o que causa economia em fundações), é financeiramente viável sendo que no estudo de caso se mostrou com um custo total menor no edifício analisado, além de uma execução mais limpa e rápida.

Diante do estudo, sugere-se a elaboração de outras análises em ambos sistemas construtivos, como o dimensionamento de casas populares a edifícios grande porte.

7 REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: [s.n.], 2008.
- ABNT. **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. [S.l.]: [s.n.], 2014.
- ABNT. Aços-carbono e microligados para uso estrutural e geral, 2016.
- ALTOQI. Eberick. **AltoQi**, 2017. Disponível em: <<https://www.altoqi.com.br/eberick/>>. Acesso em: 03 Maio 2018.
- ARAÚJO, J. M. D. **Curso de concreto armado**. 4^a. ed. Rio Grande: Dunas, v. I-IV, 2014.
- ARAÚJO, J. M. D. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 3^a. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.
- BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2008.
- CLÍMACO, J. C. T. D. S. **Estruturas de concreto armado**. 3^a. ed. Rio de Janeiro: UnB; Elsevier, 2016.
- DIAS, L. A. D. M. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. 1. ed. São Paulo: Ziguarte, 1997.
- FUSCO, P. B. **Tecnologia do concreto estrutural: tópicos**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2008.
- GERDAU. Aços Patináveis. **Gerdau**, 2017. Disponível em: <<https://www.gerdau.com/br/pt/produtos/acos-patinaveis>>. Acesso em: 22 nov. 2017.
- PANNONI, F. D. **Princípios da Proteção de Estruturas Metálicas em Situação de Corrosão e Incêndio**. 6. ed. [S.l.]: Gerdau, 2015.
- PANNONI, F. D. Aços Patináveis. **Gerdau**. 8. Disponível em: <<https://www.gerdau.com/br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/artigo-acos-patinaveis.pdf>>. Acesso em: 22 Novembro 2017.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço**. 8^a. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.
- PORTO, T. B.; FERNANDES, D. S. G. **Curso básico de concreto armado**. 1^a. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.
- QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. **Estruturas mistas**. 2^a. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, v. I, 2012.

ANEXO A

Tabela 11 - Planilha orçamentária em concreto armado

PLANILHA ORÇAMENTÁRIA								
Item	Referência	Código	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	Unid.	Quant.	Custo Unitário	Custo Total	% Custo
1			ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO					
1.1	SINAPI	92510	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA DE LAJE MACIÇA COM ÁREA MÉDIA MAIOR QUE 20 M², PÉ-DIREITO SIMPLES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, 2 UTILIZAÇÕES. AF_12/2015	M²	916,05	R\$ 28,72	R\$ 26.308,96	6,78%
1.2	SINAPI	92456	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA DE VIGA, ESCORAMENTO METÁLICO, PÉ-DIREITO SIMPLES, EM CHAPA DE MADEIRA RESINADA, 4 UTILIZAÇÕES.	M²	849,3	R\$ 77,98	R\$ 66.228,41	17,06%
1.3	SINAPI	92418	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA DE PILARES RETANGULARES E ESTRUTURAS SIMILARES COM ÁREA MÉDIA DAS SEÇÕES MENOR OU IGUAL A 0,25 M², PÉ-DIREITO SIMPLES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, 4 UTILIZAÇÕES.	M²	548,1	R\$ 54,79	R\$ 30.030,40	7,74%
1.4	SINAPI	92759	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF	KG	858,9	R\$ 9,35	R\$ 8.030,72	2,07%
1.5	SINAPI	92760	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6.3MM - MONTAGEM	KG	1374,6	R\$ 8,21	R\$ 11.285,47	2,91%
1.6	SINAPI	92762	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10.0MM - MONTAGEM	KG	4700,55	R\$ 6,57	R\$ 30.882,61	7,96%
1.7	SINAPI	92763	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12.5MM - MONTAGEM	KG	2061,45	R\$ 5,87	R\$ 12.100,71	3,12%
1.8	SINAPI	92764	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS	KG	235,8	R\$ 5,51	R\$ 1.299,26	0,33%

