



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

Análise de um projeto estrutural de um edifício de andares múltiplos em estrutura de aço assistido por um programa comercial

Analysis of a structural design of a multi-storey steel structure building assisted by a commercial program

Guilherme Leite Barros¹

Gregório Sandro Vieira²

Resumo

O trabalho em questão tem como função apresentar um estudo do dimensionamento de um edifício de 8 pavimentos (além de casa de máquinas e reservatório superior) em estrutura metálica, realizado em um programa computacional e verificado com o auxílio de planilhas. Foi escolhido o sistema de estruturas de aço, com pilares em alma cheia e as vigas mistas de aço em alma cheia, nas quais há contribuição da laje de concreto armado. A estrutura terá a maioria dos vínculos rígidos, com ligações realizadas por chapas soldadas aos perfis e ligadas aos outros elementos por parafusos. O cálculo das lajes de concreto foi feito de acordo com ABNT NBR 6118 (2014). As ações foram calculadas de acordo com a ABNT NBR 6120 (2019) e as forças horizontais devido ao vento foram calculadas a partir da norma ABNT NBR 6123 (1988). O programa utilizado no dimensionamento foi o ATIR STRAP 2017. A análise de cargas e resultados foi extraída diretamente do programa e os dados foram usados para os 2 métodos. As duas formas de cálculo foram baseadas na NBR 8800 (2008). Durante e ao final do dimensionamento, foram realizadas comparações de cunho quantitativo, qualitativo e quanto ao tempo necessário em cada um. Ao fim do estudo, foram feitas conclusões analíticas de cunho prático e do ponto de vista da segurança estrutural e econômico.

Palavras-chave: Construção; Engenharia; Estruturas de aço; Projeto; Vento.

¹Graduando, Faculdade de Engenharia Civil (FECIV) – Universidade Federal de Uberlândia (UFU)

²Professor Doutor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV) – Universidade Federal de Uberlândia (UFU)

Abstract

The purpose of this work is to present a study of the dimensioning of an 8-story building (in addition to the engine room and upper reservoir) in metallic structure, carried out in a computer program and verified with the aid of spreadsheets. The system of steel structures was chosen, with pillars in full web and composite steel beams in full web, in which there is a contribution from the reinforced concrete slab. The structure will have most of the rigid links, with connections made by plates welded to the profiles and connected to the other elements by screws. The calculation of the concrete slabs was done in accordance with ABNT NBR 6118 (2014). Actions were calculated according to ABNT NBR 6120 (2019) and horizontal forces due to wind were calculated from ABNT NBR 6123 (1988). The program used for the design was ATIR STRAP 2017. The analysis of loads and results was extracted directly from the program and the data were used for the 2 methods. The two forms of calculation were based on NBR 8800 (2008). During and at the end of the sizing, quantitative and qualitative comparisons were made, as well as the time required for each one. At the end of the study, analytical conclusions of a practical nature and from the point of view of structural and economic safety were made.

Keywords: Construction; Engineering; Steel structures; Project; Wind.

1. Introdução

O engenheiro civil tornou-se um importante ator do desenvolvimento humano, por meio da realização de projetos de construção (estruturais, hidrossanitários, geotécnicos, entre outros) que, além de seguros e modernos, possuem custos cada vez menos onerosos.

Deste modo, variados métodos são buscados para se realizar tais projetos, afim de obter o menor custo possível. Com o advento da tecnologia, foi possível otimizar o tempo na melhoria desses métodos e existem diversas ferramentas que ajudam nesta tarefa. Embora estas ferramentas sejam muito relevantes, nada substitui o intelecto humano e o profissional de engenharia segue com a devida importância analítica.

A intenção do presente trabalho foi a de desenvolver o projeto em um programa computacional de dimensionamento e analisa-lo para que se fossem captadas as dificuldades advindas da tarefa e os desafios de um mesmo trabalho sem o auxílio da ferramenta. O pré-dimensionamento, a distribuição das forças, as formas de vinculação, a análise crítica dos resultados e o próprio dimensionamento dos perfis foram considerados.

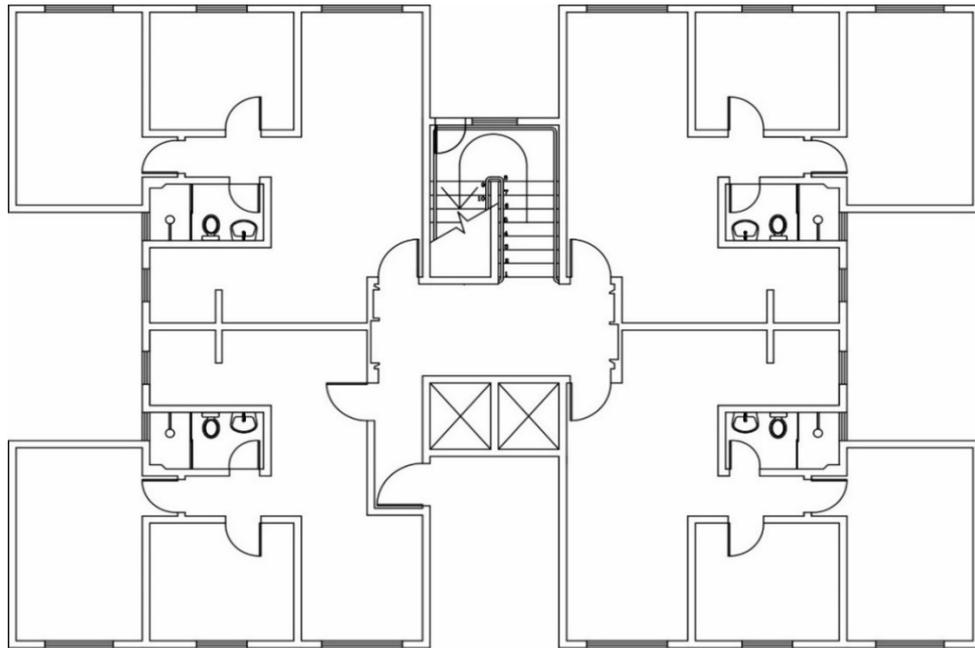
Por fim, considerou-se também o peso da estrutura alcançado nos 2 métodos, visto como fator relevante para o preço de um possível empreendimento.

2. Metodologia

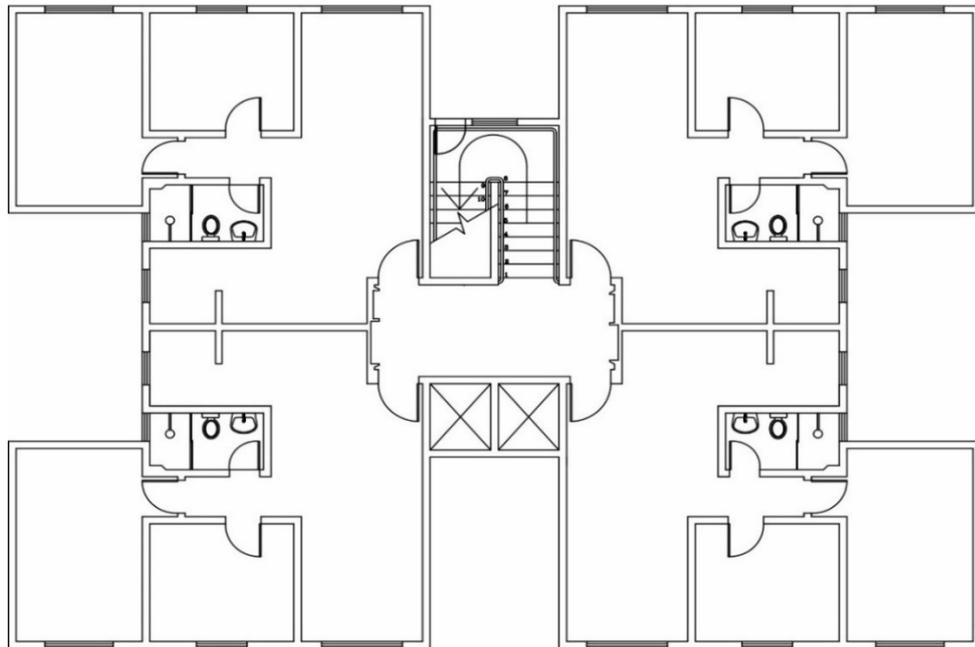
2.1 Apresentação do projeto arquitetônico

O projeto arquitetônico utilizado foi o de um edifício residencial multifamiliar, previamente adaptado pelo autor do presente trabalho, de modo a tornar o edifício mais uniforme, o qual contém 8 pavimentos, sendo 7 com tipologias iguais, 1 pavimento térreo, 1 pavimento de casa de máquinas e mais 2 pavimentos referentes a fundo e topo de reservatório superior. Cada pavimento tipo possui um pé-esquerdo (piso a piso) de 3 metros de altura. A Figura 2.1 mostra a planta do edifício nos pavimentos térreo e tipo.

