

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
Curso de Especialização em Especialização em Análise e Dimensionamento de Estruturas
de Concreto Armado e Aço

Heleno de Paula Rezende Siqueira

PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM ESTRUTURAS DE AÇO
CONSIDERANDO AS ANÁLISES EM TEORIA DE 1ª E DE 2ª ORDEM ATRAVÉS DO
SOFTWARE ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Belo Horizonte

2024

Heleno de Paula Rezende Siqueira

**PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDÍFÍCIO EM ESTRUTURAS DE AÇO
CONSIDERANDO AS ANÁLISES EM TEORIA DE 1ª E DE 2ª ORDEM ATRAVÉS DO
SOFTWARE ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**

Trabalho Final apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço".

Orientador: Prof. Armando Cesar Campos Lavall, D.Sc.

Belo Horizonte

2024

Ata de defesa emitida pela secretaria do Curso contendo as assinaturas.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA / TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO (TCC)

ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA / TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO (TCC)

Aos **dezenove dias** do mês de **abril de 2024**, às 15h, o estudante **Heleno de Paula Rezende Siqueira** matrícula 2017690443, defendeu o Trabalho intitulado **"PROJETO DE UM EDIFÍCIO EM ESTRUTURAS DE AÇO CONSIDERANDO AS ANÁLISES EM TEORIA DE 1º E DE 2º ORDEM ATRAVÉS DO SOFTWARE ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS"**.

Participaram da banca examinadora os abaixo indicados, que, por nada mais terem a declarar, assinam eletronicamente a presente ata.

Nota: (90,0)

Orientador(a): Prof. Armando Cesar Campos Lavall

Nota: (90,0)

Examinador(a): Prof. Lucas Ribeiro dos Santos



Documento assinado eletronicamente por Armando Cesar Campos Lavall, Professor do Magistério Superior, em 21/04/2024, às 20:25, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por Lucas Ribeiro dos Santos, Professor do Magistério Superior, em 22/04/2024, às 09:37, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador 3187206 e o código CRC 78F47B3D.

Este documento deve ser editado apenas pelo Orientador e deve ser assinado eletronicamente por

todos os membros da banca.

Resumo

Atualmente, a norma brasileira, ABNT NBR 8800 (2008), tem recomendado que as análises estruturais devem ser realizadas utilizando-se a *análise elástica em teoria de segunda ordem* ou *análise não linear geométrica*, na qual o equilíbrio da estrutura é analisado na sua posição *deslocada*. O objetivo deste trabalho é apresentar o cálculo e o dimensionamento de um edifício residencial de quatro andares, estruturado em aço, com vigas e pilares em perfis laminados e os pisos em lajes mistas utilizando *steel deck*, considerando-se as análises em teoria de 1ª ordem e de 2ª ordem. Para o desenvolvimento deste trabalho foi utilizado o software Robot Structural Analysis Professional, que é uma ferramenta de análise estrutural avançada que permite realizar análises lineares e não lineares, geométricas e de material, de modelos estruturais de edifícios, pontes e diversos tipos de estruturas industriais. A estrutura foi modelada tridimensionalmente e, na análise considerou-se que a laje trabalha como um diafragma rígido no plano horizontal. No trabalho foi apresentado o dimensionamento completo dos pilares e vigas dos pórticos rígidos, utilizando-se as equações da NBR 8800. As verificações dos pilares e das diagonais dos pórticos treliçados, bem como da viga secundária típica do edifício, foram apresentadas utilizando planilhas Excel desenvolvidas ao longo deste trabalho. Ao final, observou-se que as flechas máximas ocorridas nas vigas, bem como o deslocamento lateral do edifício, permaneceram dentro dos critérios normativos, indicando que o sistema estrutural de contraventamento adotado, tanto no sentido transversal quanto no sentido longitudinal, foi adequado e levou a um dimensionamento seguro da edificação.

Palavras chave: Análises em teoria de 1ª e de 2ª ordem; Edifícios estruturados em aço; Software Robot Structural Analysis; Sistemas de contraventamento.

Abstract

Currently, Brazilian standards, ABNT NBR 8800 (2008), have recommended that structural analyzes should be carried out using elastic analysis in second-order theory or geometric nonlinear analysis, in which the balance of the structure analyzed in its displaced position. The objective of this work is to present the calculation and designing of a four-story residential building, structured in steel, with beams and columns in laminated profiles and the floors in composite slabs using steel deck, considering the analyzes in 1st order theory and 2nd order. To develop this work, the Robot Structural Analysis Professional software was used, which is an advanced structural analysis tool that allows linear and non-linear, geometric and material analyses, of structural models of buildings, bridges and various types of industrial structures. The structure was modeled three-dimensionally and, in the analysis, it was considered that the slab works as a rigid diaphragm in the horizontal plane. The work presented the complete designing of the columns and beams of the rigid frames, using the NBR 8800 equations. The verifications of the columns and diagonals of the lattice frames, as well as the typical secondary beam of the building, were presented using Excel spreadsheets developed throughout this work. In the end, it was observed that the maximum deflections occurring in the beams, as well as the lateral displacement of the building, remained within the normative criteria, indicating that the structural bracing system adopted, both in the transverse and longitudinal directions, was adequate and led to a safe design of the building.

Keywords: Analysis in first and second order theory; Steel buildings; Robot Structural Analysis Software; Bracing systems.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	9
1.1	Considerações Gerais.....	9
1.2	Objetivo	10
2.	DESCRIÇÃO GERAL DO EDÍFICIO	11
3	MATERIAIS	17
3.1	Peso específicos dos materias.....	17
3.2	Especificações dos Materiais	17
4	NORMAS ADOTADAS	16
5	DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES	18
5.1	Ações permanentes - CP.....	18
5.2	Ações variáveis - CA.....	18
5.3	Ações devidas ao vento-(CV) -NBR 6123.....	18
5.3.1	Vento transversal.....	19
5.3.2	Vento longitudinal.....	20
6	PROGRAMAS UTILIZADOS	21
7	SISTEMA ESTRUTURAL	21
7.1	Plano das bases e vigas.....	21
7.2	Elevações	26

8	DETERMINAÇÃO DAS COMBINAÇÕES DE CÁLCULO, DO TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF) E DIMENSIONAMENTO DAS LAJES MISTAS	33
8.1	Combinação de ações.....	33
8.1.1	Coefficiente de ponderação e fatores de combinação e de redução.....	34
8.1.2	Combinações utilizadas no dimensionamento.....	35
8.2	Cálculo do TRRF.....	36
8.3	Dimensionamento da laje mista.....	38
9	ANÁLISE DA ESTRUTURA ATRAVÉS DO SOFTWARE ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS TEORIAS DE 1º E 2º ORDEM	43
9.1	Considerações iniciais.....	43
9.1.1	Análise em teoria de 1º ordem.	44
9.1.2	Análise em teoria de 2º ordem.	44
9.1.3	Software Robot Structural Analysis	44
9.2	Modelagem.....	45
9.2.1	Considerações iniciais.....	45
9.2.2	Vinculações nodais.....	46
9.2.3	Liberações das barras.....	47
9.2.4	Laje (diafragma rígido).....	47
9.3	Resultados das Análises em teorias de 1º e 2º ordem.....	48
9.3.1	Considerações iniciais.....	48
9.3.2	Esforços solicitantes e dimensionamento dos pilares e vigas do pórtico transversal do eixo2.....	48
9.3.3	Esforços solicitantes e dimensionamento do pórtico contraventado da fila B.....	58

9.3.4 Esforços solicitantes e dimensionamento das vigas secundárias (ELU)	62
10 CONCLUSÃO	65
11 REFERÊNCIAS	67

1- INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

O *projeto estrutural* tem como objetivo conceber uma estrutura que atenda a todas as necessidades para as quais ela será construída, satisfazendo as questões de segurança e de utilização, e também, questões econômicas e construtivas. A sua elaboração compreende a realização de uma *análise estrutural* para determinação dos efeitos das ações na estrutura; o *dimensionamento* de seus elementos capazes de atender às solicitações encontradas na análise quanto aos estados limites últimos e de serviço e o *detalhamento final do projeto*, para posterior execução da obra.

Até recentemente, os projetos eram geralmente desenvolvidos considerando-se o equilíbrio da estrutura na sua posição *indeslocada* e o comportamento elástico linear dos materiais, ou seja, utilizando-se a *análise elástica em teoria de primeira ordem* ou *análise linear*.

Atualmente, as Normas Técnicas, tanto internacionais quanto nacionais, como a ABNT NBR 8800 (2008), têm estabelecido que as análises estruturais devem considerar o equilíbrio da estrutura na sua posição *deslocada*, ou seja, utilizando-se a *análise em teoria de segunda ordem* ou *análise não linear geométrica*.

Dessa forma, pesquisadores e engenheiros têm reconhecido a necessidade e a importância de se considerar, no projeto de estruturas de aço, os diversos efeitos não lineares envolvidos no problema, destacando-se os efeitos de 2ª ordem. A não linearidade geométrica é causada pelos efeitos de segunda ordem $P-\Delta$ e $P-\delta$, oriundos da deformação da estrutura, à medida que esta é carregada.

Com o crescente avanço tecnológico na área da informática, o uso de softwares de cálculo estrutural tem-se tornado uma ferramenta útil e indispensável, pois permite efetuar rotinas de cálculos e detalhamentos com mais agilidade, além de simular, de forma mais realista, o comportamento da estrutura nas diversas situações. Dessa forma, o engenheiro estrutural tem sido mais exigido pois, além de ter o domínio dos conceitos da engenharia estrutural, tem que conhecer e ter habilidade na utilização dos softwares.

Para o desenvolvimento deste trabalho foi utilizado o software Robot Structural Analysis Professional, desenvolvido pela Autodesk, que é uma ferramenta de análise estrutural avançada que permite realizar análises lineares e não lineares, geométricas e de material, de modelos estruturais de edifícios, pontes e diversos tipos de estruturas industriais. A rigor, ele é capaz de analisar praticamente qualquer tipo e forma de uma estrutura e o projeto de elementos da estrutura tanto em aço, quanto em concreto armado e em madeira.

As orientações da ABNT NBR 8800 (2008) para a análise em teoria de segunda ordem podem ser resumidas a seguir, conforme *Fakury et al (2016)*:

- efetua-se uma *análise em teoria de segunda ordem* para cada uma das possíveis combinações últimas de ações que podem solicitar a estrutura;
- leva-se em conta o efeito das *imperfeições iniciais geométricas* por meio de *forças nocionais*, exceto nas combinações de ações em que existam forças horizontais;
- considera-se o efeito das *imperfeições iniciais de material* usando as *rigidezes reduzidas* dos componentes estruturais (80% das rigidezes originais).

1.2 Objetivo

O objetivo deste trabalho é apresentar o cálculo e o dimensionamento de um edifício residencial de quatro andares, estruturado em aço, com vigas e pilares em perfis laminados e os pisos em lajes mistas utilizando steel deck MF-75. Os esforços solicitantes serão determinados utilizando as análises em teoria de 1ª ordem e de 2ª ordem através do software Robot Structural Analysis.

2- DESCRIÇÃO GERAL DO EDÍFICIO

Trata-se de um edifício residencial em planta de formato retangular, com as dimensões em planta de 17,10m de comprimento por 10,90m de largura, pé-direito de 3,50m com a altura total de 18,30m.

As FIGURAS 2.1(a) e 2.1(b), mostram as vistas em perspectivas, frontal e lateral, respectivamente, do edifício utilizado como estudo de caso deste trabalho que, inicialmente fora idealizado para ser projetado em estrutura de concreto armado.

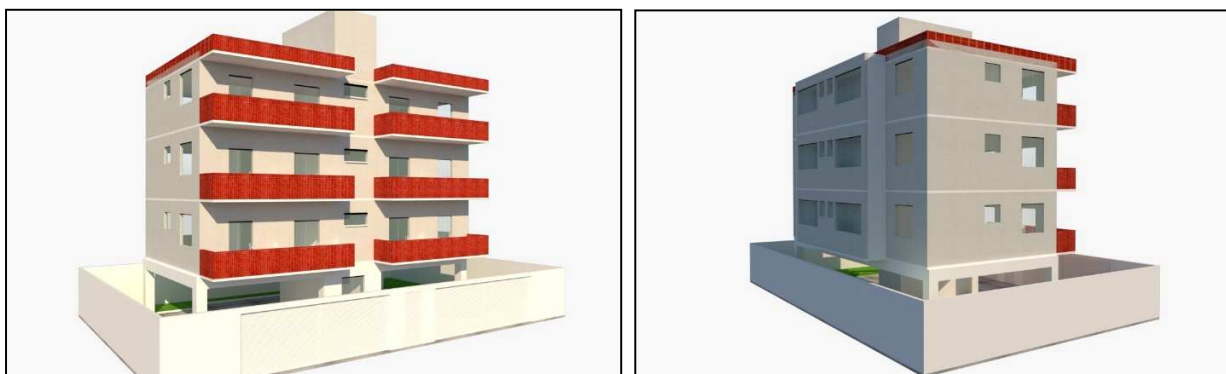


Figura 2.1 – (a) Vista em perspectiva frontal; (b) Vista em perspectiva lateral

O edifício possui pilotis com oito vagas de garagem, três pavimentos com dois apartamentos por andar, caixa de escada por onde se faz a transição entre os andares, localizada na parte central do edifício e, em cujo o topo, encontra-se o barrilete e o reservatório d'água.

AS FIGURAS 2.2, 2.3, 2.4, 2.5 e 2.6, apresentam as plantas arquitetônicas do projeto, respectivamente, planta baixa da garagem, planta do pavimento tipo, planta da cobertura, planta do reservatório e elevação lateral do edifício, cujas dimensões estão em milímetros (mm).