UTILIZANDO AÇO CA-50 DE
16.0MM - MONTAGEM

1.9	SINAPI	92765	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	421,05	R\$ 5,09	R\$ 2.143,14	0,55%
1.10	SINAPI	92768	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	735,75	R\$ 8,17	R\$ 6.011,08	1,55%
1.11	SINAPI	92769	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6.3 MM - MONTAGEM	KG	3108,15	R\$ 7,33	R\$ 22.782,74	5,87%
1.12	SINAPI	92770	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8.0 MM - MONTAGEM	KG	1581,45	R\$ 7,39	R\$ 11.686,92	3,01%
1.13	SINAPI	92771	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10.0 MM - MONTAGEM	KG	1509,75	R\$ 6,06	R\$ 9.149,09	2,36%
1.14	SINAPI	92772	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12.5 MM - MONTAGEM	KG	128,7	R\$ 5,52	R\$ 710,42	0,18%
1.15	SINAPI	95939	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA ESCADAS, COM 2 LANCES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, 4 UTILIZAÇÕES. AF_01/2017	M²	65,2	R\$ 107,53	R\$ 7.010,96	1,81%
1.16	SINAPI	95943	ARMAÇÃO DE ESCADA, COM 2 LANCES, DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_01/2017	KG	39,7	R\$ 9,12	R\$ 362,06	0,09%
1.17	SINAPI	95944	ARMAÇÃO DE ESCADA, COM 2 LANCES, DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_01/2017	KG	58,5	R\$ 13,50	R\$ 789,75	0,20%

1.18	SINAPI	95946	ARMAÇÃO DE ESCADA, COM 2 LANCES, DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_01/2017	KG	150,1	R\$ 7,38	R\$ 1.107,74	0,29%
1.19	SINAPI	95947	ARMAÇÃO DE ESCADA, COM 2 LANCES, DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_01/2017	KG	42	R\$ 5,90	R\$ 247,80	0,06%
1.20	SINAPI	39	ACO CA-60, 5,0 MM, VERGALHAO	KG	1634,35	R\$ 4,34	R\$ 7.093,08	1,83%
1.21	SINAPI	32	ACO CA-50, 6,3 MM, VERGALHAO	KG	4482,75	R\$ 4,59	R\$ 20.575,82	5,30%
1.22	SINAPI	33	ACO CA-50, 8,0 MM, VERGALHAO	KG	1254,3	R\$ 5,15	R\$ 6.459,65	1,66%
1.23	SINAPI	34	ACO CA-50, 10,0 MM, VERGALHAO	KG	6360,4	R\$ 4,38	R\$ 27.858,55	7,18%
1.24	SINAPI	31	ACO CA-50, 12,5 MM, VERGALHAO	KG	2232,15	R\$ 4,17	R\$ 9.308,07	2,40%
1.25	SINAPI	27	ACO CA-50, 16,0 MM, VERGALHAO	KG	235,8	R\$ 4,17	R\$ 983,29	0,25%
1.26	SINAPI	29	ACO CA-50, 20,0 MM, VERGALHAO	KG	280,7	R\$ 3,90	R\$ 1.094,73	0,28%
1.27	SINAPI	92874	LANÇAMENTO COM USO DE BOMBA, ADENSAMENTO E ACABAMENTO DE CONCRETO EM ESTRUTURAS	M³	193,5	R\$ 23,98	R\$ 4.640,13	1,20%
1.28	SINAPI	34493	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C25, COM BRITA 0 E 1, SLUMP 100 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M³	193,5	R\$ 320,10	R\$ 61.939,35	15,96%
TOTAL							R\$ 388.120,89	100,00%