Figura 2.1 – Plantas baixas do projeto arquitetônico



PLANTA BAIXA (PVTO. TÉRREO)

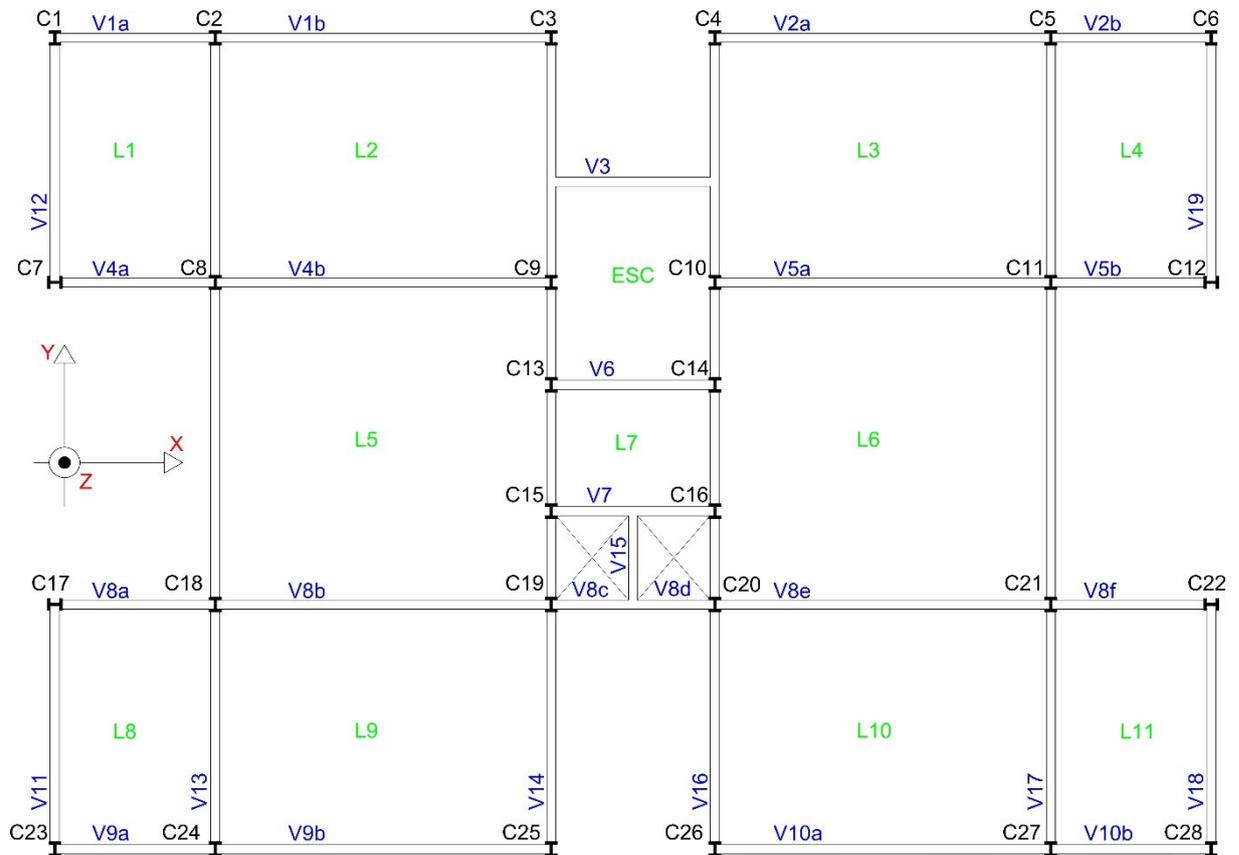


PLANTA BAIXA (PVTO. TIPO)

Fonte: Autor (2022)

A partir deste, fez-se a locação das colunas em pontos as mesmas não interferissem, de forma a comprometer o projeto arquitetônico do edifício. O lançamento estrutural juntamente com a orientação das colunas é apresentado na Figura 2.2 com as lajes, vigas e colunas nominadas.

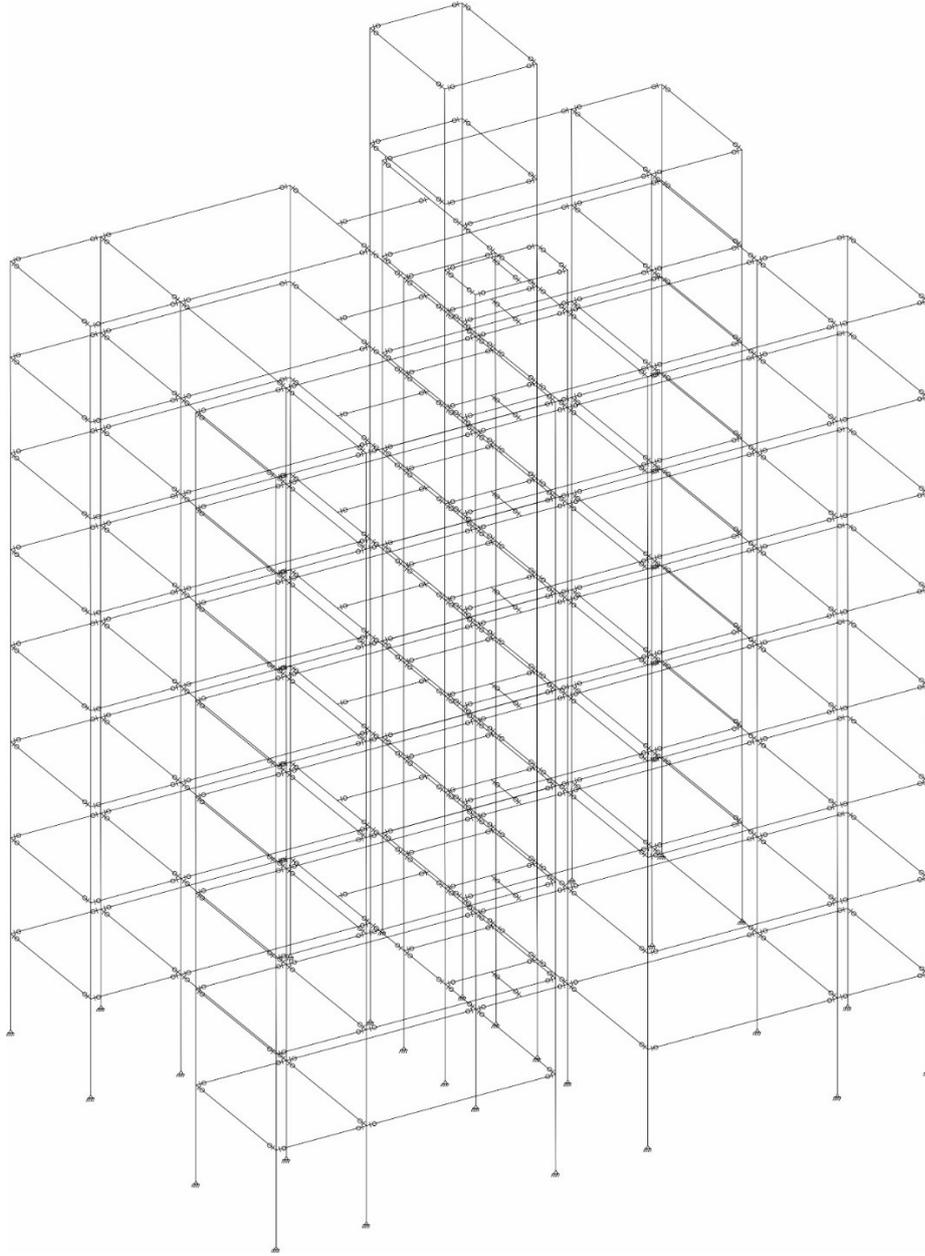
Figura 2.2 – Planta estrutural do edifício