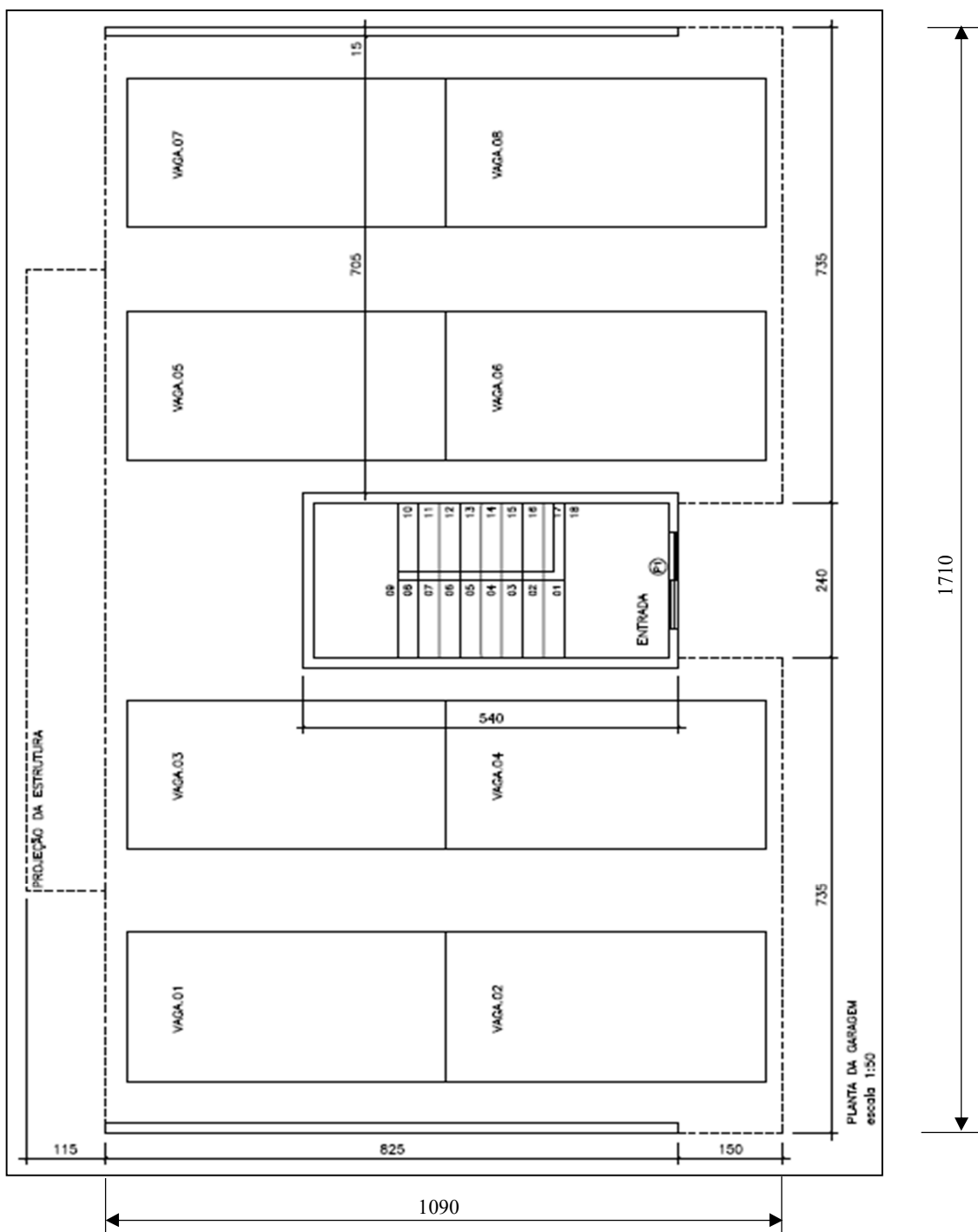


FIGURA 2.2 - Planta baixa da garagem

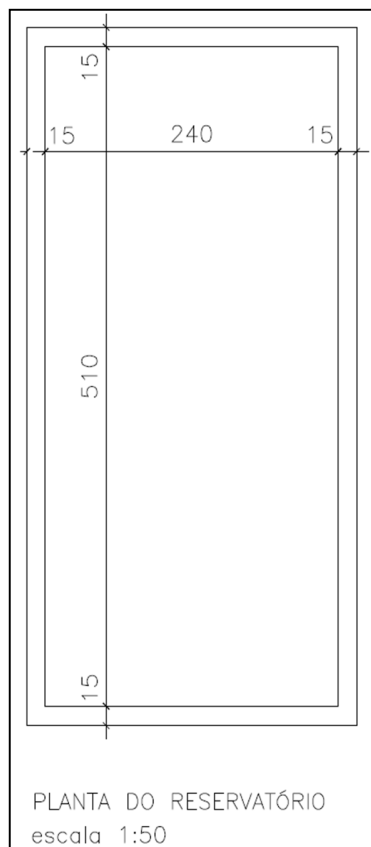


FIGURA 2.5 - Planta do reservatório

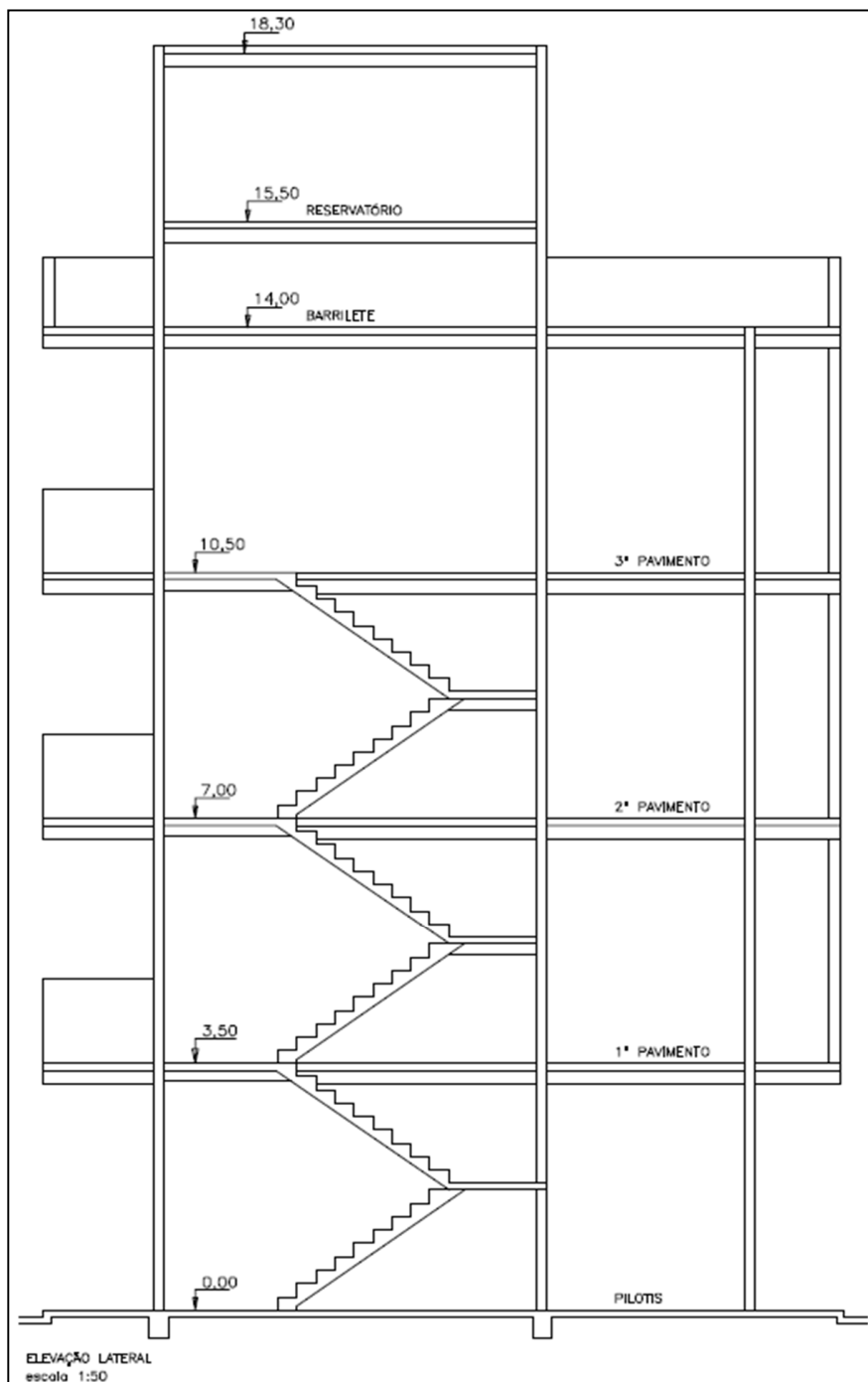


FIGURA 2.6 – Elevação lateral (corte AA)

3- MATERIAIS

Os materiais a serem utilizados neste trabalho apresentam os seguintes pesos específicos e propriedades mecânicas.

3.1 – Peso Específicos dos Materiais

Peso específico do concreto armado (NBR – 6120:2019)	$\gamma_{conc} = 25 \frac{KN}{m^3}$
Peso específico do aço (NBR – 6120:2019)	$\gamma_{aço} = 77,5 \frac{KN}{m^3}$
Peso específico da água	$\gamma = 9,81 \frac{KN}{m^3}$

3.2 – Especificações dos Materiais

Modulo de elasticidade do aço	$E = 20.000 \frac{KN}{cm^2}$
Aço da estrutura - ASTM A572 G50	$f_y = 34,5 \frac{KN}{cm^2}$; $f_u = 45,0 \frac{KN}{cm^2}$
Peso da alvenaria de vedação em bloco cerâmico vazado com espessura de 14cm (NBR 6120:2019)	$P = 1,70 \frac{KN}{m^2}$
Peso próprio da laje mista MF-75 com altura de 140mm e espessura de 0,95mm.....	$P = 2,52 \frac{KN}{m^2}$

4- NORMAS ADOTADAS

ABNT NBR 6120:2019. *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro: 2019.

ABNT NBR 6123:1988. *Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro: 1988.

ABNT NBR 8681:2003. *Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos*. Rio de Janeiro: 2003.

ABNT NBR 8800:2008. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro: 2008.

ABNT NBR 14323:2013. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*. Rio de Janeiro: 2013.

5- DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES

5.1 Ações Permanentes – CP

As ações permanentes são aquelas praticamente invariáveis ao longo da vida útil da estrutura, como o peso próprio da estrutura e de todos os elementos componentes da construção, tais como pisos, paredes permanentes, revestimentos e acabamentos, entre outros.

Laje steel deck MF-75 com altura de 140mm espessura de 0,95mm	Laje = $2,52 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
Paredes internas com altura de 3,50m	Ppróprio = $5,95 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
Paredes internas com altura de 1,00m	Ppróprio = $1,70 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
Paredes internas com altura de 1,40m	Ppróprio = $2,38 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
Paredes internas com altura de 2,40m	Ppróprio = $4,08 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
Peso da caixa d'água	Ppróprio = $4,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

5.2 Ações Variáveis – CA

As ações variáveis são aquelas que variam com o tempo. Entre essas ações as decorrentes do uso e ocupação da edificação, como sobrecargas em pisos e coberturas, as oriundas de divisórias móveis e do vento usual entre outras.

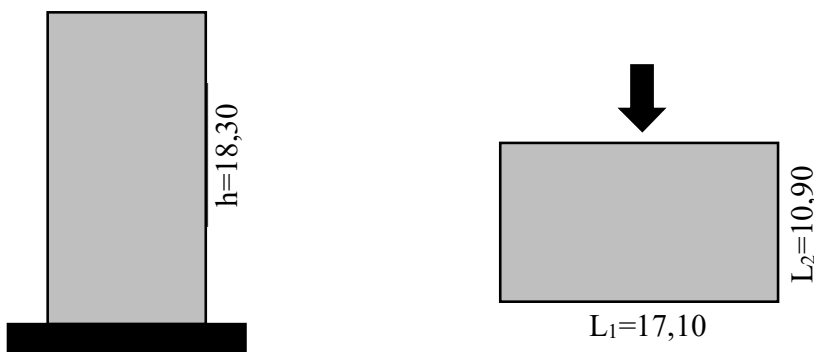
Sobrecargas em pisos	Ppróprio = $2,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
Escada sem acesso ao público	Ppróprio = $2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

5.3 Ações Devidas ao Vento – (CV) – ABNT NBR 6123: 1988

- Velocidade básica do vento (Belo Horizonte): $V_0 = 31,50 \text{ m/s}$;
- Fator topográfico: $S_1 = 1,00$ (terreno plano);
- Fator de rugosidade: $S_2 = b \times F_r \left(\frac{z}{10} \right)^P$; NBR 6123 – Tab. 1: Categoria V; Classe A;

- Fator estatístico: $S_3 = 1,00$; NBR 6123 – Tab. 3;
- Velocidade característica: $V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3$;
- Pressão dinâmica: $q_k = 0,613 \times V_k^2$ (N/m²);
- Força de arrasto: $F_a = C_a \times q \times A_e$ (N);
- Coeficiente de arrasto: C_a ; NBR 6123 – Fig. 4 (Vento de baixa turbulência).

5.3.1 Vento transversal:



$$h = 18,30\text{m} \quad \frac{h}{L_1} = 1,07$$

$$L_1 = 17,10\text{m} \quad \frac{L_1}{L_2} = 1,57$$

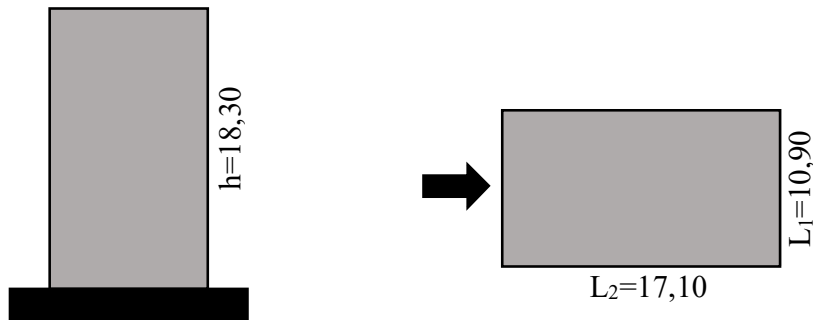
$$L_2 = 10,90\text{m}$$

TABELA 5.1 – Cálculo das forças de vento na direção transversal

V_o	Categoria	Classe	F_r	b	p	S_1	S_3	C_a
31,50	V	A	0,98	0,73	0,16	1,00	1,00	1,23

Elevação (m)	S_2	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	P_d (m)	Largura (m)	A_i (m ²)	Força (kN)
3,50	0,60	19,05	0,22	3,50	17,10	59,85	18,71
7,00	0,68	21,29	0,28	3,50	17,10	59,85	22,22
10,50	0,72	22,71	0,32	3,50	17,10	59,85	25,25
14,00	0,75	23,78	0,35	3,50	17,10	44,25	14,33
15,50	0,77	24,17	0,36	1,50	2,70	5,40	2,49
18,30	0,79	24,76	0,38	2,80	2,70	3,38	1,59

5.3.2 Vento longitudinal:



$$h = 18,30\text{m} \quad \frac{h}{L_1} = 1,68$$

$$L_1 = 10,90\text{m} \quad \frac{L_1}{L_2} = 0,64$$

$$L_2 = 17,10\text{m}$$

TABELA 5.2 – Cálculo das forças de vento na direção longitudinal

V_0	Categoria	Classe	F_r	b	p	S_1	S_3	C_a
31,50	V	A	0,98	0,73	0,16	1,00	1,00	1,15

Elevação (m)	S_2	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	P_d (m)	Largura (m)	A_i (m ²)	Força (kN)
3,50	0,60	19,05	0,22	3,50	10,90	38,15	9,54
7,00	0,68	21,29	0,28	3,50	10,90	38,15	11,33
10,50	0,72	22,71	0,32	3,50	10,90	38,15	12,64
14,00	0,75	23,78	0,35	3,50	10,90	27,25	8,06
15,50	0,77	24,17	0,36	1,50	5,40	10,80	3,99
18,30	0,79	24,76	0,38	2,80	5,40	6,75	2,54

6- PROGRAMAS UTILIZADOS

Os programas utilizados para o desenvolvimento deste trabalho foram:

AUTOCAD

EXCEL

FTOOL

ROBOT STRUCTURAL ANALYSYS

7- SISTEMA ESTRUTURAL

A FIGURA 7.1 a seguir apresenta o Plano das bases do edifício mostrando o posicionamento dos pilares segundo as filas A B e C e os eixos de 1 a 7. As FIGURAS 7.2 e 7.3 apresentam o Plano das vigas nas elevações +3500 @ +10500 e +14000, respectivamente. As FIGURAS 7.4 e 7.5 apresentam, respectivamente, o Plano do reservatório (El. +15500) e o Plano de fechamento do reservatório (El. +15300).

7.1 Plano das Bases, Vigas e Reservatório

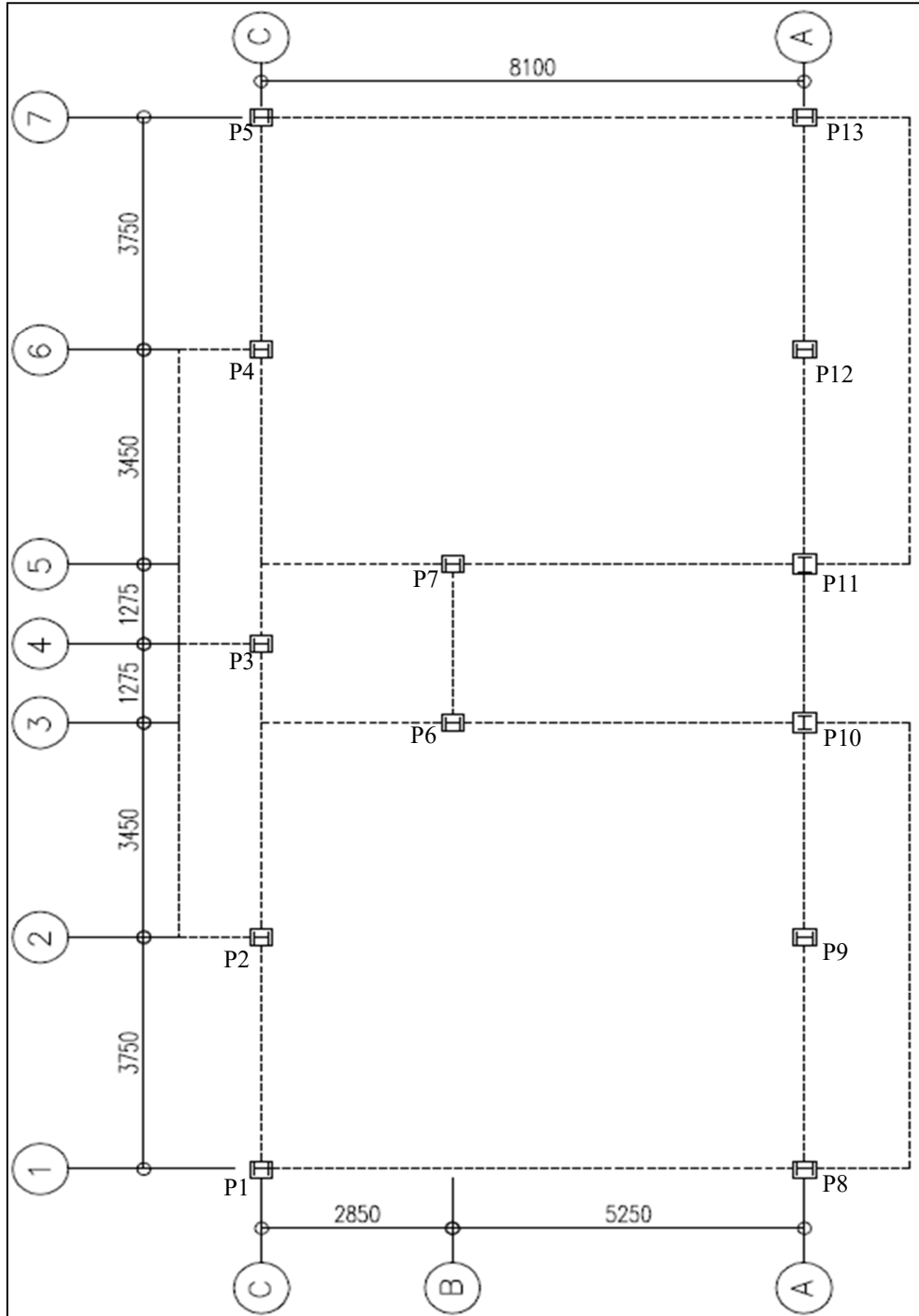


FIGURA 7.1 – Plano das bases

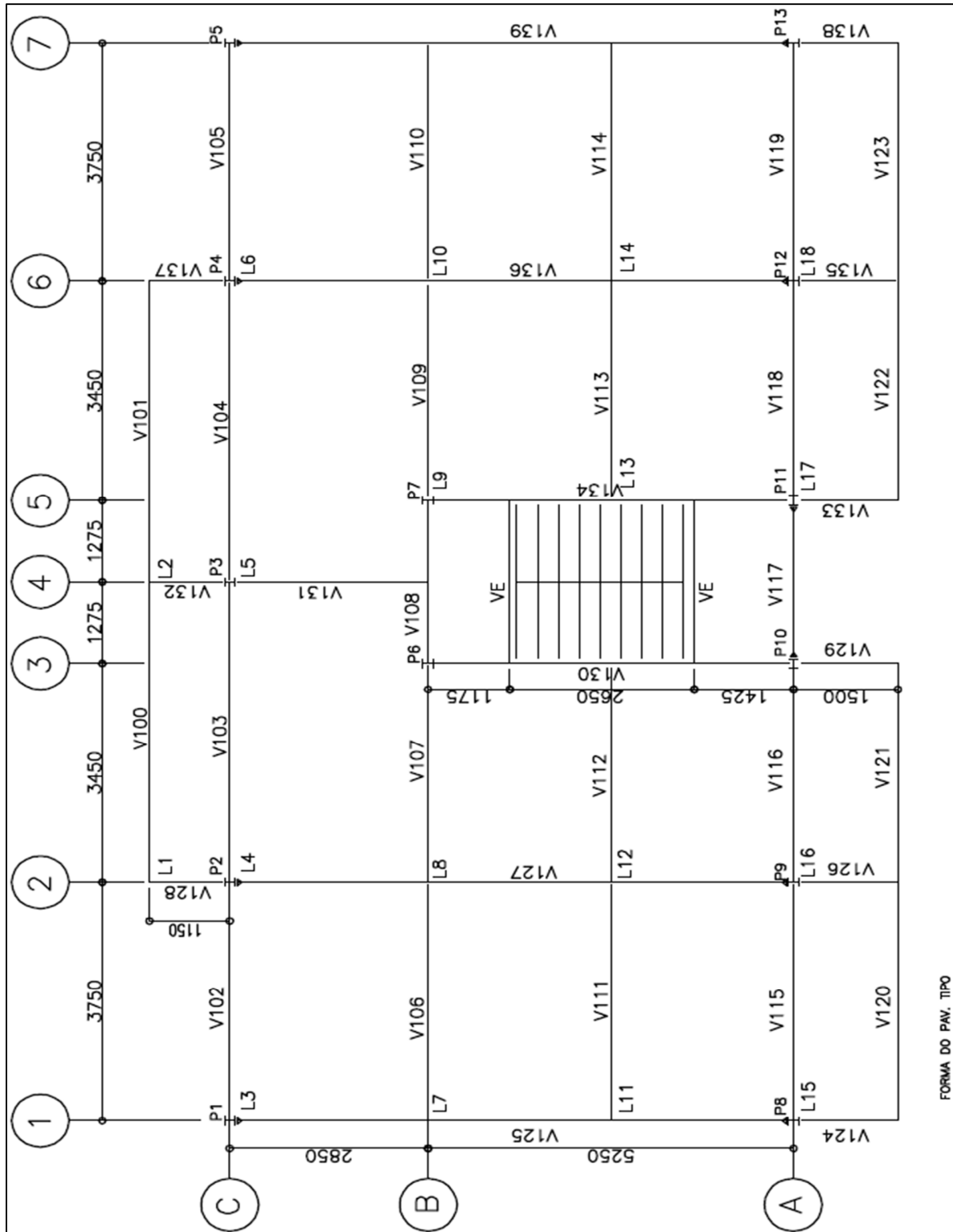


FIGURA 7.2 – Plano das vigas (El. +3500 @ +10500)