Fonte: Elaborado pelos autores

ANEXO B

Tabela 12 - Planilha orçamentária da estrutura em aço-carbono

Planilha Orçamentária											
Pos.	Qtde	Perfil	Larg.	Comp.	Mat.	Peso Un. (kg)	Peso Total (kg)	Custo Unitário	Custo Total	% Custo	
P01	1	CH. XADREZ 4,25	1318	2.088,00	A36	93,5	93,5	R\$ 9,00	R\$ 841,50	0,26%	
P030	1	HP 200X53		5.880,80	A572 GR.50	314,6	314,6	R\$ 9,00	R\$ 2.831,40	0,87%	
P041	2	HP 200X53		13.520,80	A572 GR.50	722,9	1.445,8	R\$ 9,00	R\$ 13.012,20	3,98%	
P049	2	HP 200X53		5.880,80	A572 GR.50	314,5	629,0	R\$ 9,00	R\$ 5.661,00	1,73%	
P054	2	HP 200X53		10.890,80	A572 GR.50	582,4	1.164,8	R\$ 9,00	R\$ 10.483,20	3,20%	
P086	2	HP 200X53		2.860,80	A572 GR.50	152,8	305,6	R\$ 9,00	R\$ 2.750,40	0,84%	
P022	1	HP 250X62		8.508,00	A572 GR.50	531,5	531,5	R\$ 9,00	R\$ 4.783,50	1,46%	
P043	1	HP 250X62		13.518,00	A572 GR.50	844,6	844,6	R\$ 9,00	R\$ 7.601,40	2,32%	
P046	1	HP 250X62		13.518,00	A572 GR.50	844,6	844,6	R\$ 9,00	R\$ 7.601,40	2,32%	
P047	2	HP 250X62		10.888,00	A572 GR.50	680,3	1.360,6	R\$ 9,00	R\$ 12.245,40	3,74%	
P056	1	HP 250X62		10.888,00	A572 GR.50	680,3	680,3	R\$ 9,00	R\$ 6.122,70	1,87%	
P058	4	HP 250X62		13.518,00	A572 GR.50	844,6	3.378,4	R\$ 9,00	R\$ 30.405,60	9,30%	
P061	1	HP 250X62		13.518,00	A572 GR.50	844,5	844,5	R\$ 9,00	R\$ 7.600,50	2,32%	
P062	1	HP 250X62		13.518,00	A572 GR.50	844,6	844,6	R\$ 9,00	R\$ 7.601,40	2,32%	
P063	2	HP 250X62		10.888,00	A572 GR.50	680,3	1.360,6	R\$ 9,00	R\$ 12.245,40	3,74%	