Fonte: Autor (2022)

A partir da planta, elaborou-se um modelo espacial na ferramenta Autodesk AutoCAD e o mesmo foi exportado para o programa ATIR STRAP, como visto na Figura 2.3. As bases foram consideradas rígidas. As vigas foram engastadas nos pilares na direção do eixo de maior inércia das vigas e articuladas na direção do eixo de menor inércia, além disso, por exemplo: tomando como base a viga “V4b”, o momento fletor mais solicitante ocorre na direção “Y” (a partir do eixo de coordenadas da figura 2.2), logo, as vigas foram engastadas nessa direção. Foi liberada também a força cortante horizontal das vigas. Apenas as vigas apoiadas em outras vigas e as vigas das coberturas tiveram os vínculos na configuração bi-apoiada. Depois de diversas análises sucessivas do modelo estrutural quanto aos deslocamentos após a aplicação dos carregamentos percebeu-se que o mesmo gera diversas incoerências nos seus cálculos quando as vigas são postas todas como bi-apoiadas. Deste modo, por não obter mais conhecimento de manuseio da ferramenta, considerou-se os vínculos como dito anteriormente.

Figura 2.3 – Modelo 3D do projeto estrutural



Fonte: Autor (2022)

2.2 Definição das cargas e dimensionamento das lajes

As lajes foram dimensionadas pelos métodos preconizados na NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto. Foi considerado que as mesmas estivessem apoiadas diretamente sobre o perfil e que contribuiriam para o trabalho de resistência das vigas, o que compôs vigas mistas. Tal interação se deu a partir de conectores de cisalhamento soldados diretamente nas mesas dos perfis das vigas e dimensionou-se uma quantidade de conectores para cada viga afim de obter uma interação completa dos dois elementos.

As cargas sobre as lajes foram lançadas como preconiza a NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Foi considerado o peso próprio da laje de concreto, uma camada média de 3cm (três centímetros) de regularização de piso feito em argamassa de cimento e areia, piso revestido em porcelanato, um forro de gesso e o peso das paredes, quando estas estavam sobre as lajes. Todas essas cargas estão presentes na tabela 1 da NBR 6120 (Apêndice A.1) e foram majoradas pelos coeficientes presentes na tabela 1 da NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas (Apêndice B.1). Para o concreto, considerou-se um peso específico de 25kN/m^3 , para a regularização de cimento e areia, um peso específico de 21kN/m^3 , o piso em porcelanato 23kN/m^3 e o revestimento ou forro em gesso, um peso específico de 15kN/m^3 .

A majoração dos esforços foi feita de modo simples na ferramenta computacional, com a indicação do valor para o tipo de carregamento. A Tabela 2.1 mostra os valores das cargas distribuídas sobre as lajes devido aos materiais de construção, o que se constitui em cargas permanentes. Há também as cargas variáveis distribuídas, as quais puderam ser obtidas pela tabela 10 da NBR 6120 (Apêndice A.2).

Tabela 2.1: Valores de carregamentos de laje devido aos materiais de construção e cargas variáveis de utilização previstas em norma. Os valores das cargas estão em quilo newtons por metro quadrado (kN/m^2).

Laje	h (cm)	Peso Próprio (kN/cm^2)	Revestimento Inferior (kN/m^2)	Piso e Contrapiso (kN/m^2)	Paredes (kN/m^2)	Permanente total (g) (kN/m^2)	Variável (q) (kN/m^2)
L1=L4=L8=L11	11	2,75	0,26	0,86	0	3,87	1,5
L2=L3=L9=L10	13	3,25	0,26	0,86	2,63	7,00	1,5
L5=L6	13	3,25	0,26	0,86	3,57	7,94	2
L7	9	2,25	0,26	0,86	0	3,37	3

Fonte: Autor (2022)

2.2.1 Cálculo das forças em função do vento

As forças horizontais desempenhadas pelo vento foram calculadas a partir da ABNT NBR 6123/1988 – Forças devido ao vento em edificações. O terreno considerado é plano, localizado em área urbana - categoria V (terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados, como centros de grandes cidades) e classe B (edificações entre 20m e 50m de altura). A velocidade básica do vento considerada de 35m/s é referente ao vento na

cidade de Uberlândia – Minas Gerais. Foi considerado um terreno plano ($S1=1$) e edifício residencial ($S3=1$). O fator “ $S2$ ” foi calculado pela expressão 2.1 (ABNT NBR 6123, p. 9).

$$S_2 = b \times F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (2.1)$$

Sendo,

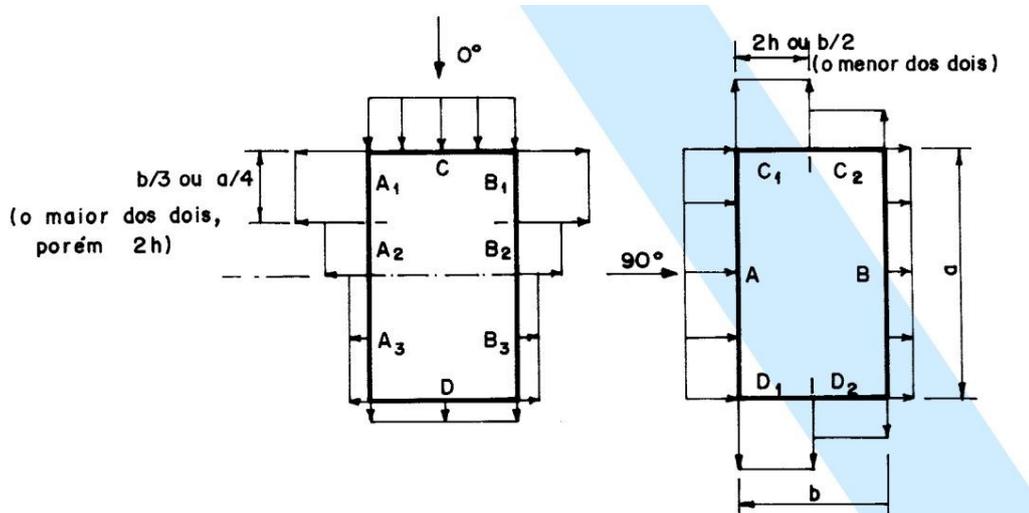
b e p coeficientes paramétricos definidos de acordo com a categoria e a classe da edificação (neste caso $b=0,73$ e $p=0,16$);

F_r : força de rajada, definida apenas para a categoria II (considerou-se o valor unitário);

z : altura do ponto analisado em metros;

Com os valores dos 3 coeficientes, as dimensões da edificação e a velocidade característica, foi possível calcular a força do vento em cada ponto da edificação por meio de uma planilha no programa Microsoft Excel, a qual considerou o valor do coeficiente “ $S2$ ” em cada ponto do edifício na direção da altura do mesmo e o coeficiente de arrasto, deste modo, o carregamento, por área do edifício, em cada pavimento, pôde ser calculado. As duas direções consideradas foram: vento à 90° e vento à 0° . Considerou-se o vento de alta turbulência, visto que a altura da edificação não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças. A partir da Figura 2.4, retirada da NBR 6123, pode se ter uma ideia comportamento do vento para essas duas incidências. Nela, pode se ver que, para cada incidência em uma face, há uma parcela de pressão do vento nas outras faces.

Figura 2.4 – Distribuição da força do vento à 0° e à 90°



Fonte: ABNT (1988)

Após a obtenção desses esforços e dos já calculados quanto as lajes, foi possível fazer as devidas combinações de ações no modelo estrutural do STRAP.