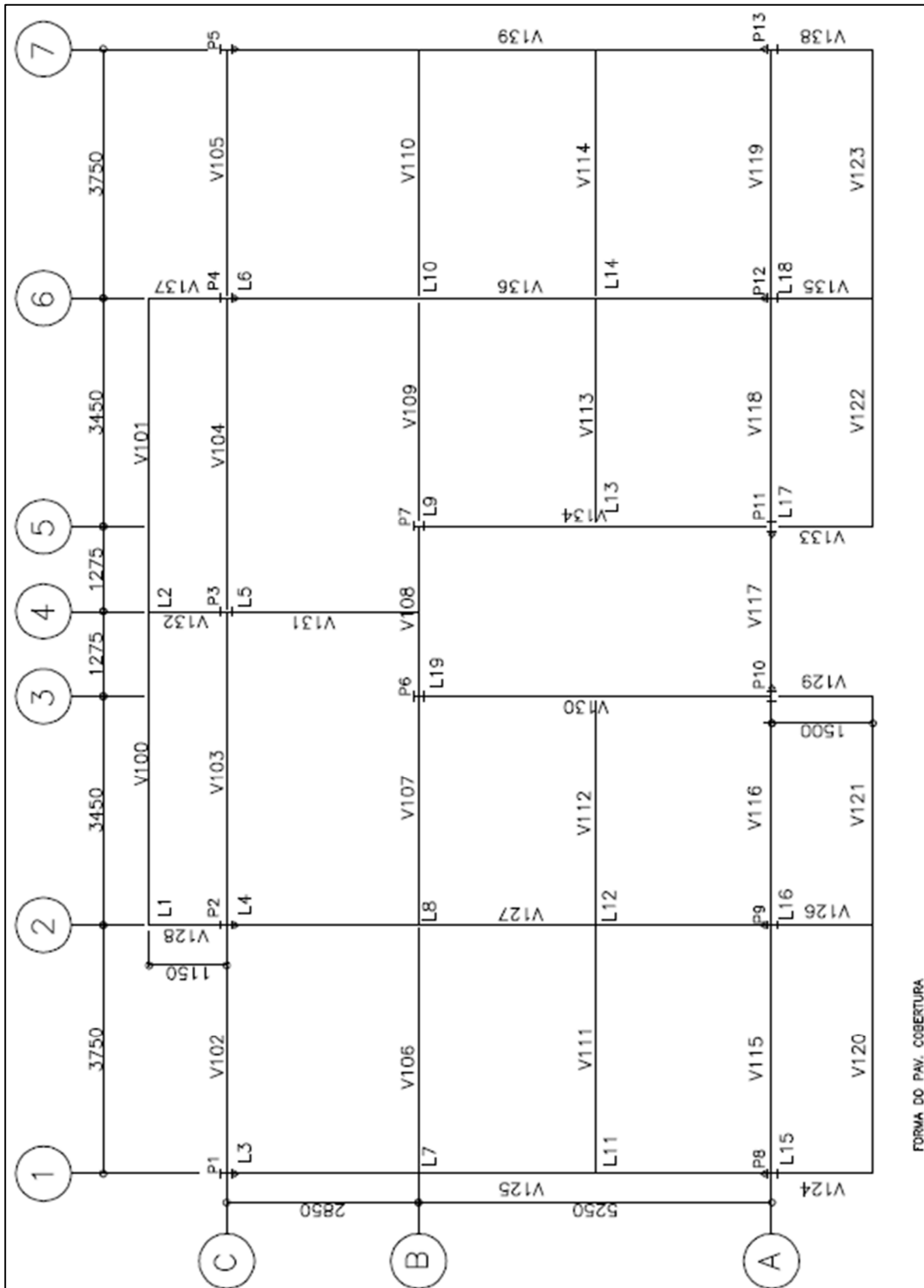


FIGURA 7.3 – Plano das vigas (El.+14000)

FORMA DO PAV. COBERTURA

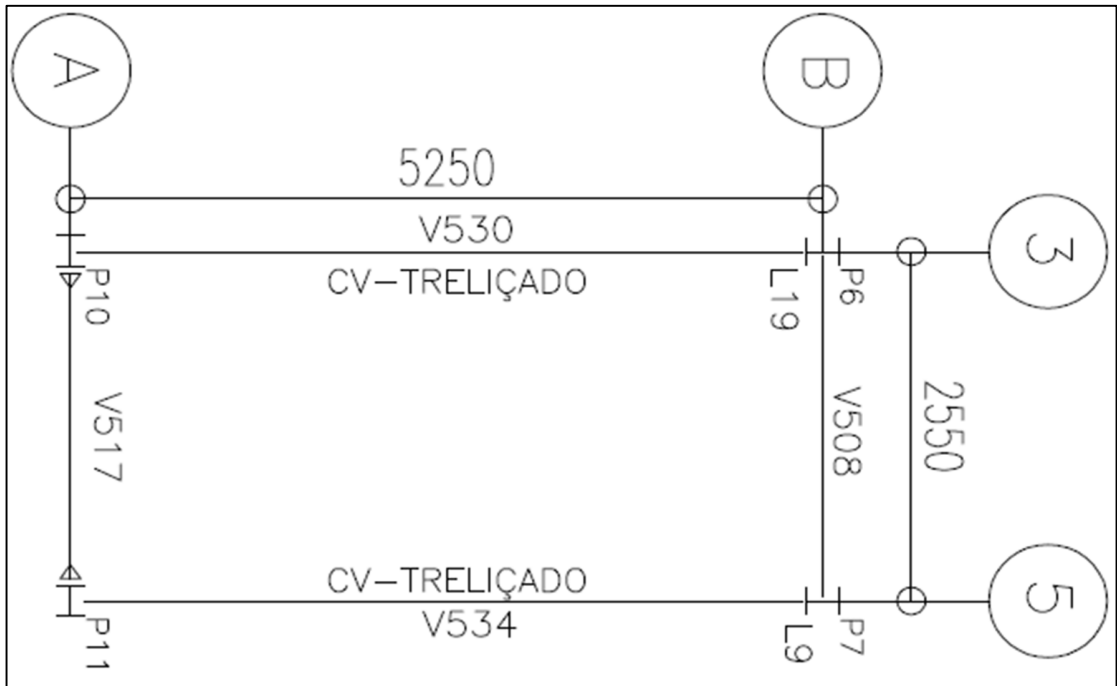


FIGURA 7.4 – Plano do reservatório (El. +15500)

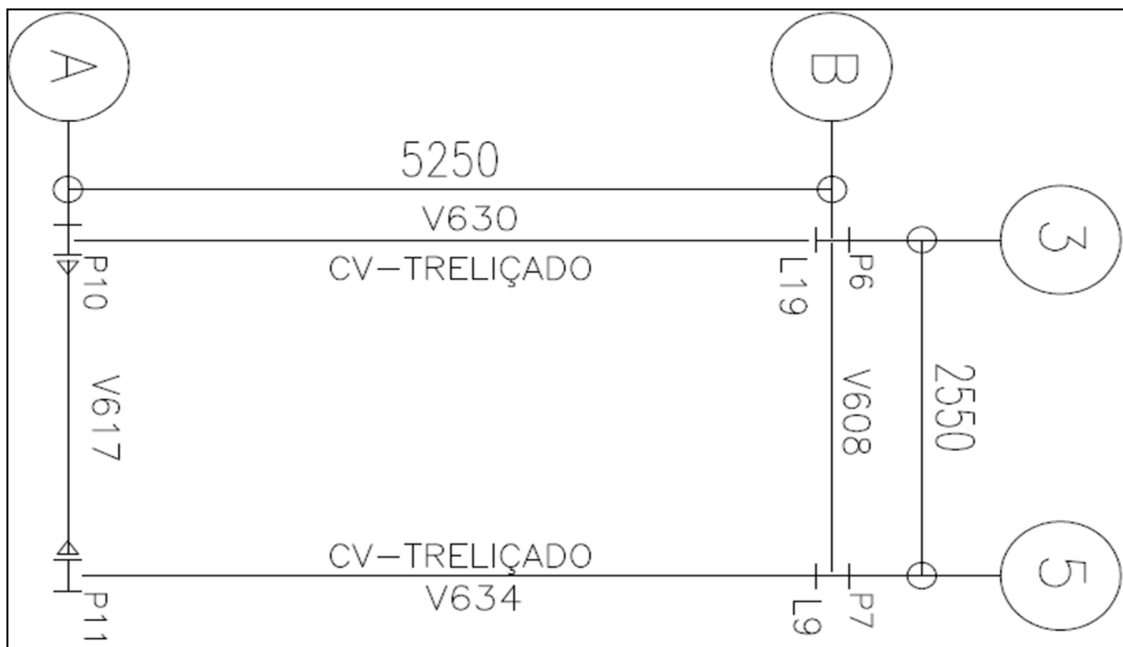


FIGURA 7.5 – Plano de fechamento do reservatório (El. +18300)

7.2 Elevações

A FIGURA 7.6 apresenta uma vista tridimensional do edifício obtida através do software Robot Structural Analysis utilizado na análise estrutural deste trabalho.

O sistema de contraventamento da estrutura no sentido transversal consistiu em pórticos rígidos localizados **nos eixos 1,2,6, e7**. No sentido longitudinal foram adotados pórticos rígidos, na **fila A** entre os eixos 3 e 5, pórticos treliçados na **fila B**, entre os eixos 3 e 5 e pórticos treliçados na **fila C** entre os eixos 1 e 2 e entre os eixos 6 e 7.

O perfil I laminado da Gerdau foi utilizado nas vigas, pilares e contraventamentos da estrutura.

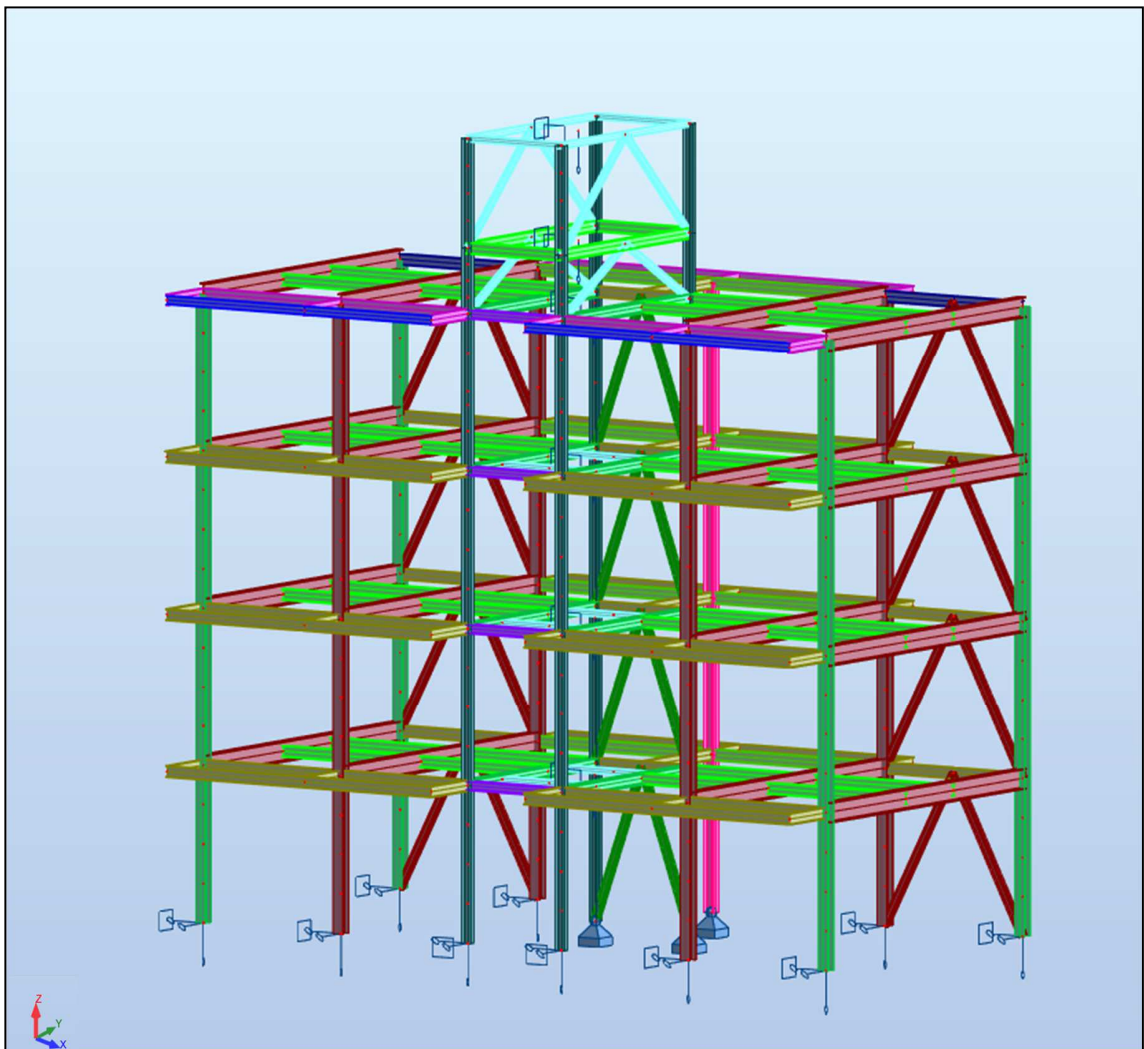


FIGURA 7.6 – Estrutura em 3D.

A FIGURA 7.7 mostra o pórtico rígido dos eixos 1 e 7.

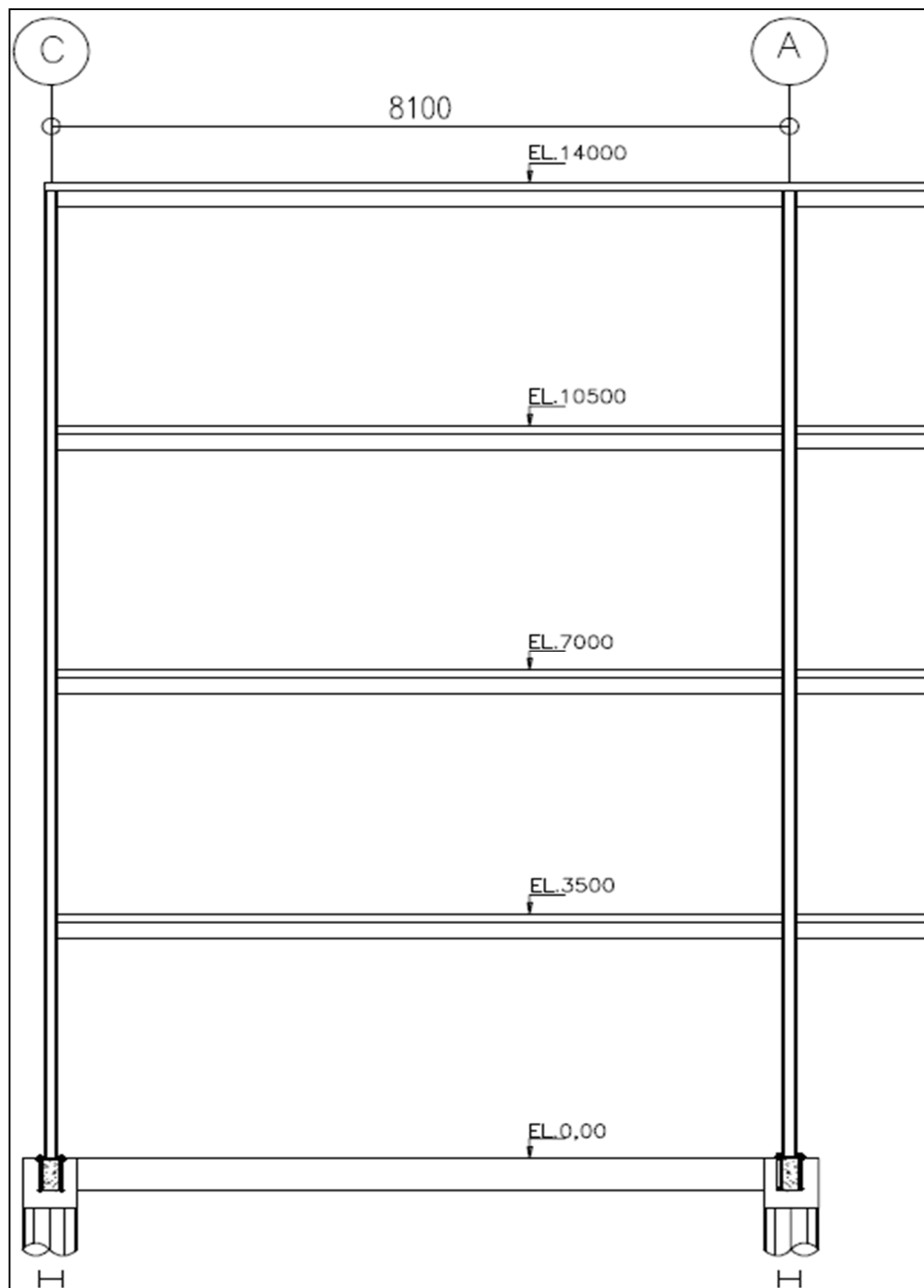


FIGURA 7.7 – Elevação dos eixos 1 e 7

A FIGURA 7.8 mostra o pórtico rígido dos eixos 2 e 6.