P070	1	HP 250X62		10.888,00	A572 GR.50	680,4	680,4	R\$ 9,00	R\$ 6.123,60	1,87%	
P099	1	HP 250X62		2.858,00	A572 GR.50	178,6	178,6	R\$ 9,00	R\$ 1.607,40	0,49%	
P074	1	HP 250X62		2.928,00	A572 GR.50	182,3	182,3	R\$ 9,00	R\$ 1.640,70	0,50%	
P016	350	L 2 1/2" X 5/16"		200,00	A36	1,5	515,9	R\$ 9,00	R\$ 4.643,10	1,42%	
P018	139	L 2 1/2" X 5/16"		80,00	A36	0,6	83,3	R\$ 9,00	R\$ 749,70	0,23%	
P025	176	L 2 1/2" X 5/16"		270,00	A36	2	350,2	R\$ 9,00	R\$ 3.151,80	0,96%	
P04	10	L 2 1/2" X 5/16"		130,00	A572 GR.50	1	9,6	R\$ 9,00	R\$ 86,40	0,03%	
P05	32	DEGRAU CH 4,25	370	1.330,00	A36	16	510,8	R\$ 9,00	R\$ 4.597,20	1,41%	
P072	1	Lam. 12,5	370	160,00	A36	5,7	5,7	R\$ 9,00	R\$ 51,30	0,02%	
P029	9	Lam. 19,2	360	360,00	A36	19,3	173,8	R\$ 9,00	R\$ 1.564,20	0,48%	
P021	17	Lam. 22	450	450,00	A36	34,5	585,7	R\$ 9,00	R\$ 5.271,30	1,61%	
M13	1	Lam. 6,35	246,7	283,00	A36	3	3,0	R\$ 9,00	R\$ 27,00	0,01%	
M14	4	Lam. 6,35	130	192,00	A36	1,1	4,5	R\$ 9,00	R\$ 40,50	0,01%	
M16	2	Lam. 6,35	242,1	331,80	A36	3,6	7,1	R\$ 9,00	R\$ 63,90	0,02%	
M17	8	Lam. 6,35	126	155,00	A36	0,9	6,9	R\$ 9,00	R\$ 62,10	0,02%	
P019	8	Lam. 6,35	220,6	120,80	A36	1,3	10,6	R\$ 9,00	R\$ 95,40	0,03%	
P020	136	Lam. 9,5	220	80,00	A36	1,3	176,5	R\$ 9,00	R\$ 1.588,50	0,49%	
P028	72	Lam. 9,5	180	75,00	A36	1	70,6	R\$ 9,00	R\$ 635,40	0,19%	
P02	2	U 100*30*3		2.099,80	A572 GR.50	7,5	15,0	R\$ 9,00	R\$ 135,00	0,04%	
P03	2	U 100*30*3		1.329,80	A572 GR.50	4,7	9,5	R\$ 9,00	R\$ 85,50	0,03%	
M1	1	U 200*85*6,4		1.743,60	A572 GR.50	31,1	31,1	R\$ 9,00	R\$ 279,90	0,09%	