2.3 Combinações de ações

As combinações de ações foram realizadas diretamente no STRAP e os coeficientes de ponderação das ações definidos na tabela 1 da NBR 8800 (Apêndice C.1) foram respeitados para cada tipo de carregamento. Foram utilizados os fatores de combinação presentes na tabela 2 da NBR 8800 (Apêndice C.2).

Foram consideradas apenas as combinações últimas normais para o dimensionamento das peças, a qual obedece a equação 2.2.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{qi} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{gi} \Psi_{0j} F_{Gi,k}) \quad (2.2)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

Neste projeto foram consideradas 3 ações permanentes: carga permanente de laje, peso próprio dos perfis metálicos e peso das paredes, sendo $\gamma_{gi} = 1,4$; $\gamma_{gi} = 1,25$; $\gamma_{gi} = 1,4$; o coeficiente de ponderação de cada uma, respectivamente. Os fatores de combinação são de 0,6 para o vento e 0,7 para a sobrecarga.

Foram inseridas 7 combinações diferentes no programa, cada uma considerando um efeito separadamente. Para uma análise de compressão das peças, principalmente das colunas, utilizou-se a sobrecarga de utilização como única variável ou variável principal; para análises de efeito de desaprumo, utilizou-se o vento (à 0° e à 90°) como única variável ou como variável principal. A tabela 2.2 exhibe as combinações realizadas com seus respectivos multiplicadores advindos do produto entre coeficiente de ponderação das ações e fatores de combinação.

Tabela 2.2: Valores de coeficientes de ponderação multiplicados pelos fatores de combinação para cada carregamento em cada combinação diferente.

TABELA DE COMBINAÇÕES (coeficientes de ponderação / fatores de combinação)						
COMBINAÇÃO	Permanente laje	Ação de uso e ocupação	Vento à 0°	Vento à 90°	Peso próprio da estrutura	Peso das paredes
Uso e ocupação única variável	1,40	1,50	-	-	1,25	1,40
Uso e ocupação principal e vento 90°	1,40	1,50	-	0,84	1,25	1,40
Uso e ocupação principal e vento 0°	1,40	1,50	0,84	-	1,25	1,40
Vento a 0° única variável	1,40	-	1,40	-	1,25	1,40
Vento a 90° única variável	1,40	-	-	1,40	1,25	1,40
Vento 0° principal e Uso e ocupação	1,40	1,05	1,40	-	1,25	1,40
Vento 90° principal e Uso e ocupação	1,40	1,05	-	1,40	1,25	1,40

Fonte: Autor (2022)

3. Resultados e dimensionamentos

O projeto estrutural do edifício no programa passou por um ciclo de 4 etapas: configuração da geometria, lançamento das cargas na estrutura, análise de resultados e dimensionamento dos perfis estruturais. Ao fim do ciclo de projeto, o mesmo foi reiniciado repetidas vezes para um refinamento final do projeto. Nesse método de cálculo já se pôde notar uma grande diferença entre o uso do programa e o cálculo sem o mesmo. Erros cruciais de geometria que podem comprometer a estabilidade geral da estrutura puderam ser corrigidos

facilmente com a alteração de vínculos e barras no módulo de geometria. Além disso, diferentes modelos geométricos puderam ser testados rapidamente por esse método, algo quase impossível de se fazer em tempo hábil por meio de um processo “manual”.

No módulo de cargas foram feitos os lançamentos das mesmas, as combinações de cargas e definições das combinações que levariam em conta os efeitos globais de 2ª ordem.

No módulo de resultados, por meio dos deslocamentos e gráficos de momentos fletores, foi possível verificar se existia alguma “anomalia” na estrutura ou no lançamento das cargas. É nesta hora que o engenheiro desempenha o seu papel como analista de projeto, ao analisar os formatos dos gráficos, tal profissional tem a plena capacidade de verificar, por meio da geometria das curvas e da ordem de grandeza dos valores, se há ou não um erro na geometria do modelo estrutural, nas dimensões dos modelos e cargas, no local de aplicação das mesmas ou nos tipos de combinações.

O primeiro modelo definido tinha todas as vigas com vínculos flexíveis, ou seja, não transmitiam momentos as colunas. Ao abrir o módulo resultados, percebeu-se que haviam deslocamentos horizontais discrepantes com a maioria das análises em geral (cerca de 70cm). O módulo de cargas foi revisado e percebeu-se que nada mudou. Deste modo, os vínculos foram reeditados para que todos transmitissem momentos na direção do eixo de maior inércia, as incoerências, então não ocorreram mais.

Após refazer o processo de análise e verificação das cargas por mais algumas vezes, pôde-se obter as curvas finais de deslocamentos, forças axiais, cortantes e momentos fletores. Com tais resultados, pôde-se prosseguir ao módulo de “Metálicas”, onde foram definidos os parâmetros de dimensionamento de acordo com a NBR 8800 (Apêndice C.3). O tipo de aço utilizado foi o ASTM A572 de 345MPa (Megapascal), os perfis escolhidos para teste no programa foram os laminados tipo “W”, “HP” e “I”, todos em “I”. O deslocamento máximo admissível foi a de “L/350”, esbeltez máxima à compressão de 200 e à tração de 300. Foram considerados conectores de cisalhamento para fazer a interação entre laje e viga (viga mista). O valor da força horizontal foi obtido por meio da equação 3.1, valor este calculado pelo autor.

$$Q_{Rd} \leq \left\{ \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \text{ ou } \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{2\gamma_{cs}} \right\} \quad (3.1)$$

Onde,

R_g é um coeficiente de grupo de conectores; R_p é um coeficiente de posição; A_{cs} é a área do fuste do conector; f_{ucs} é a resistência a ruptura do aço do conector; f_{ck} é a resistência

característica do concreto e γ_{cs} é um coeficiente de ponderação para o conector com o valor de 1,25.

Após os cálculos, chegou-se ao valor de $Q_{Rd} = 94,13kN$. O valor adotado para a resistência do concreto foi de 30Mpa e a largura da mesa de contribuição pôde ser calculada a partir das expressões 3.2 e 3.3, para uma viga de borda e de centro, respectivamente.

$$b_{ext} = \left(\leq \left\{ \frac{L_e}{8} \text{ ou } e_2 \right\} \right) + \left(\leq \left\{ \frac{L_e}{8} \text{ ou } e_1 \right\} \right) \quad (3.2)$$