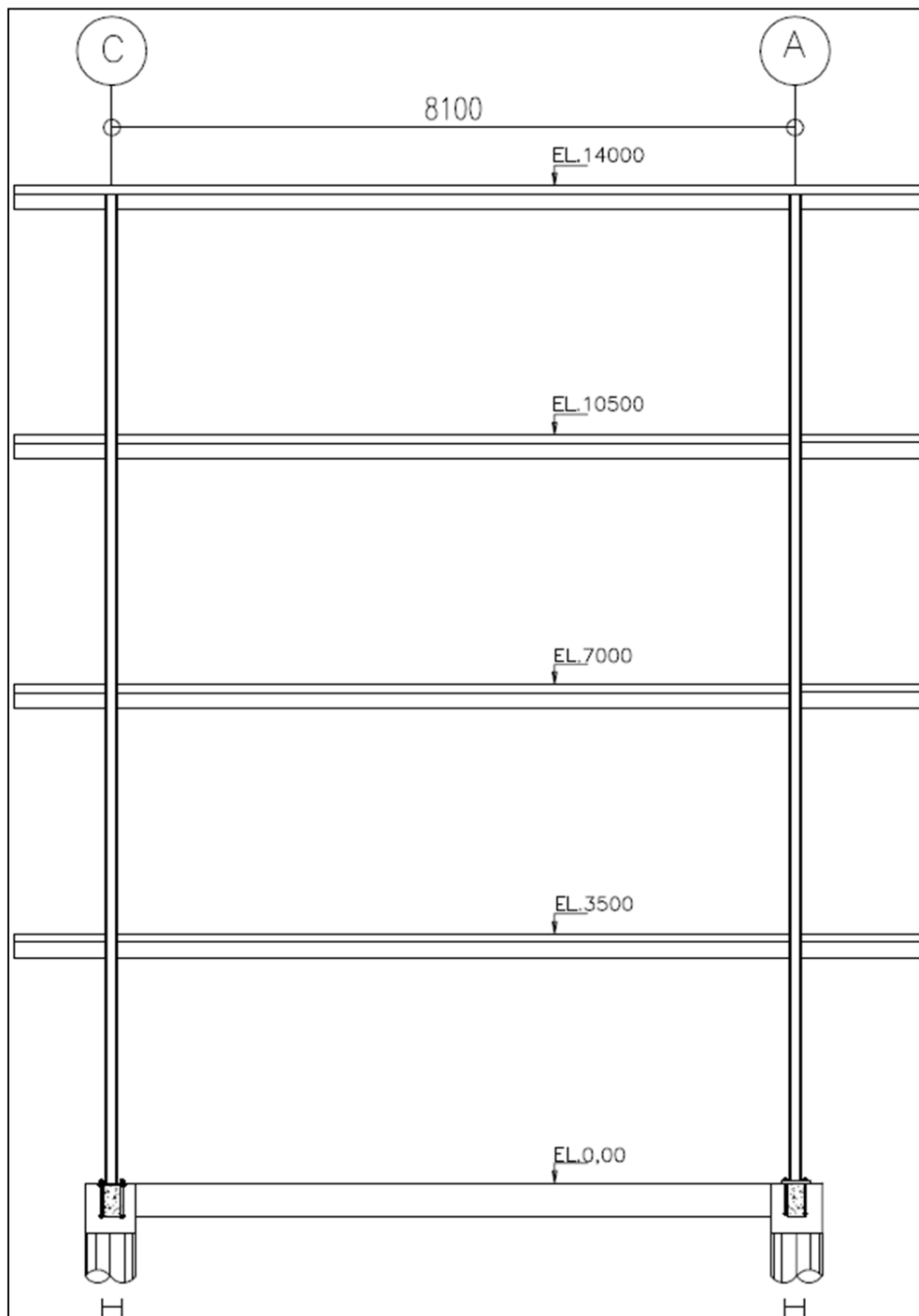


FIGURA 7.8 – Elevação dos eixos 2 e 6

A FIGURA 7.9 mostra o treliçamento do barrilete na caixa d'água dos eixos 3 e 5.

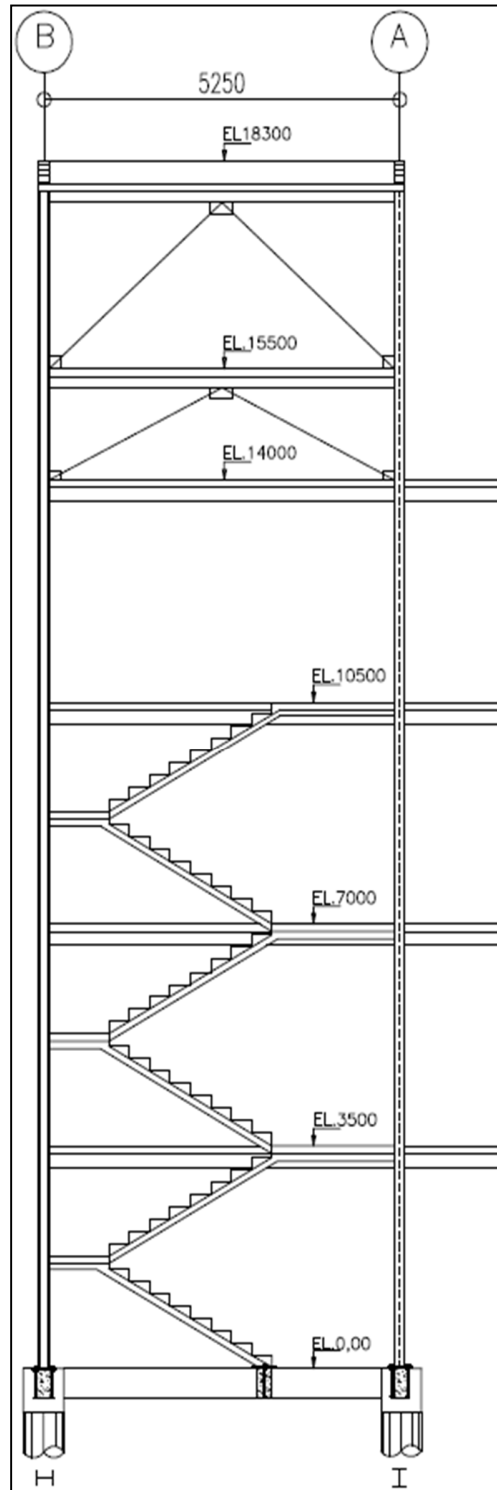


FIGURA 7.9 – Elevação dos eixos 3 e 5

A FIGURA 7.10 mostra a elevação da fila A, onde apenas o pórtico entre os eixos 3 e 5 é rígido.

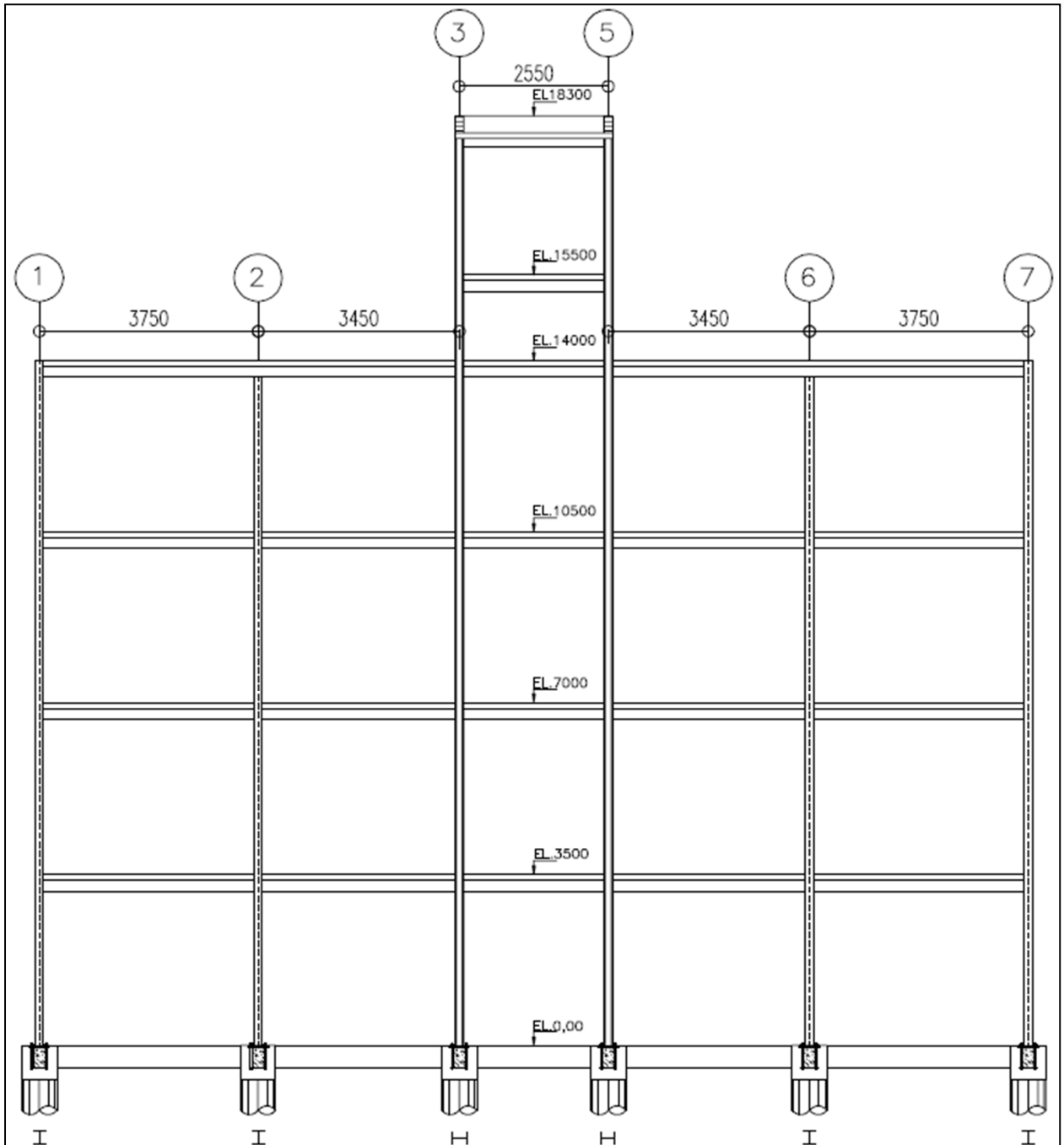


FIGURA 7.10 – Elevação da fila A

A FIGURA 7.11 mostra na elevação da fila B, o pórtico treliçado entre os eixos 3 e 5.

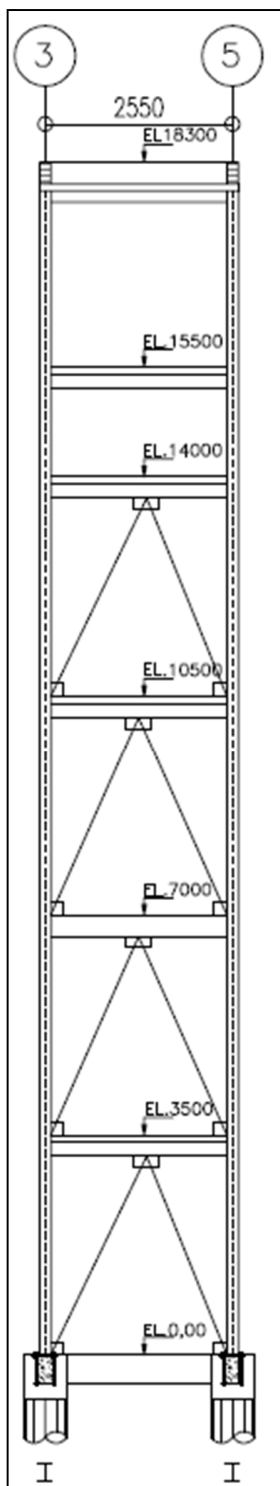


FIGURA 7.11 – Elevação da fila B

A FIGURA 7.12 mostra na elevação da fila C, os pórticos treliçados entre os eixos 1 e 2 entre os eixos 6 e 7.

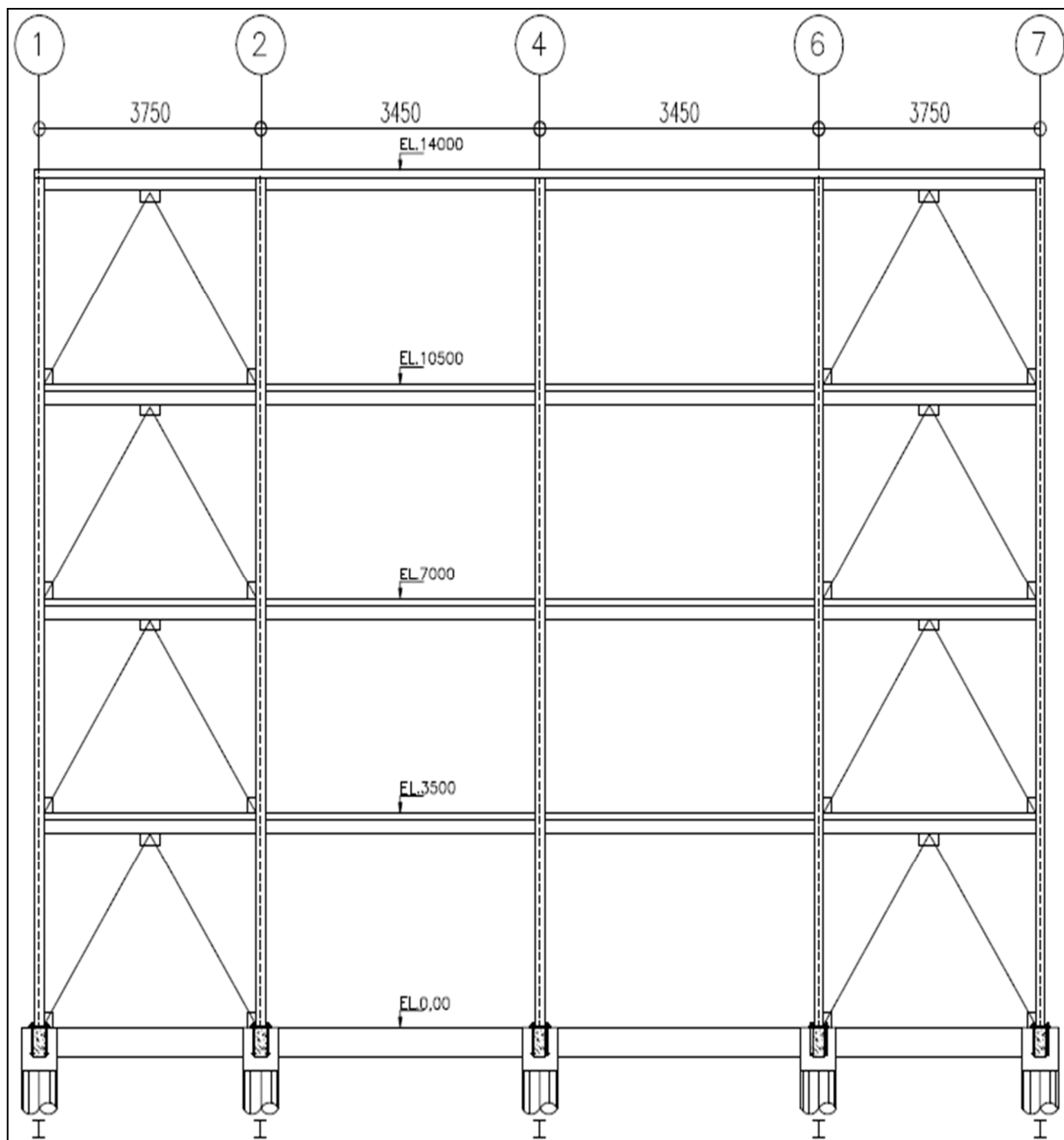


FIGURA 7.12 – Elevação da fila – C

8- DETERMINAÇÃO DAS COMBINAÇÕES DE CÁLCULO, DO TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF) E DIMENSIONAMENTO DAS LAJES MISTAS

8.1 Combinação de Ações

As combinações últimas normais devem ser consideradas no dimensionamento da estrutura, nelas devem constar as ações permanentes, ação variável principal, com seus valores característicos e as outras ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, essas combinações são fornecidas pela expressão abaixo:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{oj} F_{QJ,K})$$

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 simultaneamente com a ação variável principal;

γ_g e γ_q são os coeficientes de ponderação das ações permanentes e das ações variáveis respectivamente;

ψ_0 representa o fator de combinação das ações variáveis.

Os coeficientes de ponderação das ações permanentes e das ações variáveis, e os fatores de combinação e de redução para as ações variáveis estabelecidos pela ABNT NBR 8800:2008 são apresentados nas TABELAS 8.1 e 8.2, a seguir:

8.1.1 Coeficientes de ponderação e fatores de combinação e de redução

TABELA 8.1 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis

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: *Fakury et al (2016)*

TABELA 8.2 - Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para ações variáveis

Ações		γ_{r2} ^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

Fonte: *Fakury et al (2016)*

8.1.2 Combinações utilizadas no dimensionamento

A seguir são apresentadas as combinações de ações utilizadas para o dimensionamento dos **estados limites últimos** da estrutura:

Combinação 1: $1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,50 SC$

Combinação 2: $1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,50 SC + 1,0 FN (+x)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,50 SC + 1,0 FN (-x)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,50 SC + 1,0 FN (+y)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,50 SC + 1,0 FN (-y)$

Combinação 3: $1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,50 SC + 0,84 V (+x)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,50 SC + 0,84 V (-x)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,50 SC + 0,84 V (+y)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,50 SC + 0,84 V (-y)$

Combinação 4: $1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 0,75 SC + 1,40 V (+x)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 0,75 SC + 1,40 V (-x)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 0,75 SC + 1,40 V (+y)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 0,75 SC + 1,40 V (-y)$

Combinação 5: $1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,40 V (+x)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,40 V (-x)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,40 V (+y)$

$1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,40 V (-y)$

Combinação 6: $1,25 PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,35 SCac$

Onde:

PPest = Peso próprio da estrutura; CPac = Carga permanente antes da cura; CPdc = Carga permanente depois da cura; SC = Sobrecarga; SCac=sobrecarga antes da cura; V = Força devida ao vento; FN= Força nacional.