P010	1	U 200*85*6,4	5.514,20	A572 GR.50	98,9	98,9	R\$	9,00	R\$	890,10	0,27%
P011	1	U 200*85*6,4	5.514,20	A572 GR.50	98,9	98,9	R\$	9,00	R\$	890,10	0,27%
P012	1	U 200*85*6,4	173,90	A572 GR.50	2	2,0	R\$	9,00	R\$	18,00	0,01%
P013	1	U 200*85*6,4	173,90	A572 GR.50	2	2,0	R\$	9,00	R\$	18,00	0,01%
P014	1	U 200*85*6,4	5.104,30	A572 GR.50	90,9	90,9	R\$	9,00	R\$	818,10	0,25%
P015	1	U 200*85*6,4	5.104,30	A572 GR.50	90,9	90,9	R\$	9,00	R\$	818,10	0,25%
P06	1	U 200*85*6,4	1.891,20	A572 GR.50	33,1	33,1	R\$	9,00	R\$	297,90	0,09%
P07	1	U 200*85*6,4	1.891,20	A572 GR.50	33,1	33,1	R\$	9,00	R\$	297,90	0,09%
P08	1	U 200*85*6,4	47,20	A572 GR.50	0,4	0,4	R\$	9,00	R\$	3,60	0,00%
P09	1	U 200*85*6,4	47,20	A572 GR.50	0,4	0,4	R\$	9,00	R\$	3,60	0,00%
M15	8	U LAM 3 X 6,1	2.675,70	A572 GR.50	16,5	132,1	R\$	9,00	R\$	1.188,90	0,36%
M18	16	U LAM 3 X 6,1	2.418,60	A572 GR.50	14,9	238,7	R\$	9,00	R\$	2.148,30	0,66%
M69	172	VERG 22	929,60	A36	2,8	473,0	R\$	9,00	R\$	4.257,00	1,30%
M10	1	W250 X 17,9	1.679,00	A572 GR.50	29,6	29,6	R\$	9,00	R\$	266,40	0,08%
M11	1	W250 X 17,9	1.441,60	A572 GR.50	24,9	24,9	R\$	9,00	R\$	224,10	0,07%
M12	1	W250 X 17,9	6.152,30	A572 GR.50	107,6	107,6	R\$	9,00	R\$	968,40	0,30%
M6	1	W250 X 17,9	6.199,20	A572 GR.50	108	108,0	R\$	9,00	R\$	972,00	0,30%
M7	1	W250 X 17,9	1.624,70	A572 GR.50	22,7	22,7	R\$	9,00	R\$	204,30	0,06%
M8	1	W250 X 17,9	1.629,00	A572 GR.50	28,3	28,3	R\$	9,00	R\$	254,70	0,08%
M9	1	W250 X 17,9	1.745,30	A572 GR.50	24,4	24,4	R\$	9,00	R\$	219,60	0,07%
P0100	7	W250 X 17,9	4.395,20	A572 GR.50	76,5	535,3	R\$	9,00	R\$	4.817,70	1,47%
P0101	3	W250 X 17,9	1.469,40	A572 GR.50	24,9	74,6	R\$	9,00	R\$	671,40	0,21%
P0102	1	W250 X 17,9	2.506,80	A572 GR.50	43,3	43,3	R\$	9,00	R\$	389,70	0,12%
P0103	1	W250 X 17,9	4.395,20	A572 GR.50	76,4	76,4	R\$	9,00	R\$	687,60	0,21%
P0104	1	W250 X 17,9	2.899,40	A572 GR.50	50,1	50,1	R\$	9,00	R\$	450,90	0,14%
P0105	2	W250 X 17,9	5.039,60	A572 GR.50	88,1	176,3	R\$	9,00	R\$	1.586,70	0,49%
P0106	1	W250 X 17,9	2.901,00	A572 GR.50	50,1	50,1	R\$	9,00	R\$	450,90	0,14%
P0107	1	W250 X 17,9	4.904,60	A572 GR.50	85,7	85,7	R\$	9,00	R\$	771,30	0,24%
P0108	3	W250 X 17,9	1.897,60	A572 GR.50	32,7	98,2	R\$	9,00	R\$	883,80	0,27%
P0109	2	W250 X 17,9	4.904,60	A572 GR.50	85,7	171,5	R\$	9,00	R\$	1.543,50	0,47%
P0110	1	W250 X 17,9	4.456,60	A572 GR.50	77,8	77,8	R\$	9,00	R\$	700,20	0,21%
P0111	1	W250 X 17,9	4.455,60	A572 GR.50	77,8	77,8	R\$	9,00	R\$	700,20	0,21%
P0112	2	W250 X 17,9	4.454,20	A572 GR.50	78,2	156,3	R\$	9,00	R\$	1.406,70	0,43%
P0113	1	W250 X 17,9	3.031,30	A572 GR.50	52,6	52,6	R\$	9,00	R\$	473,40	0,14%
P0114	1	W250 X 17,9	4.625,20	A572 GR.50	80,5	80,5	R\$	9,00	R\$	724,50	0,22%
P0115	2	W250 X 17,9	4.452,50	A572 GR.50	78,5	157,0	R\$	9,00	R\$	1.413,00	0,43%
P0116	1	W250 X 17,9	4.900,50	A572 GR.50	86,4	86,4	R\$	9,00	R\$	777,60	0,24%
P0117	3	W250 X 17,9	1.893,10	A572 GR.50	86,4	259,2	R\$	9,00	R\$	2.332,80	0,71%