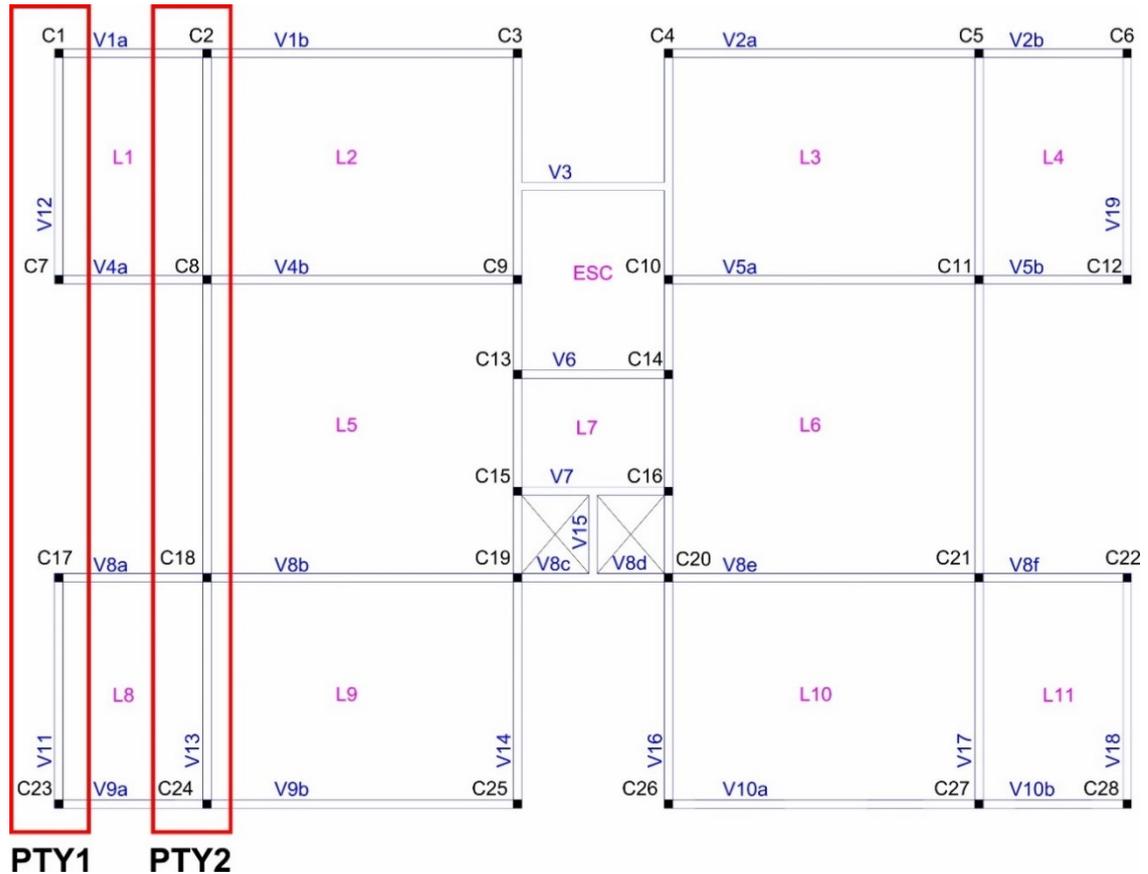
$$b_{int} = \left(\leq \left\{ \frac{L_e}{8} \text{ ou } \frac{e_{1,esq}}{2} \right\} \right) + \left(\leq \left\{ \frac{L_e}{8} \text{ ou } \frac{e_{1,dir}}{2} \right\} \right) \quad (3.3)$$

De um ponto de vista conservador, padronizou-se a largura de mesa igual a 50cm no STRAP e calculou-se uma largura menor para cada viga no modo manual. Para as vigas, foram feitos travamentos da flambagem lateral por torção (FLT), visto que não há FLT em vigas mistas não esbeltas.

3.1 Pilares

Para o dimensionamento dos pilares, escolheu-se um pórtico específico para o dimensionamento sem o auxílio do STRAP. Os resultados de tal pórtico foram retirados diretamente do programa para o dimensionamento realizado analiticamente por planilhas. Nesta etapa, foi percebida uma grande diferença em favor do uso do aplicativo de dimensionamento. Por meio de uma visualização tridimensional, foi possível definir as colunas mais solicitadas no STRAP de modo simples. Já para fins analíticos, a fim de representar caso o dimensionamento sem o auxílio do programa, um pórtico específico foi escolhido, a partir de uma visão do profissional de engenharia de que este seria o mais solicitado, para análise e o mesmo serviu de base de cálculo para todos os outros. Deste modo, caso a coluna-base escolhida para dimensionamento não atingisse a maior solicitação do edifício, poderia haver um caso de insegurança estrutural. Se, por outro lado, a coluna ultrapassasse com folga as solicitações das demais, poderia se obter um projeto superdimensionado e caro. Portanto, foram escolhidos 2 pórticos para a verificação de dimensionamento das colunas. Tais pórticos estão indicados na Figura 3.1 e foram chamados de “PTY1” e “PTY2”. A intenção real foi a de representar esta verificação como um modelo de cálculo onde o programa computacional não estivesse presente no dimensionamento, visto que, geralmente, é isto que ocorre na prática.

Figura 3.1 – Planta estrutural com indicação dos pórticos



Fonte: Autor (2022)

O “pórtico” “PTY1” na verdade, como pode ser visualizado, são 2 pórticos compostos por 2 colunas cada, visto que não há elementos que os ligam diretamente.

No caso do dimensionamento pelo utilitário comercial, a coluna mais solicitada foi a “C8” e o perfil inicialmente escolhido foi o W 360x110, de forma automática pelo STRAP. Com a ajuda de uma tabela de bitolas de perfis estruturais (GERDAU 2020), foi possível analisar quais perfis melhor se encaixavam nos cálculos do programa. Foi escolhido então um perfil W 310x117, o qual conseguiu satisfazer os requisitos de norma. Outra dificuldade encontrada, caso não se tivesse o auxílio do programa no cálculo é que o peso próprio dos perfis não se altera automaticamente na tomada de cargas, quando da escolha dos perfis no dimensionamento, diferentemente do projeto realizado na ferramenta computacional.

A partir dos resultados dos pórticos, as colunas foram divididas em 5 tipos para cálculo: colunas inferiores mais solicitadas ou pontuais, colunas inferiores gerais, colunas superiores pontuais, colunas superiores de borda do edifício e colunas superiores centrais. Por este método, foram dimensionadas 5 colunas diferentes e as mesmas foram distribuídas de modo simétrico no cálculo manual. Ao passo que na ferramenta STRAP, foi possível definir as colunas uma a

uma com medidor de capacidade das mesmas e dimensionar o edifício do modo mais prático e econômico possível. Com essa ferramenta, pôde-se escolher os perfis que melhor trabalhariam e otimizar o projeto como um todo, algo muito trabalhoso no modo manual, mesmo com o auxílio de planilhas.

A Tabela 3.1 mostra os dimensionamentos no programa para as 2 linhas de pórticos escolhidas, após 3 ciclos de análise e dimensionamento. A nomenclatura das colunas pode ser vista na Figura 3.1.

Tabela 3.1: Perfis estruturais utilizados em cada coluna analisada com auxílio do programa.

Nível (mm)	COLUNA		
	C1, C7, C17, C23	C2, C24	C8, C18
+0 a +12000	HP 310x79	HP 310x79	W 310x117
+12000 a +24000	W 310x44,5	W 250x73	W 250x89

Fonte: Autor (2022)

Na verificação analítica, algumas colunas foram dimensionadas manualmente com lápis e calculadora. Este cálculo foi generalizado para outras colunas por meio de uma planilha de dimensionamento criada pelo autor. O processo se deu em 3 etapas: a primeira, já citada, foi a escolha dos pórticos; a segunda foi a separação das colunas por classes de solicitações, do mesmo modo das classes presentes na tabela 3.1; a terceira etapa foi o cálculo das colunas por meio da substituição das características geométricas dos perfis (um método de tentativa e erro), até que esse perfil atingisse uma capacidade entre 80% e 100% do seu uso.

A capacidade do perfil foi medida por 3 verificações: força normal resistente, momento resistente na direção da maior inércia (x) e momento resistente na direção da menor inércia (y). A soma das 3 capacidades foi realizada a partir de uma equação de interação dos 3 efeitos, presente na NBR 8800/2008 e expressa na fórmula 3.4.

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{M_{Sdx}}{M_{Rdx}} + \frac{M_{Sdy}}{M_{Rdy}} \right) \quad (3.4)$$

Onde, “N” representa a força normal e “M” o momento fletor.

A Tabela 3.2 exhibe os perfis estruturais para as mesmas colunas da Tabela 3.1, porém calculadas com a planilha.

Tabela 3.2: Perfis estruturais utilizados em cada coluna analisada sem auxílio do programa computacional

Nível (mm)	COLUNA		
	C1, C7, C17, C23	C2, C24	C8, C18
+0 a +12000	HP 310x79	HP 310x79	W 310x107
+12000 a +24000	W 250x46,1	W 250x73	HP 310x93

Fonte: Autor (2022)

Percebeu-se que no cálculo sem o auxílio do programa, algumas colunas obtidas tiveram uma massa menor, visto que as colunas C8 e C18, na parte inferior, foram satisfeitas com um perfil menos robusto que no aplicativo. Isto ocorreu, porque, para essas barras inferiores, na ferramenta computacional, após uma retroanálise do modelo, os perfis tiveram suas solicitações alteradas e porque não se pôde analisar os outros pórticos além dos escolhidos. Embora a análise dos demais pórticos pudesse ser feita com os resultados do programa, procurou-se ser o mais fiel possível a um modelo de análise de dimensionamento em que não existisse o auxílio do programa, ou seja, uma simplificação da análise, algo que comumente ocorre em um projeto sem auxílio de programas computacionais. Deste modo, não se considerou a retroanálise no cálculo analítico, pois, sem o auxílio do programa, esse cálculo não seria possível de se fazer e, deste modo, considerou-se as forças obtidas em um lançamento prévio de cargas, sem uma nova análise de cargas. O cálculo analítico serviu, para além de uma verificação, uma comparação entre métodos de cálculo.