8.2 Cálculo do TRRF

Para se estabelecer a altura efetiva mínima da laje mista é necessário determinar o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) da edificação. O TRRF é determinado por meio da Instrução Técnica 06 – Segurança Estrutural das Edificações do Corpo de Bombeiros Militar do Estado de Minas Gerais.

Da Instrução Técnica IT 02 – Terminologia de Proteção Contra Incêndio e Pânico, obtém-se a definição da altura da edificação ou altura descendente.

4.12 Altura da edificação ou altura descendente:

Medida em metros entre o ponto que caracteriza a saída ao nível de descarga (nível térreo, 2º piso, ou pilotis, desde que haja acesso dos usuários ao exterior da edificação), sob a projeção do paramento externo da parede da edificação, ao piso do último pavimento, excluindo o ático, casa de máquinas, barriletes, reservatórios d'água, pavimento superior da cobertura (duplex) e assemelhados.

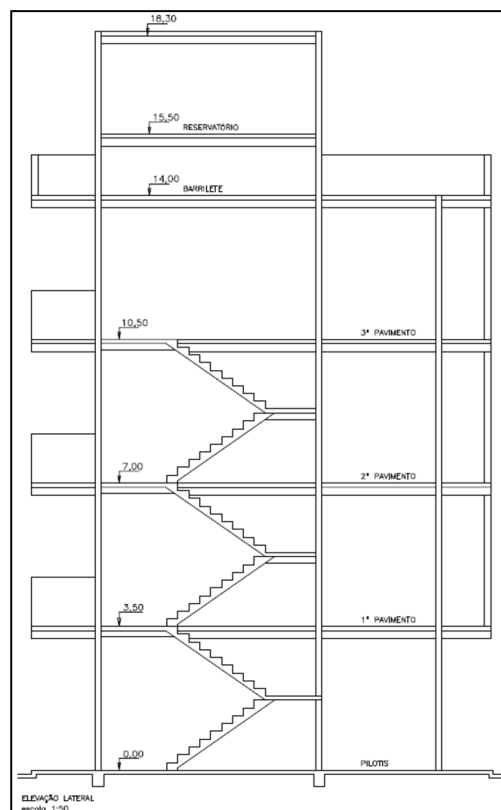


FIGURA 8.1 – Elevação lateral

Considerando a elevação lateral do edifício, mostrada na Figura 8.1, e de acordo com a IT 06, a Tabela A fornece os Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF). Para classificação detalhada das ocupações (grupo e divisão) consultar Regulamento de Segurança Contra Incêndio e Pânico nas edificações e áreas de risco do Estado de Minas Gerais.

TABELA A – Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF)

Grupo	Ocupação/Uso	Divisão	Profundidade do Subsolo h		Altura da edificação h					
			Classe S2 h > 10m	Classe S1 h ≤ 10m	Edificação Baixa		Edificação Média Altura		Medianamente Alta	Alta
					Classe P h ≤ 6m	Classe P 6m < h ≤ 12m	Classe P 12m < h ≤ 23m	Classe P 23m < h ≤ 30m	Classe P 30m < h ≤ 54m	h > 54m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60	30	30	60	90	120	CT
B	Serviços de hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120	CT
C	Comercial varejista	C-1	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120	CT
		C-2 e C-3	90	60	60	60 (30)	60	90	120	CT
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60	30	60 (30)	60	90	120	CT
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60	30	30	60	90	120	CT
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5 e F-6,8,10,11	90	60	60 (30)	60	60	90	120	CT
		F-3, F-4 e F-7	90	60	60	60	30	30	CT	CT
		F-9	CT							
G	Serviços automotivos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120	CT
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60	120
H	Serviços de saúde e instituc	H-1 e H-4	90	60	30	60	60	90	120	CT
		H-2, H-3 e H-5	90	60	30	60	60	90	120	CT
I	Industrial	I-1	90 (60)	60 (30)	30	30	30	60	120	CT
		I-2	120	90	30	30	60 (30)	90	120	CT
		I-3	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120	CT
J	Depósitos	J-1	60	30	30	30	30	30	60	CT
		J-2	90	60 (30)	30	30	30	30	60	CT
		J-3	90	60 (30)	30	60	60	120 (90)	120	CT
		J-4	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120	CT
L	Explosivos	L-1, L-2 e L-3	120	120	120	CT	CT			
M	Especial	M-1	150	150	150	CT				
		M-2	CT							
		M-3	120	90	90	90	CT			

NOTAS da TABELA A:

NOTAS da TABELA A:

1. CT = Consultar Corpo Técnico junto ao Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais.
2. Os tempos entre parênteses podem ser usados nas edificações nas quais cada pavimento tenha área menor ou igual a 750,0 m², desde que haja compartimentação vertical entre os pavimentos.
3. O TRRF dos subsolos não pode ser inferior ao TRRF dos pavimentos situados acima do solo (ver item 5.10)
4. Para edificações com altura entre 54m a 80m, poderão ser exigidos os mesmos TRRF das edificações da Classe P5

Neste trabalho, considerando a edificação residencial de baixa altura, com h=10,50m, determina-se o TRRF = 30 minutos.

8.3 Dimensionamento da Laje Mista

O Anexo C da ABNT NBR 14323: 2013 trata do dimensionamento em situação de incêndio de lajes mistas de aço e concreto. A utilização da Tabela C.1 permite determinar a espessura efetiva mínima da laje mista em função do TRRF.

Tabela C.1 - Espessura efetiva mínima da laje em função do TRRF

TRRF (mín)	Espessura efetiva mínima - h_{ef} (mm)
30	60
60	80
90	100
120	120
180	150

A espessura efetiva da laje mista é dada, segundo C.2.1.2.2, por:

$$h_{ef} = t_c + \frac{h_f}{2} \left(\frac{b_1 + b_0}{b_1 + b_2} \right), \text{ para } \frac{h_f}{t_c} \leq 1,5 \text{ e } t_c > 40\text{mm}; \text{ ou}$$

$$h_{ef} = t_c \left(1 + 0,75 \frac{b_1 + b_0}{b_1 + b_2} \right), \text{ para } \frac{h_f}{t_c} > 1,5 \text{ e } t_c > 40\text{mm}$$

Adotando o Steel Deck MF-75, conforme mostra a figura 8.2, onde $b_1=155\text{mm}$, $b_0=b_2=119\text{mm}$, tem-se:

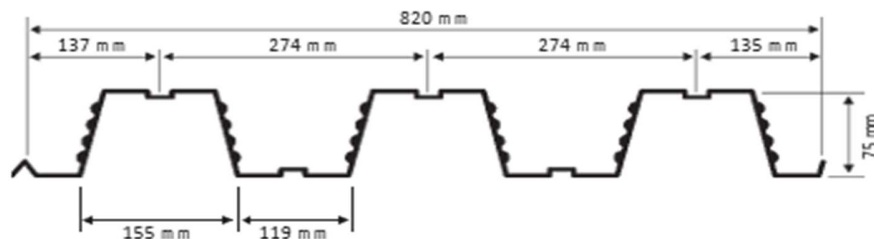


FIGURA 8.2 – Laje Steel Deck MF- 75

Utilizando-se a primeira das equações acima, tem-se:

$$60 \leq t_c + \frac{75}{2} \left(\frac{155 + 119}{155 + 119} \right) \Rightarrow t_c \geq 22,50\text{mm}$$

Adotando $t_c = 65$ mm, temos $h_{total} = t_c + h_f = 65 + 75 = 140$ mm, o que atende às condições necessárias para o uso da expressão: $\frac{h_f}{t_c} = \frac{75}{65} = 1,15 < 1,50$ e $t_c > 40$ mm.

Utilizando a tabela de cargas e vãos máximos das lajes mistas MF-75, conforme catálogo do **Steel Deck da Metform**, mostrada na Tabela 8.3, observa-se que para a altura total da laje, $h_t = 140$ mm tem-se três espessuras possíveis para o steel deck, a saber: 0,80 mm, 0,95 mm e 1,25 mm.

TABELA 8.3 – Tabela de cargas e vão máximos – MF-75

STEEL DECK: MF-75								
Laje	Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m ²)	M. Inércia Laje Mista (10 ⁸ mm ⁴ /m)
			Simples (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)		
Lajes de Forro	130	0,80	2.350	3.200	3.300	1.150	2,27	10,66
		0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	11,34
		1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	12,74
Lajes de Piso	140	0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,17
		0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	13,99
		1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	15,68
	150	0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	16,06
		0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,04
		1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	19,05
	160	0,80	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	19,35
		0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	20,51
		1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	22,90
	0	0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	23,07

Considerando-se uma sobrecarga de utilização de 3,00 kN/m² e revestimento de 1,00 kN/m², obtém-se a carga sobreposta de 4,00kN/m², atuante na estrutura, conforme mostra a Tabela 8.4.

TABELA 8.4 – Carregamento da laje

CARREGAMENTO DA LAJE	
fck=	30 MPa
fck=	3,00 kN/m ²
Esp.MF-75=	140 mm
tc=	65 mm
hf=	75 mm
SC(AC)=	0,00 kN/m ²
SC(Utilização)=	3,00 kN/m ²
Rev=	1,00 kN/m ²
Sc(extra)=	0,00 kN/m ²
Rev=	1,00 kN/m ²
SC(Total)=	3,00 kN/m ²
Σq=	4,00 kN/m²

Sendo a carga sobreposta atuante de 4,00 kN/m² e o vão máximo sem escoramento de projeto das lajes de 3300 mm, adota-se o steel deck com espessura de 0,95 mm, conforme Tabela 8.5.

TABELA 8.5 – Tabela de cargas de vãos máximos sem escoramento

STEEL DECK: MF-75							VÃO MÁXIMO SEM ESCORAMENTO (mm)													
Altura total da laje (mm)	Espessura Steel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m ²)	M. Inércia Laje Mista (10 ⁶ mm ⁴ /m)	CARGA MÁXIMA SOBREPOSTA (KN/m ²)												
		Simples (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)			2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600	2.700	2.800	2.900	3.000	3.150	3.300
130	0,80	2.350	3.200	3.300	1.150	2,27	10,66	11,87	10,56	9,42	8,43	7,56	6,79	6,11	5,51	4,96	4,47	4,03	3,45	2,94
	0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	11,34	14,19	12,69	11,38	10,25	9,25	8,36	7,58	6,88	6,25	5,69	5,18	4,51	3,92
	1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	12,74	18,83	16,94	15,31	13,88	12,62	11,50	10,51	9,63	8,84	8,13	7,48	6,63	5,88
140	0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,17	13,16	11,71	10,45	9,35	8,39	7,54	6,78	6,11	5,51	4,97	4,48	3,83	3,27
	0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	13,99	15,74	14,07	12,63	11,37	10,26	9,28	8,41	7,64	6,94	6,32	5,76	5,01	4,36
	1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	15,68	20,00	18,79	16,98	15,39	14,00	12,76	11,67	10,69	9,81	9,02	8,31	7,36	6,53
150	0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	16,06	14,46	12,86	11,48	10,28	9,22	8,28	7,45	6,72	6,06	5,46	4,93	4,22	3,60
	0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,04	17,28	15,45	13,87	12,49	11,27	10,20	9,24	8,39	7,63	6,95	6,33	5,51	4,80

As Figuras 8.3 e 8.4 mostram as direções das nervuras dos steel decks utilizados na composição das lajes mistas, para as elevações +3500 @ +10500 e +14000.

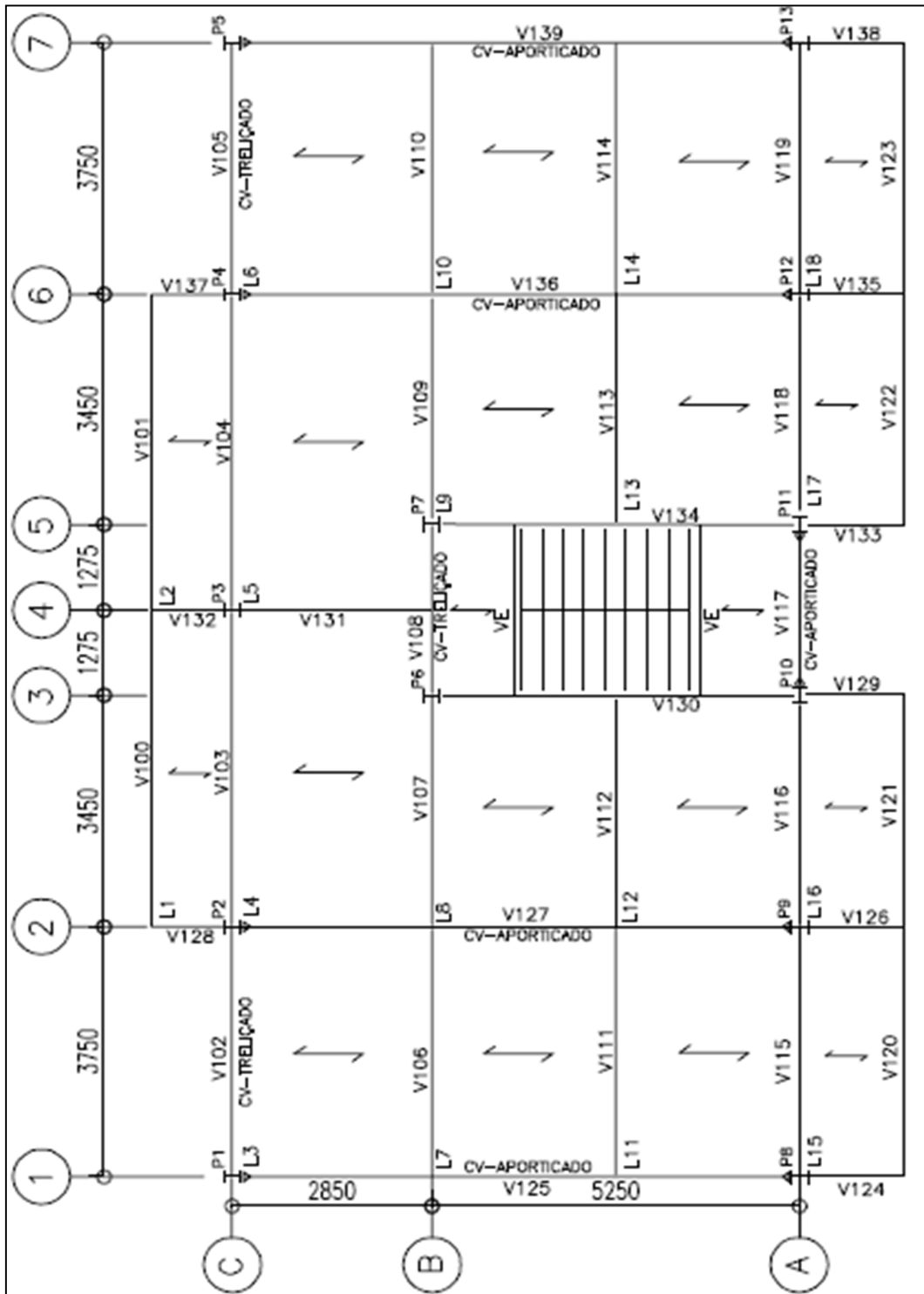


FIGURA 8.3 – Direções das nervuras dos steel decks no plano das vigas (El. +3500 @ +10500)

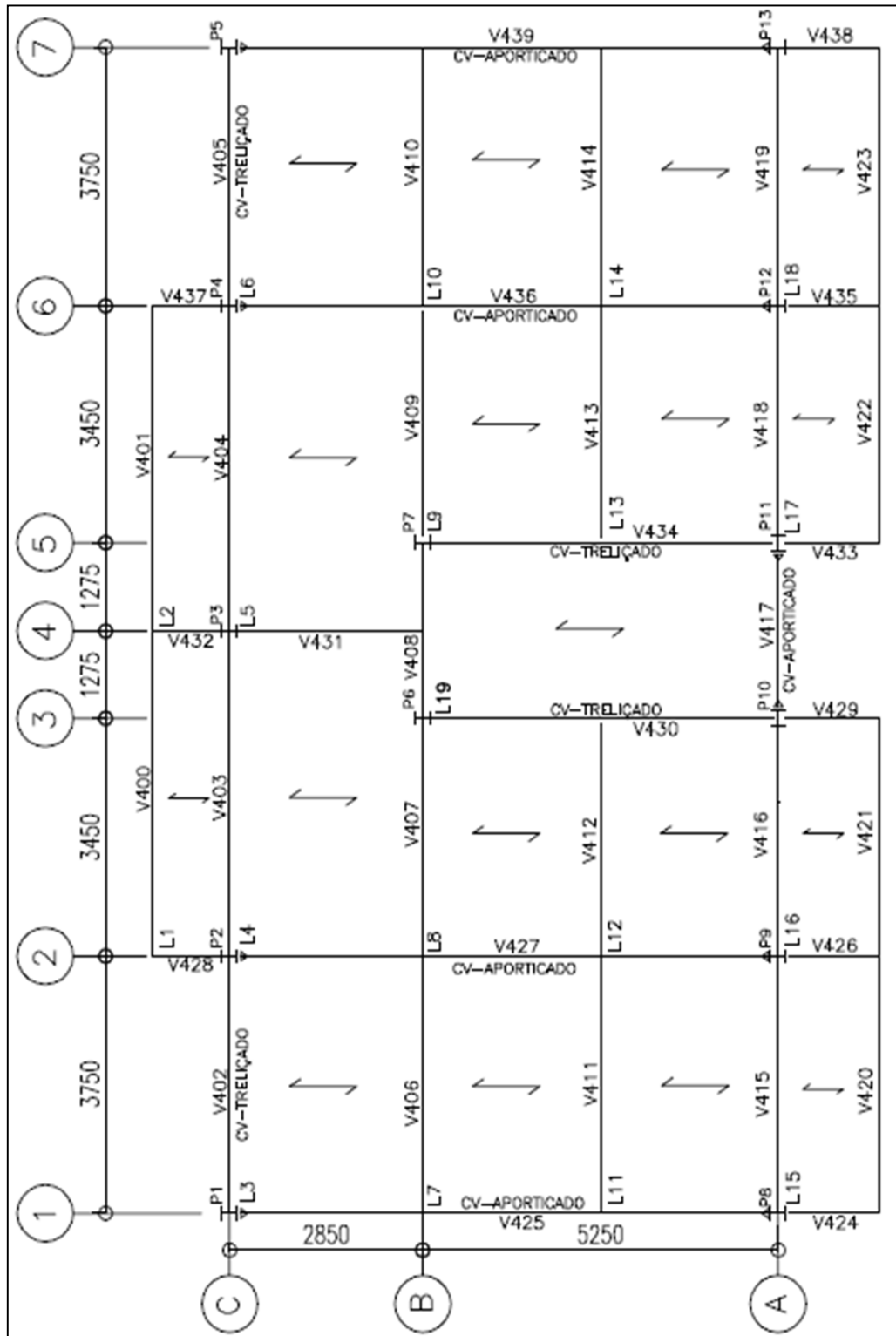


FIGURA 8.4 – Direções das nervuras dos steel decks no plano das vigas (El. +14000)

9 ANÁLISE DA ESTRUTURA ATRAVÉS DO SOFTWARE ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS EM TEORIAS DE 1ª E DE 2ª ORDEM

9.1 Considerações Iniciais

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura, visando efetuar verificações dos estados limites últimos e de serviço.