P0118	2	W250 X 17,9	4.467,80	A572 GR.50	33,4	66,8	R\$	9,00	R\$	601,20	0,18%
P0119	1	W250 X 17,9	4.467,80	A572 GR.50	78,8	78,8	R\$	9,00	R\$	709,20	0,22%
P017	1	W250 X 17,9	1.713,60	A572 GR.50	29,3	29,3	R\$	9,00	R\$	263,70	0,08%
P023	1	W250 X 17,9	1.607,80	A572 GR.50	28	28,0	R\$	9,00	R\$	252,00	0,08%
P024	1	W250 X 17,9	1.727,60	A572 GR.50	29,7	29,7	R\$	9,00	R\$	267,30	0,08%
P035	1	W250 X 17,9	2.215,90	A572 GR.50	38,2	38,2	R\$	9,00	R\$	343,80	0,11%
P036	5	W250 X 17,9	2.214,90	A572 GR.50	38,3	191,7	R\$	9,00	R\$	1.725,30	0,53%
P037	2	W250 X 17,9	2.506,60	A572 GR.50	43,5	87,0	R\$	9,00	R\$	783,00	0,24%
P038	3	W250 X 17,9	2.439,00	A572 GR.50	42,3	126,9	R\$	9,00	R\$	1.142,10	0,35%
P039	1	W250 X 17,9	2.440,80	A572 GR.50	42,2	42,2	R\$	9,00	R\$	379,80	0,12%
P040	1	W250 X 17,9	1.898,40	A572 GR.50	32,6	32,6	R\$	9,00	R\$	293,40	0,09%
P042	2	W250 X 17,9	4.426,00	A572 GR.50	78,1	156,2	R\$	9,00	R\$	1.405,80	0,43%
P044	5	W250 X 17,9	1.850,00	A572 GR.50	32,6	163,1	R\$	9,00	R\$	1.467,90	0,45%
P045	1	W250 X 17,9	4.426,00	A572 GR.50	78	78,0	R\$	9,00	R\$	702,00	0,21%
P048	1	W250 X 17,9	1.175,00	A572 GR.50	20,7	20,7	R\$	9,00	R\$	186,30	0,06%
P050	1	W250 X 17,9	4.126,00	A572 GR.50	72,7	72,7	R\$	9,00	R\$	654,30	0,20%
P051	1	W250 X 17,9	2.825,00	A572 GR.50	49,8	49,8	R\$	9,00	R\$	448,20	0,14%
P073	1	W250 X 17,9	1.673,50	A572 GR.50	29,5	29,5	R\$	9,00	R\$	265,50	0,08%
P075	1	W250 X 17,9	1.672,50	A572 GR.50	29,5	29,5	R\$	9,00	R\$	265,50	0,08%
P077	2	W250 X 17,9	1.621,90	A572 GR.50	28,1	56,2	R\$	9,00	R\$	505,80	0,15%
P078	1	W250 X 17,9	1.602,90	A572 GR.50	27,4	27,4	R\$	9,00	R\$	246,60	0,08%
P079	2	W250 X 17,9	4.395,50	A572 GR.50	76,6	153,3	R\$	9,00	R\$	1.379,70	0,42%
P080	2	W250 X 17,9	4.395,30	A572 GR.50	76,6	153,2	R\$	9,00	R\$	1.378,80	0,42%
P081	1	W250 X 17,9	4.275,10	A572 GR.50	75	75,0	R\$	9,00	R\$	675,00	0,21%
P082	1	W250 X 17,9	4.275,10	A572 GR.50	75	75,0	R\$	9,00	R\$	675,00	0,21%
P083	1	W250 X 17,9	2.842,10	A572 GR.50	49,6	49,6	R\$	9,00	R\$	446,40	0,14%
P084	1	W250 X 17,9	1.653,70	A572 GR.50	28,1	28,1	R\$	9,00	R\$	252,90	0,08%
P085	1	W250 X 17,9	1.850,00	A572 GR.50	32,6	32,6	R\$	9,00	R\$	293,40	0,09%
P087	1	W250 X 17,9	4.175,90	A572 GR.50	73,6	73,6	R\$	9,00	R\$	662,40	0,20%
P088	2	W250 X 17,9	4.174,10	A572 GR.50	73,6	147,2	R\$	9,00	R\$	1.324,80	0,41%
P089	1	W250 X 17,9	4.175,90	A572 GR.50	73,6	73,6	R\$	9,00	R\$	662,40	0,20%
P090	4	W250 X 17,9	4.452,50	A572 GR.50	78,5	314,0	R\$	9,00	R\$	2.826,00	0,86%
P091	4	W250 X 17,9	4.451,50	A572 GR.50	78,5	313,9	R\$	9,00	R\$	2.825,10	0,86%
P097	1	W250 X 17,9	5.035,50	A572 GR.50	88,7	88,7	R\$	9,00	R\$	798,30	0,24%
P0120	1	W410 X 38,8	8.574,00	A572 GR.50	332,9	332,9	R\$	9,00	R\$	2.996,10	0,92%
P0121	1	W410 X 38,8	8.574,00	A572 GR.50	333	333,0	R\$	9,00	R\$	2.997,00	0,92%