3.2 Vigas

As vigas mistas, no programa, foram calculadas em 3 etapas: definição dos parâmetros; dimensionamento por um grupo de perfis; escolha selecionada de perfis para cada viga. Após o fim da terceira etapa, buscou-se transformar os perfis semelhantes em um mesmo perfil, para que não houvessem muitas seções diferentes.

Na ferramenta computacional, o cálculo produziu inúmeros perfis diferentes para as vigas. Os perfis foram uniformizados em um mesmo grupo de massa linear semelhante, porém mais pesados, e uma retro análise do modelo foi feita. Nesta retroanálise, novos carregamentos foram criados para adequá-los as ligações dos perfis escolhidos e aos pesos próprios dos mesmos. A Tabela 3.3 indica os perfis do projeto final feito no STRAP. A referência das vigas pode ser vista na Figura 3.1.

Tabela 3.3: Perfis estruturais utilizados em cada viga analisada no software STRAP.

VIGA		
V4b, V5a, V8b, V8d	V13, V17	Outras vigas
W 310x21	HP 250x17,9	W 200x15

Fonte: Autor (2022)

Buscou-se ter o menor número de seções diferentes possíveis, pois foram considerados as tabelas de feixes comerciais vendidos no mercado. Além disso, um projeto com poucas seções diferentes umas das outras é bem mais prático de se executar.

O processo “manual” se deu de forma semelhante ao dos pilares. Os esforços foram extraídos do STRAP, bem como os dados relativos à matriz de rigidez (coeficientes de efeito de 2ª ordem) e foram inseridos em uma planilha de cálculo elaborada após um método de cálculo feito à lápis. Considerou-se apenas o momento de plastificação e a força cortante no cálculo, por serem vigas mistas de interação completa. Além disso, foi feito também o cálculo relativo à flecha (deformação) das vigas, presente no estado limite de serviço (ELS). A tabela 3.4 mostra os perfis para cada viga obtidos neste processo.

Tabela 3.4: Perfis estruturais utilizados em cada viga analisada sem auxílio do programa computacional.

VIGA			
V1, V2, V4a, V5b, V8a, V9, V10, V11, V12, V14e, V16e, V18, V19	V3, V6, V14a	V4b, V5a, V8b, V8d, V13, V14b, V14c, V14d, V16b, V16c, V16d, V17	V7, V8c, V15
W 200x19,3	W 200x15	W 250x25,3	W 150x13

Fonte: Autor (2022)

Em todos os perfis dimensionados, a flecha (Estado Limite de Serviço – ELS) não ultrapassou o permitido em norma. O resumo de perfis pelos dois métodos pode ser visualizado nos anexos A e B.

3.3 Deslocamento de topo

Segundo a NBR 8800, para um edifício de 2 ou mais pavimentos, o deslocamento horizontal máximo permitido pode ser expresso pela equação 3.5.

$$\delta_{max} = \frac{H}{400} \quad (3.5)$$

Onde, " δ " é o deslocamento horizontal e " H " é altura do edifício.

No caso aqui analisado, a altura considerada para o edifício foi de $H=24m=2400cm$, visto que as colunas do reservatório superior estão expostas a uma ação do vento singular em relação ao resto do prédio. Deste modo, $\delta_{max} = \frac{2400}{400} = 6cm$. O deslocamento máximo sofrido pelo edifício se deu pela combinação de vento a 90° como variável principal e teve o seu valor calculado pelo programa de 4,8cm, ou seja, o edifício atende a norma.

4. Conclusão

O projeto em questão foi calculado por um método de dimensionamento computacional e verificado de forma analítica pelo autor de modo a fazer juízos sobre os resultados e parâmetros alcançados, além de buscar qualidades e falhas de um dimensionamento pela ferramenta. O dimensionamento seguiu um roteiro de cálculo pré-estabelecido. A concepção do edifício, o cálculo e lançamento de cargas foi realizado de forma a considerar as normas vigentes no Brasil. Uma análise e retroanálises dos resultados foram feitas considerando os ensinamentos de engenharia obtidos no decorrer do curso. O dimensionamento de pilares e vigas metálicos, além de levar em conta os fatores segurança estrutural e geometria, foi pensado de modo a facilitar a execução do projeto em canteiro de forma prática e econômica.

Pela breve visão de um engenheiro civil, o autor pôde perceber que a ferramenta computacional é grande utilidade para a realização de projetos. Inúmeras áreas, elementos e resultados do projeto não poderiam ser analisados se não houvesse o uso do programa. O fato de se avaliar, *de forma minuciosa*, quais pórticos serão mais solicitados e quais combinações produzirão maiores esforços nos elementos estruturais, de forma ágil, está além de uma capacidade intuitiva do engenheiro e, por isso, o programa o auxilia nessa tarefa de forma contundente.

De um ponto de vista da segurança estrutural, constatou-se, com a prática exercida no trabalho, que o dimensionamento realizado com o auxílio do programa é mais seguro, visto que, com o mesmo, é possível visualizar falhas por meio da ordem de grandeza dos diagramas de esforços e deslocamentos e corrigir tais erros de forma imediata. Além disso, é possível visualizar com facilidade o percentual de uso de cada peça, o que torna a ferramenta muito mais

confortável de um modo geral para se projetar. Um exemplo pode ser citado nas colunas “C9” e “C19”, as quais recebem grandes esforços solicitantes, porém que não poderiam ser captados pelo profissional de engenharia em tempo hábil que o mercado exige, deste modo, o profissional haveria de escolher um perfil que ele consideraria “superdimensionado” para estas colunas, baseado nos cálculos de outros pórticos usados como base. Isso poderia levar a um destes problemas: alto custo; baixa segurança estrutural. A verificação de vários pórticos em um edifício sem um programa computacional é uma tarefa trabalhosa para um engenheiro civil.

Ao se levar em conta a análise do edifício em si, o programa também ganha vantagem, visto que os carregamentos podem ser lançados no mesmo de forma bem mais distribuída, o que melhora a resolução do projeto, tornando-o mais eficaz. Em um cálculo manual, muitos carregamentos seriam reduzidos a forças pontuais, o que tornaria o cálculo não tão acurado.

De um ponto de vista econômico, o qual também está ligado ao quesito segurança, a ferramenta também é mais atraente, visto que a tabela de quantidades dos perfis é de fácil acesso na mesma, o que torna, de forma mercadológica, o método mais atualizado que o método sem o auxílio do programa. A quantidade total de massa em perfis estruturais contabilizada com o método computacional é de 74885,33 kg (quilos), ao passo que este valor se eleva a 77850,11 kg no método manual, uma diferença de cerca de 3000kg, mesmo com colunas mais pesadas calculadas pelo programa.

Por fim, os dois métodos, embora demonstrem limitações, como a de um cálculo menos detalhado sem o programa computacional e de não conseguir conceber as vigas como elementos bi-apoiados, com a ferramenta; se mostraram com resultados semelhantes, ao considerar o grau de análise e dimensionamento: peças bem dimensionadas, seguras e econômicas. Não se pode esquecer de citar que o profissional de engenharia se mostra de grande relevância para a tarefa exercida, independentemente do método de cálculo usado, visto que todas as análises feitas e erros apanhados só seriam possíveis devido a capacidade intelectual do profissional de engenharia.

Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro. 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008

BASTOS, Paulo Sérgio. **Fundamentos do Concreto Armado**. Bauru, São Paulo, 2019.