A análise estrutural comumente efetuada é elástica, considerando que os materiais possuem diagrama de tensão versus deformação elástico-linear. Essa análise elástica pode ser de primeira ou de segunda ordem e deve levar em conta as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes.

O tipo de análise estrutural pode ser classificado de acordo com considerações dos *efeitos dos deslocamentos da estrutura* e com considerações do *material*.

Quanto ao *efeito dos deslocamentos*, os esforços internos podem ser determinados por:

- a) *Análise linear geométrica* (análise em teoria de primeira ordem), com base na geometria *indeformada* da estrutura;
- b) *Análise não linear geométrica* (análise em teoria de segunda ordem), com base na geometria *deformada* da estrutura. Neste caso, estuda-se o fenômeno da *instabilidade da estrutura*.

Quanto aos *materiais*, os esforços internos podem ser determinados por:

- a) *Análise elástica*, quando se considera o diagrama tensão-deformação elástico linear, tratando-se de uma *análise linear física ou do material*;
- b) *Análise plástica*, considerando-se diagrama tensão-deformação rígido-plástico, elastoplástico perfeito ou elastoplástico não linear, tratando-se de uma *análise não linear física ou do material*.

A NBR 8800 permite que a não linearidade do material pode ser considerada, em alguns casos, *de forma indireta*, efetuando-se uma *análise elástica reduzindo-se a rigidez das barras*. A *análise elástica é sempre permitida* e a NBR 8800 trata, *em princípio*, das análises elásticas em teoria de primeira ou segunda ordem.

9.1.1 Análise em teoria de 1ª ordem

Nesse tipo de análise o equilíbrio da estrutura é formulado considerando-a na sua *posição indeslocada*, ou seja, segundo sua geometria original (**linearidade geométrica**) e o material é modelado como *elástico linear* (**linearidade física**).

Embora a análise elástica de 1ª ordem, ou simplesmente **análise elástica linear**, ainda hoje seja a mais usada nas rotinas de cálculo dos escritórios de projeto, ela *não fornece informações sobre a estabilidade dos pórticos*.

9.1.2. Análise em teoria de 2ª ordem

Nessa análise o equilíbrio é formulado considerando a estrutura na sua *posição deslocada* (**não linearidade geométrica**) e o material ainda é *elástico linear* (**linearidade física ou material**). Nessa análise estuda-se a estabilidade das estruturas, sendo possível prever a *carga crítica elástica* (P_{cr}). Trata-se de uma **análise não linear geométrica**.

As orientações da NBR 8800 para a análise em teoria de segunda ordem podem ser resumidas, conforme *Fakury et al*, como a seguir:

- efetua-se uma análise de segunda ordem, para cada uma das possíveis combinações últimas de ações que podem solicitar a estrutura;
- leva-se em conta o efeito das *imperfeições iniciais geométricas* por meio de *forças nocionais*, exceto nas combinações de ações em que existam forças horizontais;
- considera-se o efeito das *imperfeições iniciais de material* usando os *módulos de rigidez reduzidos* dos componentes estruturais (80% das rigidezes originais).

9.1.3. Software Robot Structural Analysis

O software Robot Structural Analysis Professional, desenvolvido pela Autodesk, é uma ferramenta de análise estrutural avançada que permite realizar análises lineares e não lineares, geométricas e de material, de modelos estruturais de edifícios, pontes e diversos tipos de estruturas industriais. A rigor, ele é capaz de analisar praticamente qualquer tipo e forma de uma estrutura e o projeto de

elementos da estrutura tanto em aço, quanto em concreto armado e em madeira. Além da análise estática o software permite executar análises dinâmicas e sísmicas.

O Autodesk Robot Structural Analysis Professional oferece as ferramentas para realizar um fluxo de trabalho padrão para simulação e análise avançadas da estrutura que está sendo objeto de estudo, onde o engenheiro avança por várias fases em um fluxo de trabalho geral. A primeira delas é a definição do modelo no qual cria-se um projeto usando ferramentas no layout da geometria. Vigas, pilares, pisos, paredes e outros componentes de construção são adicionados ao modelo para criar a estrutura que será analisada.

Robot Structural Analysis Professional é um software de análise estrutural que verifica a conformidade com as normas técnicas e usa fluxos de trabalho integrados ao BIM para trocar dados com o Revit. Ele pode ajudar a criar projetos mais integrados, compatibilizados e sustentáveis que sejam precisos, coordenados e conectados ao BIM.

9.2 Modelagem

9.2.1 Considerações iniciais

A Figura 9.1 mostra o sistema estrutural do edifício em **3D**, composto por pilares e vigas em perfis *I* laminados da Gerdau A-572 Grau-50. O sistema lateral resistente adotado para estabilizar o edifício, no sentido transversal, é composto por quatro pórticos rígidos situados no primeiro e no último eixos da estrutura (eixos 1 e 7) e, internamente, nos eixos 2 e 6. No sentido longitudinal, foram adotados pórticos rígidos na fila A entre os eixos 3 e 5, pórticos treliçados na fila B, entre os eixos 3 e 5 e pórticos treliçados na fila C entre os eixos 1 e 2 e entre os eixos 6 e 7.

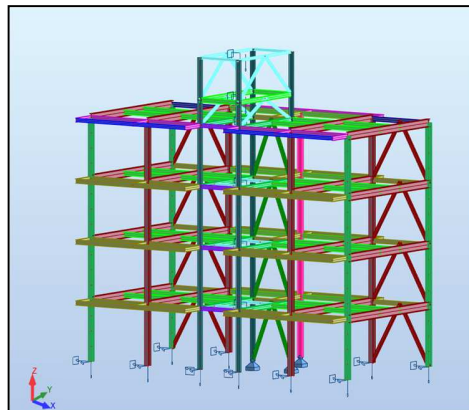


FIGURA 9.1 – Sistema estrutural em 3D

A Tabela 9.1 apresenta um quadro resumo das vigas e pilares do edifício contendo as áreas e as dimensões dos elementos que compõem as seções transversais.

TABELA 9.1 – Quadro resumo de perfis

PERFIL GERDAU ASTM A572 GRAU 50						
Viga	Seção	Área cm ²	d mm	b _f mm	t _f mm	Vão mm
Pórtico Rígido	W460x60	76,20	455,00	153,00	13,30	8100,00
Secundária	W250x22,30	28,90	254,00	102,00	6,90	3750,00
Pilar	Seção	Área cm ²	d mm	b _f mm	t _f mm	Vão mm
Pórtico Rígido	W250x80	101,90	256,00	255,00	15,60	3500,00
Pórtico Treliçado	W200x41,7	53,50	205,00	166,00	11,80	3500,00
Contraventamento	Seção	Área cm ²	d mm	b _f mm	t _f mm	Vão mm
Pórtico Contraventado	W150x18	23,40	153,00	102,00	7,10	3730,00

9.2.2 Vinculações nodais

A Figura 9.2 mostra uma vista tridimensional, obtida do software Robot, onde se observam as orientações dos eixos globais da estrutura, eixos X, Y e Z, e o esquema das vinculações nodais.

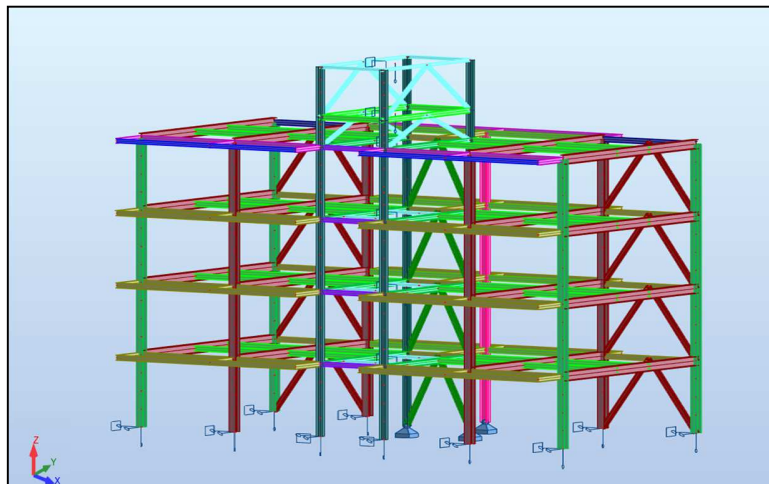


FIGURA 9.2 – Vinculações nodais

Os pilares dos pórticos rígidos entre os eixos 1, 2, 6 e 7, filas A e C, apresentam as translações impedidas nas direções globais X, Y e Z e a rotação impedida em torno do eixo global X.

Os pilares do pórtico rígido entre os eixos 3 e 5, fila A, apresentam as translações impedidas nas direções X, Y e Z e a rotação impedida em torno do eixo Y.

Os pilares do pórtico contraventado entre os eixos 3 e 5, fila B e o pilar isolado do eixo 4, fila C, são rotulados na base tendo as translações impedidas nas direções X, Y e Z.

9.2.3 Liberações das barras

A Figura 9.3 mostra, esquematicamente, que a rotação em torno do eixo y (local – conforme definido no software Robot) nas extremidades das vigas secundárias e das vigas e diagonais de contraventamento são liberadas.

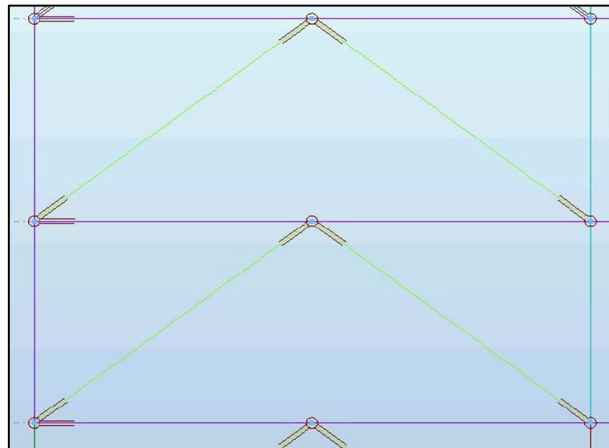


FIGURA 9.3 – Liberações das barras

9.2.4 Laje (diafragma rígido)

A laje trabalha como um diafragma rígido no plano horizontal, compatibilizando os deslocamentos nas direções X e Y e a rotação em torno do eixo Z.

No software Robot é necessário criar um nó adicional no modelo em cada pavimento, chamado *master joint* de modo a controlar as translações e rotações nodais. Nesse caso, o *master joint* deve ter as seguintes vinculações nodais: impedindo a translação na direção do eixo Z e as rotações em torno dos eixos X e Y. A Figura 9.4 mostra, esquematicamente, a posição do *master joint* na laje.

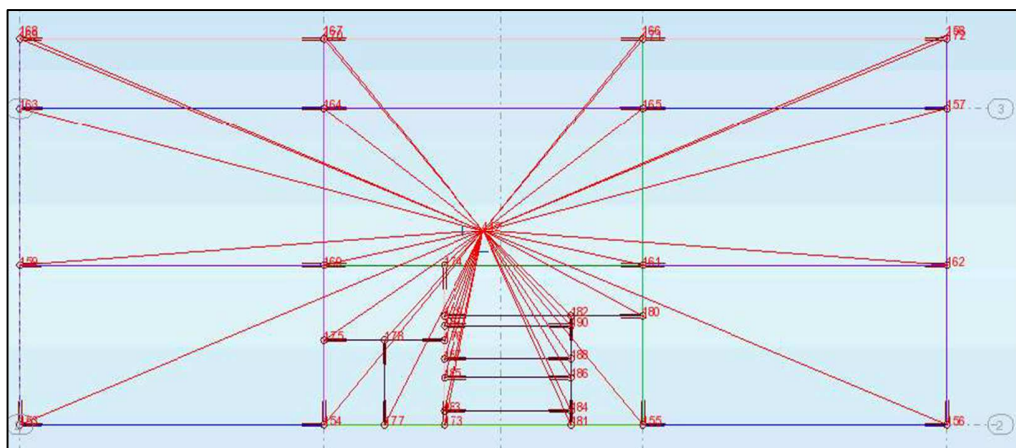


FIGURA 9.4 –Laje (diafragma rígido)

9.3 Resultados das Análises em Teorias de 1ª e 2ª Ordem

9.3.1 Considerações iniciais

Dentre todas as combinações utilizadas serão apresentados os resultados, em teorias de primeira e de segunda ordem, das combinações que contribuíram para o dimensionamento da quase totalidade dos perfis utilizados. Chama-se à atenção que a convenção adotada pelo Robot considera a força normal de compressão positiva (+) e força normal de tração negativa (-).

9.3.2 Esforços solicitantes e dimensionamento dos pilares e vigas do pórtico rígido transversal do eixo 2

a) Resultados da análise em teoria de 1ª Ordem

As Figuras 9.5 a 9.11 a seguir, mostram a localização do pórtico calculado em vistas em planta, em 3D e frontal e os esforços solicitantes obtidos através do software Robot Structural Analysis.