P0122	1	W410 X 38,8	8.574,00	A572 GR.50	332,9	332,9	R\$	9,00	R\$	2.996,10	0,92%
P0123	1	W410 X 38,8	8.616,00	A572 GR.50	334,5	334,5	R\$	9,00	R\$	3.010,50	0,92%
P026	1	W410 X 38,8	6.287,00	A572 GR.50	244	244,0	R\$	9,00	R\$	2.196,00	0,67%
P027	1	W410 X 38,8	1.621,70	A572 GR.50	61,5	61,5	R\$	9,00	R\$	553,50	0,17%
P031	1	W410 X 38,8	1.999,90	A572 GR.50	76,2	76,2	R\$	9,00	R\$	685,80	0,21%
P032	1	W410 X 38,8	7.059,60	A572 GR.50	271,1	271,1	R\$	9,00	R\$	2.439,90	0,75%
P033	1	W410 X 38,8	6.939,80	A572 GR.50	267,9	267,9	R\$	9,00	R\$	2.411,10	0,74%
P034	1	W410 X 38,8	7.059,60	A572 GR.50	271,1	271,1	R\$	9,00	R\$	2.439,90	0,75%
P052	2	W410 X 38,8	2.506,60	A572 GR.50	94,3	188,6	R\$	9,00	R\$	1.697,40	0,52%
P053	4	W410 X 38,8	8.813,60	A572 GR.50	339,2	1.357,0	R\$	9,00	R\$	12.213,00	3,73%
P055	1	W410 X 38,8	8.616,00	A572 GR.50	334,6	334,6	R\$	9,00	R\$	3.011,40	0,92%
P057	1	W410 X 38,8	8.574,00	A572 GR.50	332,9	332,9	R\$	9,00	R\$	2.996,10	0,92%
P059	1	W410 X 38,8	8.574,00	A572 GR.50	332,9	332,9	R\$	9,00	R\$	2.996,10	0,92%
P060	3	W410 X 38,8	8.574,00	A572 GR.50	333	999,0	R\$	9,00	R\$	8.991,00	2,75%
P064	2	W410 X 38,8	1.893,10	A572 GR.50	73,5	147,0	R\$	9,00	R\$	1.323,00	0,40%
P065	3	W410 X 38,8	4.900,50	A572 GR.50	190,3	570,9	R\$	9,00	R\$	5.138,10	1,57%
P066	1	W410 X 38,8	5.035,50	A572 GR.50	195,3	195,3	R\$	9,00	R\$	1.757,70	0,54%
P067	4	W410 X 38,8	4.452,50	A572 GR.50	172,9	691,6	R\$	9,00	R\$	6.224,40	1,90%
P068	2	W410 X 38,8	4.451,50	A572 GR.50	172,9	345,7	R\$	9,00	R\$	3.111,30	0,95%
P069	1	W410 X 38,8	4.900,50	A572 GR.50	190,3	190,3	R\$	9,00	R\$	1.712,70	0,52%
P071	1	W410 X 38,8	5.035,50	A572 GR.50	195,5	195,5	R\$	9,00	R\$	1.759,50	0,54%
P076	1	W410 X 38,8	7.015,80	A572 GR.50	270,9	270,9	R\$	9,00	R\$	2.438,10	0,75%
P092	1	W410 X 38,8	4.452,50	A572 GR.50	172,9	172,9	R\$	9,00	R\$	1.556,10	0,48%
P093	1	W410 X 38,8	2.825,70	A572 GR.50	108,2	108,2	R\$	9,00	R\$	973,80	0,30%
P094	1	W410 X 38,8	6.103,90	A572 GR.50	235,5	235,5	R\$	9,00	R\$	2.119,50	0,65%
P095	1	W410 X 38,8	4.450,70	A572 GR.50	172,8	172,8	R\$	9,00	R\$	1.555,20	0,48%
P096	1	W410 X 38,8	5.067,00	A572 GR.50	196,8	196,8	R\$	9,00	R\$	1.771,20	0,54%
P098	2	W410 X 38,8	8.574,00	A572 GR.50	332,9	665,8	R\$	9,00	R\$	5.992,20	1,83%
POV1	2000	U 85 X 40 X 4,25	90,00	Cor-420	0,45	900,0	R\$	9,00	R\$	8.100,00	2,48%
Total						36.344,5			R\$ 327.100,50	100,00%	

Fonte: RC Construções Metálicas Ltda.