FAKURY, Ricardo et. al. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto** - 1ª ed, volume único. São Paulo - SP, 2016

GERDAU. **Tabela de perfis estruturais Gerdau**. São Paulo - SP, 2016.

HIBBELER, Russell Charles. **Resistência dos Materiais** - 7ª ed, volume único. São Paulo, 2010.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de estruturas – Conceitos e Métodos Básicos** – 1ªed, volume único. Rio de Janeiro – RJ, 2010.

SANTOS, Antônio Carlos dos. **Ações horizontais: projeto de integração de conteúdos IV**. Faculdade de Engenharia Civil - Universidade Federal de Uberlândia, 2022.

SANTOS, Antônio Carlos dos. **Lançamento Estrutural: projeto de integração de conteúdos IV**. Faculdade de Engenharia Civil - Universidade Federal de Uberlândia, 2022.

SANTOS, Antônio Carlos dos. **Tomada de carga: projeto de integração de conteúdos IV**. Faculdade de Engenharia Civil - Universidade Federal de Uberlândia, 2022.

ANEXO A – PERFIS, COMPRIMENTOS E MASSAS PARA O CÁLCULO COM O AUXÍLIO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL

ANEXO A.1 – TABELA DE COLUNAS

COLUNA	COMPRIMENTO (m)	PERFIL	massa linear (kg/m)	PESO (kg)	COLUNA	COMPRIMENTO (m)	PERFIL	massa linear (kg/m)	PESO (kg)
C1i	12	HP 310x79	79	948	C1s	12	W 310x44,5	44,5	534
C2i	12	W 310x79	79	948	C2s	12	W 250x73	73	876
C3i	12	HP 310x79	79	948	C3s	12	W 250x73	73	876
C4i	12	HP 310x79	79	948	C4s	12	W 250x73	73	876
C5i	12	HP 310x79	79	948	C5s	12	W 250x73	73	876
C6i	12	HP 310x79	79	948	C6s	12	W 310x44,5	44,5	534
C7i	12	HP 310x79	79	948	C7s	12	W 310x44,5	44,5	534
C8i	12	W 310x117	117	1404	C8s	12	W 350x89	89	1068
C9i	12	W 310x107	107	1284	C9s	12	W 350x89	89	1068
C10i	12	W 310x107	107	1284	C10s	12	W 350x89	89	1068
C11i	12	W 310x117	117	1404	C11s	12	W 350x89	89	1068
C12i	12	HP 310x79	79	948	C12s	12	W 310x44,5	44,5	534
C13i	12	HP 310x79	79	948	C13s	12	HP 310x79	79	948
C14i	12	HP 310x79	79	948	C14s	12	HP 310x79	79	948
C15i	12	HP 310x79	79	948	C15s	12	HP 310x79	79	948
C16i	12	HP 310x79	79	948	C16s	12	HP 310x79	79	948
C17i	12	HP 310x79	79	948	C7s	12	W 310x44,5	44,5	534
C18i	12	W 310x117	117	1404	C8s	12	W 350x89	89	1068
C19i	12	W 310x107	107	1284	C9s	12	W 350x89	89	1068
C20i	12	W 310x107	107	1284	C10s	12	W 350x89	89	1068
C21i	12	W 310x117	117	1404	C11s	12	W 350x89	89	1068
C22i	12	HP 310x79	79	948	C12s	12	W 310x44,5	44,5	534
C23i	12	HP 310x79	79	948	C1s	12	W 310x44,5	44,5	534
C24i	12	W 310x79	79	948	C2s	12	W 250x73	73	876

C25i	12	HP 310x79	79	948	C3s	12	W 250x73	73	876
C26i	12	HP 310x79	79	948	C4s	12	W 250x73	73	876
C27i	12	HP 310x79	79	948	C5s	12	W 250x73	73	876
C28i	12	HP 310x79	79	948	C6s	12	W 310x44,5	44,5	534
COLUNA	COMPRIMENTO (m)	PERFIL	massa linear (kg/m)	PESO (kg)					
C9t	4,9	W 250x44,8	44,8	219,52					
C10t	4,9	W 250x44,8	44,8	219,52					
C13t	4,9	W 250x44,8	44,8	219,52					
C14t	4,9	W 250x44,8	44,8	219,52					
C15t	4,9	W 250x44,8	44,8	219,52					
C16t	4,9	W 250x44,8	44,8	219,52					
C19t	1,3	W 250x44,8	44,8	58,24					
C20t	13	W 250x44,8	44,8	582,4	TOTAL= 55285,76				

Fonte: Autor (2022)

ANEXO A.2 – TABELA DE VIGAS

VIGA	COMPRIMENTO (m)	PERFIL	massa linear (kg/m)	PESO (kg)	VIGA	COMPRIMENTO (m)	PERFIL	massa linear (kg/m)	PESO (kg)
V1a	2,65	W 200x15	15	39,75	V14a	4,07	W 200x15	15	61,05
V1b	5,55	W 200x15	15	83,25	V14b	1,56	W 200x15	15	23,4
V2a	5,55	W 200x15	15	83,25	V14c	2,1	W 200x15	15	31,5
V2b	2,65	W 200x15	15	39,75	V14d	1,55	W 200x15	15	23,25
V3	2,7	W 200x15	15	40,5	V14e	4,07	W 200x15	15	61,05
V4a	2,65	W 200x15	15	39,75	V15	1,56	W 200x15	15	23,4
V4b	5,55	W 310x21	21	116,55	V16a	5,36	W 200x15	15	80,4
V5a	5,55	W 310x21	21	116,55	V16b	1,56	W 200x15	15	23,4
V5b	2,65	W 200x15	15	39,75	V16c	2,1	W 200x15	15	31,5
V6	2,7	W 200x15	15	40,5	V16d	1,55	W 200x15	15	23,25

V7	2,7	W 200x15	15	40,5	V16e	4,07	W 200x15	15	61,05
V8a	2,65	W 200x15	15	39,75	V17a	4,07	W 250x17,9	17,9	72,853
V8b	5,55	W 310x21	21	116,55	V17b	5,36	W 250x17,9	17,9	95,944
V8c	2,7	W 200x15	15	40,5	V17c	4,07	W 250x17,9	17,9	72,853
V8d	5,55	W 310x21	21	116,55	V18	4,07	W 200x15	15	61,05
V8e	2,65	W 200x15	15	39,75	V19	4,07	W 200x15	15	61,05
V9a	2,65	W 200x15	15	39,75					
V9b	5,55	W 200x15	15	83,25				TOTAL=	2449,95
V10a	5,55	W 200x15	15	83,25				TOTAL PREDIO=	19599,6
V10b	2,65	W 200x15	15	39,75					
V11	4,07	W 200x15	15	61,05					
V12	4,07	W 200x15	15	61,05					
V13a	4,07	W 250x17,9	17,9	72,853					
V13b	5,36	W 250x17,9	17,9	95,944					
V13c	4,07	W 250x17,9	17,9	72,853					

Fonte: Autor (2022)

ANEXO B – PERFIS, COMPRIMENTOS E MASSAS PARA O CÁLCULO SEM O AUXÍLIO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL

ANEXO B.1 – TABELA DE COLUNAS

COLUNA	COMPRIMENTO (m)	PERFIL	massa linear (kg/m)	PESO (kg)	COLUNA	COMPRIMENTO (m)	PERFIL	massa linear (kg/m)	PESO (kg)
C1i	12	HP 310x79	79	948	C1s	12	W 200x46,1	46,1	553,2
C2i	12	HP 310x79	79	948	C2s	12	W 250x73	73	876
C3i	12	HP 310x79	79	948	C3s	12	W 250x73	73	876
C4i	12	HP 310x79	79	948	C4s	12	W 250x73	73	876
C5i	12	HP 310x79	79	948	C5s	12	W 250x73	73	876
C6i	12	HP 310x79	79	948	C6s	12	W 200x46,1	46,1	553,2