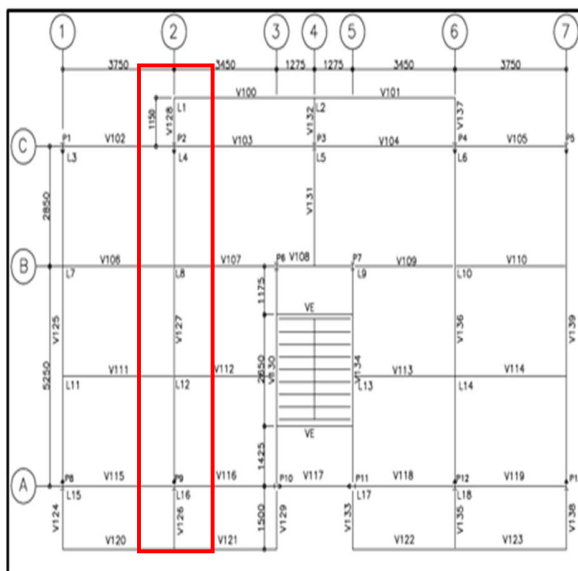


FIGURA 9. 5- Planta baixa

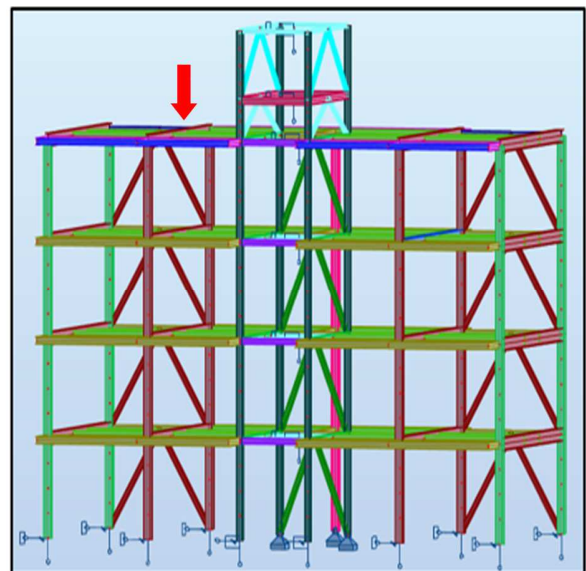


FIGURA 9.6 – Vista 3D da estrutura

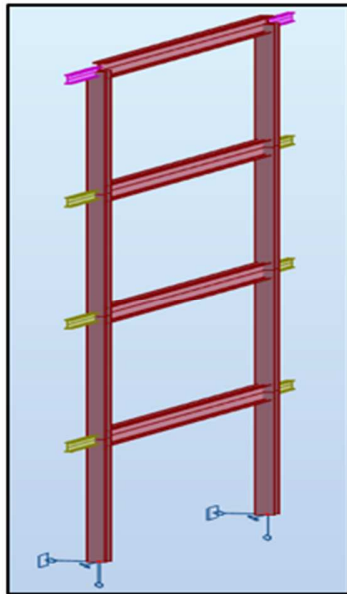


FIGURA 9.7-Vista 3D do pórtico do eixo-2

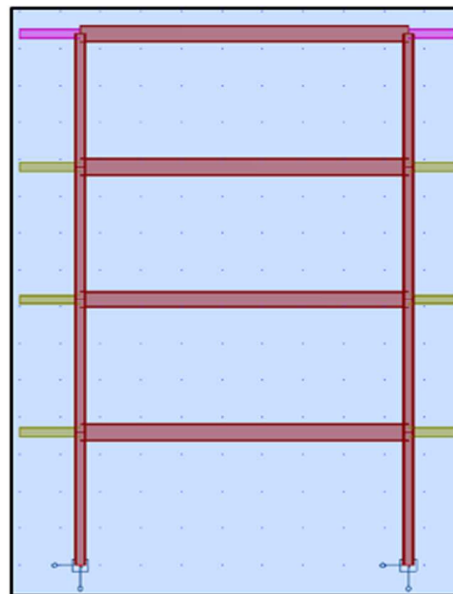


FIGURA 9.8 – Vista frontal do pórtico

Combinação 35: $(1,25PPest + 1,35(CPac + CPdc) + 1,5SC + 0,84V(+Y))$

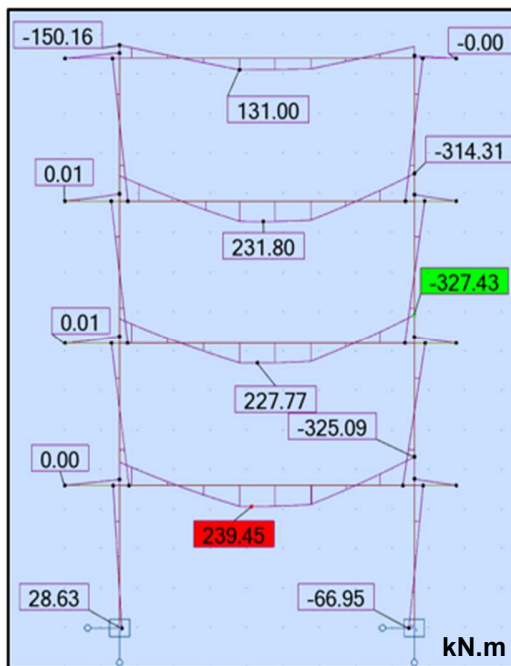


FIGURA 9.9- Diagrama de Momento Fletor

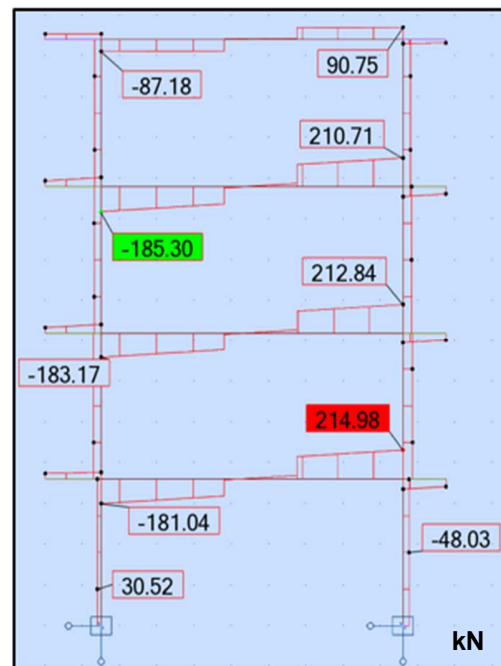


FIGURA 9.10- Diagrama de Força Cortante

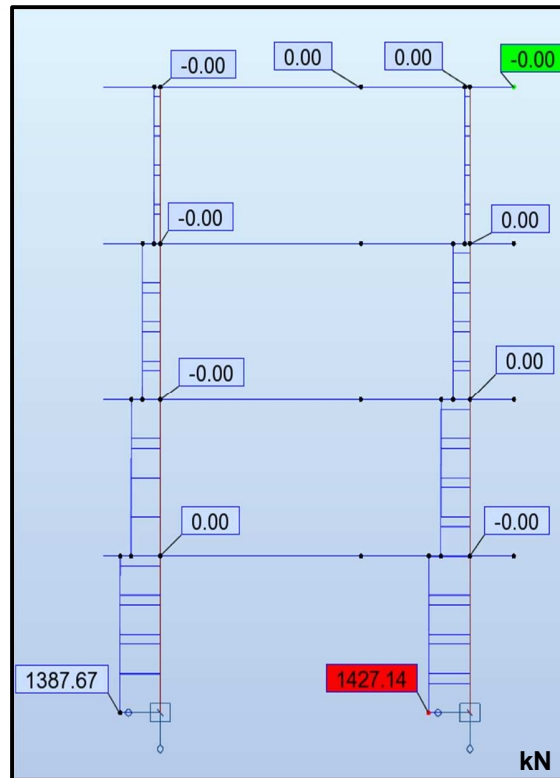


FIGURA 9.11- Diagrama de Força Normal

b) Resultados da análise em teoria de 2º ordem

As Figuras 9.12 a 9.14, a seguir, mostram os esforços solicitantes obtidos através do software Robot para a combinação de carga indicada, considerando 80% das rigidezes originais.

Combinação 35: $(1,25PP_{est} + 1,35(CP_{ac} + CP_{dc}) + 1,5SC + 0,84V (+Y))$

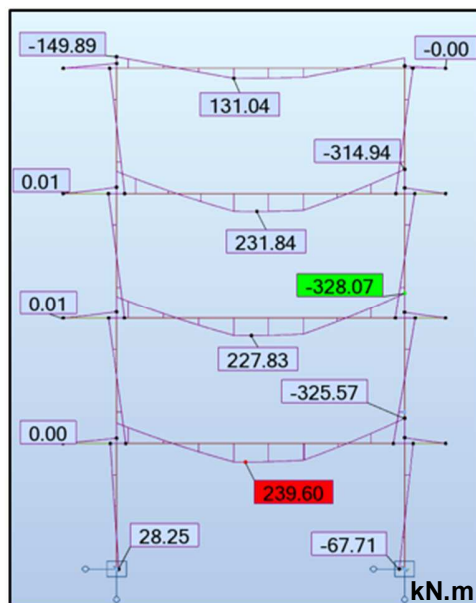


FIGURA 9.12- Diagrama de Momento Fletor

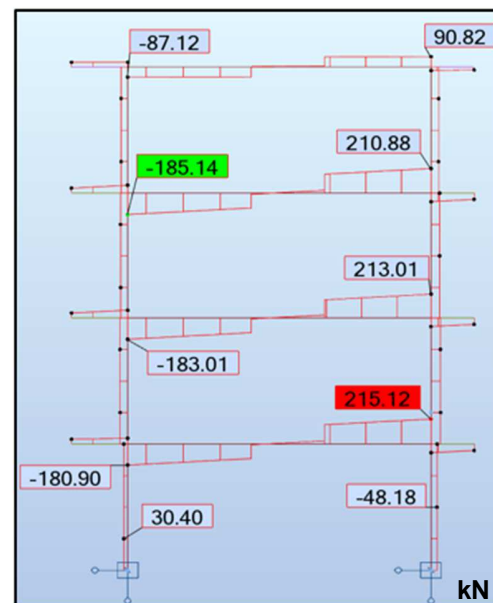


FIGURA 9.13- Diagrama de Força Cortante

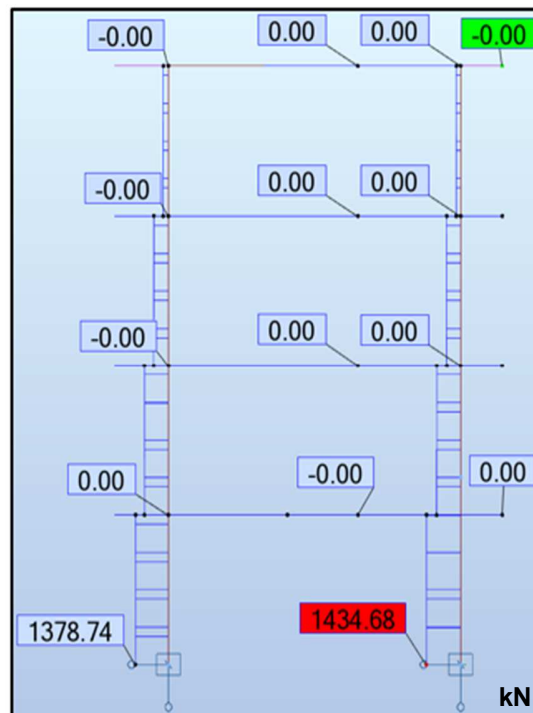


FIGURA 9.14 - Diagrama de Força Normal

Observa-se que tanto nesta Figura 9.14 quanto na Figura 9.11, devido à escala utilizada pelo software Robot, foram mostradas apenas as forças normais máximas nos pilares do primeiro andar. Nas demais barras as forças normais aparecem com valores nulos, embora não o sejam.

TABELA 9.2 Comparação dos esforços de 1º e 2º ordem

PERFIL GERDAU ASTM A572 GRAU 50				
I	Esforços	Momento fletor kN.m	Força Cortante kN	Força Normal kN
Viga	1º ordem	327,43	214,98	0,00
	2º ordem	328,07	215,12	0,00
Pilar	1º ordem	66,95	48,03	1427,14
	2º ordem	67,71	48,18	1434,68

A Tabela 9.2 mostra que os esforços em 1ª e 2ª ordem ficaram muito próximos, sendo que a maior diferença foi encontrada no momento fletor do pilar, da ordem de 1,14%. Ou seja, nesse caso, a NBR 8800 permitiria que a análise da estrutura fosse realizada em teoria de 1ª ordem.

c) Dimensionamento da viga do pórtico transversal do eixo 2 (ELU)

Nos dimensionamentos apresentados a seguir serão considerados os esforços solicitantes obtidos da análise em teoria de 2ª ordem e as verificações serão feitas utilizando as equações da NBR 8800.

A Tabela 9.3 mostra as propriedades geométricas do perfil adotado.

TABELA 9.3 – Propriedades geométricas do perfil

PERFIL GERDAU ASTM A572 GRAU 50						
Viga	Seção	Área cm ²	d mm	b _f mm	t _f mm	Vão mm
Pórtico Rígido	W 460x60	76,20	455,00	153,00	13,30	8100,00
I _x cm ⁴	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	r _y cm	J cm ⁴	C _w cm ⁶
25562,00	18,35	1292,10	796,00	3,23	34,60	387230,00

Esforços solicitantes de cálculo: Momento fletor: 328,07 kN.m

Força cortante: 215,12 kN

Flambagem local

FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{153/2}{13,2} = 5,75$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda = 5,75 < \lambda_p = 9,15$$

$$M_{RK} = M_{Pl} = Z_x f_y = 1292,10 \times 34,50 = 44.557,45 \text{ kN.cm}$$

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{455 - 2(13,3 + 12)}{8} = 50,55$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda = 50,55 < \lambda_p = 90,53$$

$$M_{RK} = M_{Pl} = Z_x f_y = 1.292,10 \times 34,50 = 44.557,45 \text{ kN.cm}$$

FLT

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{330}{3,23} = 102,17$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 42,38$$

$$\lambda = 102,17 > \lambda_p = 42,38$$

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

$$\beta_1 = \frac{(0,70 f_y) W_x}{E_a J} = \frac{(0,70 \times 34,5) \times 1127,60}{20000 \times 34,60} = 0,039 / \text{cm}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{796 \times 34,60}}{3,23 \times 34,60 \times 0,039} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 387230 (0,039)^2}{796}}} = 124,00$$

$$\lambda_p = 42,38 < \lambda = 102,17 < \lambda_r = 124,00$$

$$M_{RK} = C_b \left[M_{Pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{Pl}$$

$$C_b = 2,21$$

$$M_r = (0,70 f_y) W_x = (0,70 \times 34,5) \times 1.127,60 = 27231,54 \text{ kN.cm}$$

$$M_{RK} = 2,21 \left[44.557,45 - (44.557,45 - 27.231,54) \frac{102,17 - 42,38}{124,00 - 42,38} \right] \leq M_{Pl}$$

$$M_{RK} = 70.520,07 \text{ kN.cm} \leq M_{Pl} = 44.577,45 \text{ kN.cm}$$

$$M_{RK} = 44.577,45 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 32807,00 \text{ kN.cm} < M_{Rd} = \frac{M_{RK}}{\gamma_{a1}} = \frac{44577,45}{1,10} = 40.524,95 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{Perfil Atende!}$$

$$\text{Verificação: } \frac{M_{x,sd}}{M_{x,rd}} = \frac{32807,00}{40524,95} = 0,81 < 1,00 \rightarrow \text{Perfil Atende!}$$

Verificação da força cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 50,55$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E_a}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5,0 \times 20.000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda = 50,55 < \lambda_p = 59,22$$

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 \times (45,5 - 2 \times (1,33 + 1,2)) \times 34,50 = 669,69 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = \frac{669,69}{1,10} = 608,81 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 215,12 \text{ kN} < V_{Rk} = 608,81 \text{ kN} \rightarrow \text{Perfil Atende!}$$

d) Dimensionamento do pilar do pórtico rígido transversal do eixo 2 (ELU)

A Tabela 9.4 mostra as propriedades geométricas do perfil adotado.

TABELA 9.4 – Propriedades geométricas do perfil

PERFIL GERDAU ASTM A572 GRAU 50						
Pilar	Seção	Área cm ²	d mm	b _f mm	t _f mm	Vão mm
Pórtico Rígido	W 250x80	101,90	256,00	255,00	15,60	3500,00
l _x cm ⁴	r _x cm	Z _x cm ³	l _y cm ⁴	r _y cm	J cm ⁴	C _w cm ⁶
12550,00	11,10	1088,70	4313,00	6,51	75,02	622878,00

Esforços solicitantes de cálculo: Momento fletor: 67, 71kN.m

Força cortante: 48,18kN

Força normal: 1.434,68kN

Flambagem local

Mesas:

$$\frac{b}{t} = \frac{255/2}{15,6} = 8,17$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,56 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 13,48$$

$$\frac{b}{t} = 8,17 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 13,48$$

$$Q_s = 1,00$$

Alma:

$$\frac{b}{t} = \frac{204,8}{9,4} = 21,79$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,49 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 35,87$$

$$\frac{b}{t} = 21,79 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 35,87$$

$$Q_a = 1,00$$

Fator de redução total

$$Q = Q_s Q_a = 1,00$$

Instabilidade global e esbeltez

Força de flambagem por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E_a I_x}{(k_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 12550}{350^2} = 20.222,62 \text{ kN}$$

Força de flambagem por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E_a I_y}{(k_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 4313}{350^2} = 6.949,81 \text{ kN}$$

Esbeltez máxima:

$$\lambda_{\text{máx}} = \lambda_y = \pi \sqrt{\frac{E_a A_g}{N_{ey}}} = \pi \sqrt{\frac{20.000 \times 101,90}{6.949,81}} = 53,80 < 200 \rightarrow \text{Atende!}$$

Valores de N_e , λ_0 , χ

$$N_e = N_{ey} = 6.949,81 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 101,9 \times 34,5}{6.949,81}} = 0,71 \leq 1,50$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{0,71^2} = 0,810$$

Valor de $N_{c,Rd}$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,81 \times 1,0 \times 101,9 \times 34,5}{1,10} = 2.588,73 \text{ kN}$$

Momento fletor resistente de cálculo

FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{255/2}{15,6} = 8,17$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda = 8,17 < \lambda_p = 9,15 \rightarrow M_{x,Rk} = M_{x,pl}$$

$$M_{x,Rk} = M_{x,pl} = Z_x f_y = 1088,7 \times 34,5 = 37.560,15 \text{ kN.cm}$$

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{256 - 2 * (10 + 15,6)}{9,4} = 21,79$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda = 23,94 < \lambda_p = 90,53 \rightarrow \mathbf{M_{x,Rk} = M_{x,pl} = 37.560,15 \text{ kN.cm}}$$

FLT

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{350}{6,51} = 53,76$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 42,38$$

$$\lambda = 53,76 > \lambda_p = 42,38$$

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

$$\beta_1 = \frac{(0,70 x f_y) W_x}{E_a I} = \frac{(0,70 x 34,50) x 980,50}{20.000 x 75,02} = 0,016 / \text{cm}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{4313 x 75,02}}{6,51 x 75,02 x 0,016} \sqrt{1 + \frac{1 + 27 x 622,878 x (0,016)^2}{4313}}$$

$$\lambda_r = 157,91$$

$$\lambda_p = 42,38 < \lambda = 53,76 < \lambda_r = 157,91$$

$$M_{rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$$M_r = (0,70 x f_y) x W_x = (0,70 x 34,50) x 980,50 = 23.679,08 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = 1,00 \left[37.560,15 - (37.560,15 - 23.679,08) \frac{53,76 - 42,38}{157,91 - 42,38} \right] \leq 37.560,15$$

$$M_{rk} = 36.191,96 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 6771,00 < \mathbf{M_{Rd} = \frac{36.191,96}{1,1} = 32.901,78 \text{ kN.cm}} \rightarrow \text{Atende!}$$

Equação de interação:

$$\frac{N_{c,sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{1434,68}{2588,73} = 0,55 \geq 0,20$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{1434,68}{2588,13} + \frac{8}{9} \left(\frac{6774,00}{32.901,78} + \frac{0,00}{0,00} \right) \leq 1,0$$

0,73 ≤ 1,00 → Atende!

e) Verificação do Estado Limite de Serviço (ELS)

Neste caso, os valores para as verificações aos Estados Limites de Serviço (ELS) foram obtidos através do software Ftool, utilizando-se as combinações frequentes de carregamento. A Figura 9.15 mostra o diagrama de flechas máximas nas vigas e a combinação de carga correspondente. A Figura 9.16 mostra o diagrama dos deslocamentos laterais em cada andar do edifício e a combinação de carga correspondente.