C7i	12	HP 310x79	79	948	C7s	12	W 200x46,1	46,1	553,2
C8i	12	W 310x107	107	1284	C8s	12	HP 310x93	93	1116
C9i	12	HP 310x79	79	948	C9s	12	W 250x73	73	876
C10i	12	HP 310x79	79	948	C10s	12	W 250x73	73	876
C11i	12	W 310x107	107	1284	C11s	12	HP 310x93	93	1116
C12i	12	HP 310x79	79	948	C12s	12	W 200x46,1	46,1	553,2
C13i	12	HP 310x79	79	948	C13s	12	W 250x73	73	876
C14i	12	HP 310x79	79	948	C14s	12	W 250x73	73	876
C15i	12	HP 310x79	79	948	C15s	12	W 250x73	73	876
C16i	12	HP 310x79	79	948	C16s	12	W 250x73	73	876
C17i	12	HP 310x79	79	948	C17s	12	W 200x46,1	46,1	553,2
C18i	12	W 310x107	107	1284	C18s	12	HP 310x93	93	1116
C19i	12	HP 310x79	79	948	C19s	12	W 250x73	73	876
C20i	12	HP 310x79	79	948	C20s	12	W 250x73	73	876
C21i	12	W 310x107	107	1284	C21s	12	HP 310x93	93	1116
C22i	12	HP 310x79	79	948	C22s	12	W 200x46,1	46,1	553,2
C23i	12	HP 310x79	79	948	C23s	12	W 200x46,1	46,1	553,2
C24i	12	HP 310x79	79	948	C24s	12	W 250x73	73	876
C25i	12	HP 310x79	79	948	C25s	12	W 250x73	73	876
C26i	12	HP 310x79	79	948	C26s	12	W 250x73	73	876
C27i	12	HP 310x79	79	948	C27s	12	W 250x73	73	876
C28i	12	HP 310x79	79	948	C28s	12	W 200x46,1	46,1	553,2
COLUNA	COMPRIMENTO (m)	PERFIL	massa linear (kg/m)	PESO (kg)					
C9t	4,9	W 200x46,1	46,1	225,89					
C10t	4,9	W 200x46,1	46,1	225,89					
C13t	4,9	W 200x46,1	46,1	225,89					
C14t	4,9	W 200x46,1	46,1	225,89					
C15t	4,9	W 200x46,1	46,1	225,89					
C16t	4,9	W 200x46,1	46,1	225,89					

C19t	1,3	W 200x46,1	46,1	59,93	
C20t	13	W 200x46,1	46,1	599,3	TOTAL= 52808,17

Fonte: Autor (2022)

ANEXO B.2 – TABELA DE VIGAS

VIGA	COMPRIMENTO (m)	PERFIL	massa linear (kg/m)	PESO (kg)	VIGA	COMPRIMENTO (m)	PERFIL	massa linear (kg/m)	PESO (kg)
V1a	2,65	W 200x19,3	19,3	51,145	V14a	4,07	W 200x15	15	61,05
V1b	5,55	W 200x19,3	19,3	107,115	V14b	1,56	W 250x25,3	25,3	39,468
V2a	5,55	W 200x19,3	19,3	107,115	V14c	2,1	W 250x25,3	25,3	53,13
V2b	2,65	W 200x19,3	19,3	51,145	V14d	1,55	W 250x25,3	25,3	39,215
V3	2,7	W 200x15	15	40,5	V14e	4,07	W 200x19,3	19,3	78,551
V4a	2,65	W 200x19,3	19,3	51,145	V15	1,56	W 150x13	13	20,28
V4b	5,55	W 250x25,3	25,3	140,415	V16a	5,36	W 200x15	15	80,4
V5a	5,55	W 250x25,3	25,3	140,415	V16b	1,56	W 250x25,3	25,3	39,468
V5b	2,65	W 200x19,3	19,3	51,145	V16c	2,1	W 250x25,3	25,3	53,13
V6	2,7	W 200x15	15	40,5	V16d	1,55	W 250x25,3	25,3	39,215
V7	2,7	W 150x13	13	35,1	V16e	4,07	W 200x19,3	19,3	78,551
V8a	2,65	W 200x19,3	19,3	51,145	V17a	4,07	W 250x25,3	25,3	102,971
V8b	5,55	W 250x25,3	25,3	140,415	V17b	5,36	W 250x25,3	25,3	135,608
V8c	2,7	W 150x13	13	35,1	V17c	4,07	W 250x25,3	25,3	102,971
V8d	5,55	W 250x25,3	25,3	140,415	V18	4,07	W 200x19,3	19,3	78,551
V8e	2,65	W 200x19,3	19,3	51,145	V19	4,07	W 200x19,3	19,3	78,551
V9a	2,65	W 200x19,3	19,3	51,145					
V9b	5,55	W 200x19,3	19,3	107,115				TOTAL=	3130,242
V10a	5,55	W 200x19,3	19,3	107,115				TOTAL PREDIO=	25041,936
V10b	2,65	W 200x19,3	19,3	51,145					
V11	4,07	W 200x19,3	19,3	78,551					

V12	4,07	W 200x19,3	19,3	78,551					
V13a	4,07	W 250x25,3	25,3	102,971					
V13b	5,36	W 250x25,3	25,3	135,608					
V13c	4,07	W 250x25,3	25,3	102,971					

Fonte: Autor (2022)

APÊNDICE A – TABELAS DE PESO ESPECÍFICO DE ACORDO COM A NBR 6120

APÊNDICE A.1 Peso específico aparente dos materiais de construção

Material		Peso específico aparente γ_{ap} kN/m ³
1 Rochas naturais	Arenito	21 a 27 (24)
	Ardósia	28
	Basalto, diorito, gabro	27 a 31 (29)
	Calcário denso	20 a 29 (24,5)
	Gnaíse	30
	Granito, sienito, pórfiro	27 a 30 (28,5)
	Lava basáltica	24
	Mármore e calcário	28
	Outros calcários	20
	Taquilito	26
2 Blocos artificiais e pisos	Blocos de concreto vazados (função estrutural, classes A e B, ABNT NBR 6136)	14
	Blocos cerâmicos vazados com paredes vazadas (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)	12
	Blocos cerâmicos vazados com paredes maciças (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)	14
	Blocos cerâmicos maciços	18
	Blocos de concreto celular autoclavado (Classe C25 – ABNT NBR 13438)	5,5
	Blocos de vidro	9
	Blocos sílico-calcáreos	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Porcelanato	23
	Terracota	21

Material		Peso específico aparente γ_{ap} kN/m ³
3 Argamassas e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cal	12 a 18 (15)
	Argamassa de cimento e areia	19 a 23 (21)
	Argamassa de gesso	12 a 18 (15)
	Argamassa autonivelante	24
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
	NOTA Os pesos específicos de argamassas e concretos são válidos para o estado endurecido.	

Fonte: ABNT (2019)

APÊNDICE A.2 Valores característicos das cargas variáveis nominais

Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5	–
	Sala, copa, cozinha	1,5	–
	Sanitários	1,5	–
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	2	–
	Quadras esportivas	5 ^a	–
	Salão de festas, salão de jogos	3 ^a	–
	Áreas de uso comum	3 ^a	–
	Academia	3 ^a	–
	Forro acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,1 ^{a,r}	–
	Sótão	2 ^a	–
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,5	–
	Corredores de uso comum	3	–
	Depósitos	3	–
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		
Jardins (ver item nesta Tabela)			

Fonte: ABNT (2019)

APÊNDICE B – TABELAS DE PONDERAÇÃO DE AÇÕES ACORDO COM A NBR 8681

APÊNDICE B.1 Ações permanentes diretas consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30	1,0

¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.
²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Fonte: ABNT (2003)

APÊNDICE C – TABELAS DA NBR 8800

APÊNDICE C.1 Valores dos coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

Fonte: ABNT (2008)

APÊNDICE C.2 Fatores de combinação para ações variáveis

Ações		γ_{fz} ^a		
		ψ_0	ψ_1 ^d	ψ_2 ^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

^a Ver alínea c) de 4.7.5.3.
^b Edificações residenciais de acesso restrito.
^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.
^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0.
^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

Fonte: ABNT (2008)