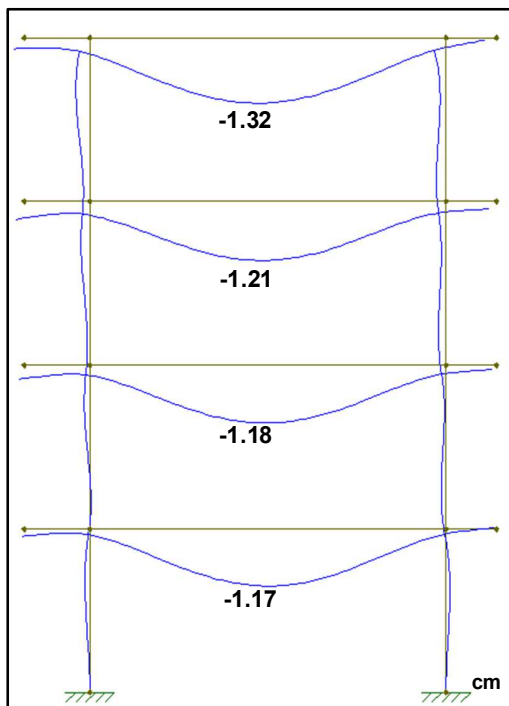


FIGURA 9.15 – Diagrama de flechas nas vigas
Combinação: 1,0(Ppest+CPac+CPdc) +0,4SC

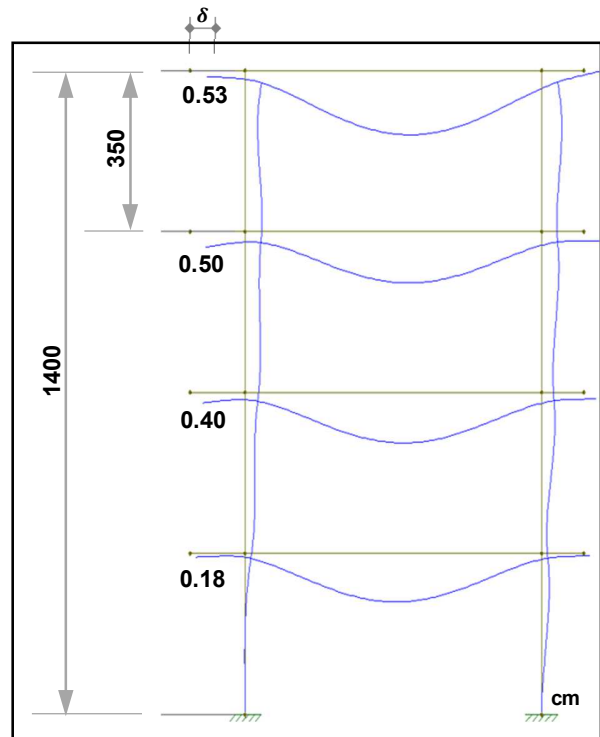


FIGURA 9.16 – Diagrama dos deslocamentos laterais
Combinação: 1,0(Ppest+CPac+CPdc) +0,3SC+0,3V(x)

Verificação da flecha máxima na viga: $v_{m\acute{a}x} = 1,32 \text{ cm} < v_{adm} = \frac{L}{350} = \frac{810}{350} = 2,31 \text{ cm}$

A Tabela 9.5 mostra os deslocamentos de cada andar (δ) e os deslocamentos relativos entre pavimentos (δ_{rel}).

TABELA 9.5 – Tabela de deslocamentos relativos entre pavimentos

Pav.	δ (cm)	δ_{rel} (cm)
4	0,53	0,03
3	0,50	0,10
2	0,40	0,22
1	0,18	0,18

Deslocamento relativo entre pavimentos: $\delta_{rel} = 0,22 \text{ cm} < \frac{h}{500} = \frac{350}{500} = 0,70 \text{ cm} \Rightarrow \text{Atende}$

Deslocamento horizontal no topo do edifício: $\delta_{m\acute{a}x} = 0,53 \text{ cm} < \frac{L}{400} = \frac{1400}{400} = 3,50 \text{ cm} \Rightarrow \text{Atende}$

9.3.3 Esforços solicitantes e dimensionamento do pórtico contraventado da fila B

a) Resultados da análise em teoria de 2º ordem

As Figuras 9.17 a 9.20 mostram a localização do pórtico contraventado situado na fila B em vistas em planta, em 3D e frontal e os esforços solicitantes obtidos da análise em teoria de segunda ordem através do software Robot Structural Analysis.

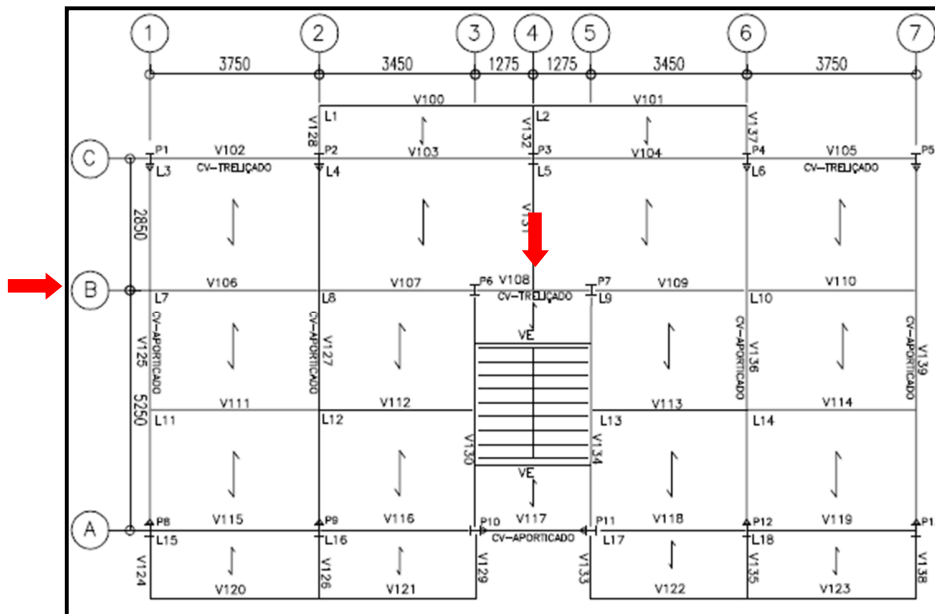


FIGURA 9. 17 - Planta Baixa

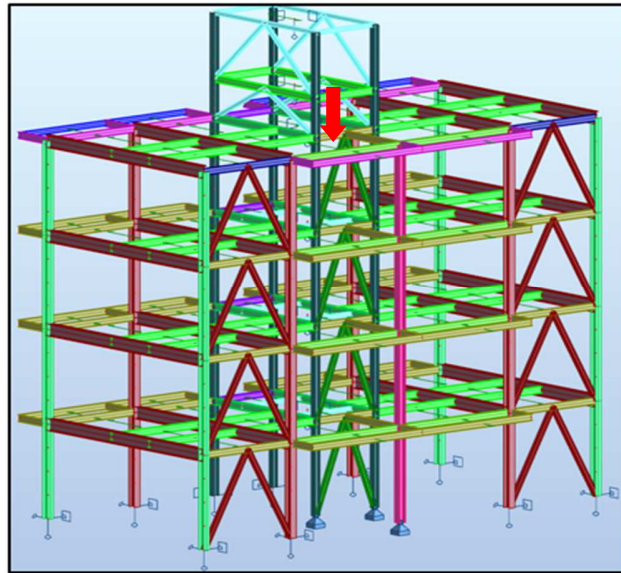


FIGURA 9.18 – Vista 3D da estrutura

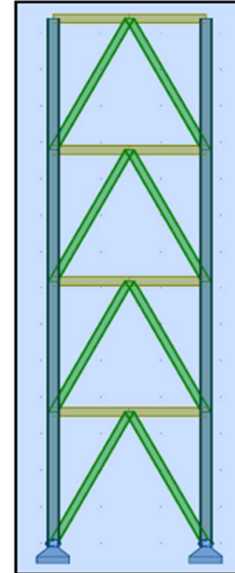
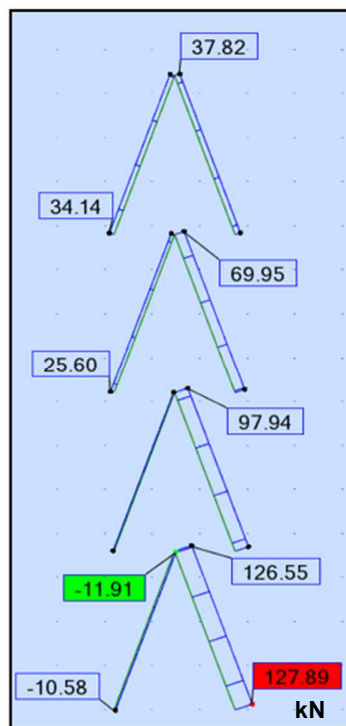
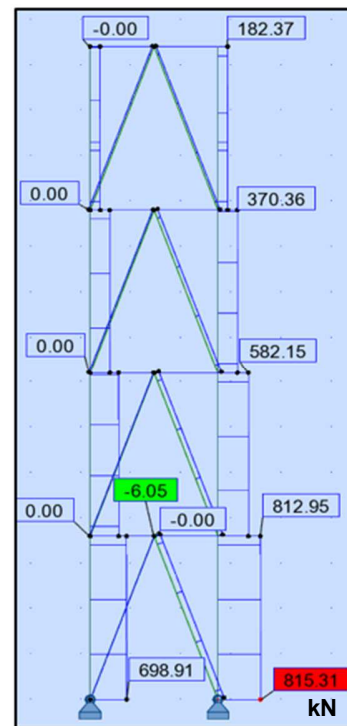


FIGURA 9.19 – Vista frontal do pórtico contraventado

Combinação 37: $(1,25PP_{est} + 1,35(CP_{ac} + CP_{dc}) + 0,75SC + 1,4V (+X))$



(a)



(b)

FIGURA 9.20 - Diagramas de Força Normal: a) Diagonais; b) Pilares

b) Dimensionamento das diagonais do pórtico contraventado (ELU)

Neste caso, as verificações para o dimensionamento das diagonais serão feitas utilizando as planilhas Excel desenvolvidas ao longo deste trabalho, elaboradas segundo as recomendações da NBR 8800, conforme são apresentadas na FIGURA 9.21. A Tabela 9.6 apresenta as propriedades geométricas do perfil adotado.

TABELA 9.6 – Propriedades geométricas do perfil

PERFIL GERDAU ASTM A572 GRAU 50						
Contra Ventamento	Seção	Área cm ²	d mm	b _f mm	t _f mm	Vão mm
Pórtico Contraventado	W 150x18	23,40	153,00	102,00	7,10	3730,00
lx cm ⁴	rx cm	Zx cm ³	ly cm ⁴	ry cm	J cm ⁴	Cw cm ⁶
939,00	6,19	139,40	126,00	2,32	4,34	6683,00

Esforço solicitante de cálculo: Força normal de compressão: 127,89kN

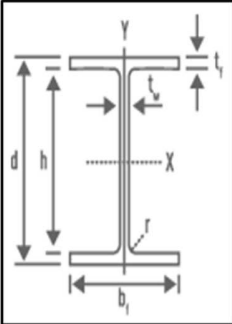
1-Propriedades mecânicas fy= 345,00 MPa 34,50 kN/cm ² E= 200000 MPa 20000 kN/cm ²	2-Verificação por compressão Flambagem local Mesas AL Grupo= 4 (b/t)= 7,18 (b/t) _{lim} = 13,48 Q _s = 1,00 Alma AA Grupo= 2 (b/t)= 20,48 (b/t) _{lim} = 35,87 Q _a = 1,00 Fator de redução total Q= 1,00	► Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo Y N _{ey} = 178,77 kN λ _y = 160,74 < 200 (OK!) λ _{máx} = 200 ► Força de flambagem por torção KzLz= 2,61 m N _{ez} = 0,00 kN Status= Sem torção λ _z = < 200 (OK!) Z= 0,50 λ _{máx} = 200 ► Valores de N _e , λ ₀ e χ N _e = 178,77 kN λ ₀ = 2,125 χ= 0,194									
Coefficientes de flambagem (K) <table border="1"> <tr><th>x</th><th>y</th><th>z</th></tr> <tr><td>1,00</td><td>1,00</td><td>0,50</td></tr> </table>	x	y	z	1,00	1,00	0,50	3-Instabilidade Global ► Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo X N _{ex} = 1332,23 kN λ _{máx} = 200 λ _x = 58,88 < 200 (OK!)	4-Verificação dos estados limites últimos N _{c,ed} = 127,89 kN CONSUMO N _{c,rd} = 142,53 kN 89,73 % Perfil Atende! FOLGA 10,27 N _{sd} /N _{rd} = 0,90			
x	y	z									
1,00	1,00	0,50									
Solicitações <table border="1"> <tr><th>N_{sd}</th><th>M_{xsd}</th><th>M_{ysd}</th></tr> <tr><td>(kN)</td><td>(kN.m)</td><td>(kN.m)</td></tr> <tr><td>127,89</td><td>0,00</td><td>0,00</td></tr> </table>	N _{sd}	M _{xsd}	M _{ysd}	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	127,89	0,00	0,00		
N _{sd}	M _{xsd}	M _{ysd}									
(kN)	(kN.m)	(kN.m)									
127,89	0,00	0,00									
Comprimento da barra (Pilar) Ly= 3,73 m Lx= 3,73 m											
Propriedades geométricas: A _g = 23,4 cm ² I _x = 939 cm ⁴ I _y = 126 cm ⁴ r _x = 6,19 cm r _y = 2,32 cm C _w = 6.683 cm ⁶ J= 4,34 cm ⁴											
PILAR	VERIF.FLEXÃO	APOIO	PERFIS GERDAU								
W 150 x 18,0											

FIGURA 9.21 – Dimensionamento das diagonais: resultados da planilha de cálculo

c) Dimensionamento dos pilares do pórtico contraventado (ELU)

Da mesma forma, as verificações para o dimensionamento dos pilares serão feitas utilizando as planilhas Excel desenvolvidas ao longo deste trabalho, elaboradas segundo as recomendações da NBR 8800, conforme são apresentadas na FIGURA 9.22. A Tabela 9.7 apresenta as propriedades geométricas do perfil adotado.

TABELA 9.7 – Propriedades geométricas do perfil



PERFIL GERDAU ASTM A572 GRAU 50						
Pilar	Seção	Área cm ²	d mm	b _f mm	t _f mm	Vão mm
Pórtico Contraventado	W 200x41,7	53,50	205,00	166,00	11,80	3500,00
l _x cm ⁴	r _x cm	Z _x cm ³	l _y cm ⁴	r _y cm	J cm ⁴	C _w cm ⁶
4114,00	8,77	448,60	901,00	4,10	23,19	83948,00

Esforço solicitante de cálculo: Força normal de compressão: 815,31kN

1-Propriedades mecânicas

fy= 345,00 MPa
34,50 kN/cm²

E= 200000 MPa
20000 kN/cm²

Coefficientes de flambagem (K)

x	y	z
1,00	1,00	0,50

Solicitações

Nsd	Mxsd	Mysd
(kN)	(kN.m)	(kN.m)
815,31	0,00	0,00

Comprimento da barra (Pilar)

Ly= 3,50 m
Lx= 3,50 m

2-Verificação por compressão

Flambagem local

Mesas AL Grupo= 4

(b/t)= 7,03
(b/t)_{lim}= 13,48

Qs= 1,00

Alma AA Grupo= 2

(b/t)= 22,42
(b/t)_{lim}= 35,87

Qa= 1,00

Fator de redução total

Q= 1,00

3-Instabilidade Global

► Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo X

Nex= 6629,15 kN λ_{máx}= 200

λx= 39,91 < 200 (OK!)

► Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo Y

Ney= 1451,85 kN λ_{máx}= 200

λy= 85,29 < 200 (OK!)

► Força de flambagem por torção KzLz= 2,45 m

Ntz= 0,00 kN Status= Sem torção Z= 0,50

λz= < 200 (OK!) λ_{máx}= 200

► Valores de Ne, λo e X

Ne= 1451,85 kN

λo= 1,128

χ= 0,587

4-Verificação dos estados limites últimos

Nc,sd= 815,31 kN FOLGA

Nc,rd= 985,57 kN 120,88 %

Perfil Atende!

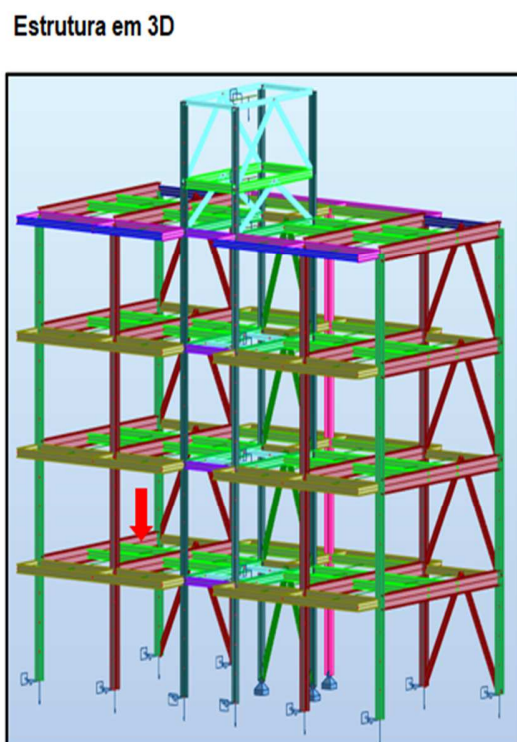
Nsd/Nrd= 0,83

FIGURA 9.22 – Dimensionamento dos pilares: resultados da planilha de cálculo

9.3.4 Esforços solicitantes e dimensionamento das vigas secundárias (ELU)

a) Resultados da análise em teoria de 2º ordem

A Figura 9.23 apresenta a estrutura em 3D onde é mostrada a localização da viga secundária típica do edifício. A Figura 9.24 mostra os esforços solicitantes de cálculo, momento fletor e força cortante, referentes à combinação 28, obtidos da análise em teoria de segunda ordem através do software Robot Structural Analysis.



Combinação 28: $1,25P_{pest}+1,35(CP_{ac}+CP_{dc})+1,50SC$

Estado de Limite Último E.L.U

Diagrama: Momento Fletor

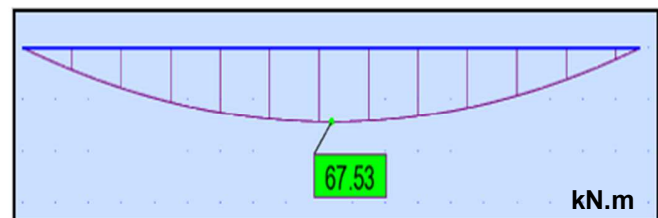


Diagrama: Força Cortante

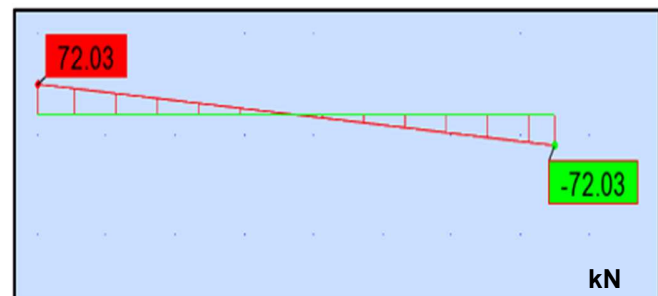


FIGURA 9.23 – Estrutura em 3D

FIGURA 9.24 – Esforços solicitantes na viga secundária

b) Dimensionamento da viga secundária (ELU)

Também, neste caso, as verificações para o dimensionamento da viga secundária serão feitas utilizando as planilhas Excel desenvolvidas ao longo deste trabalho, elaboradas segundo as recomendações da NBR 8800, conforme são apresentadas na FIGURA 9.25. A Tabela 9.8 apresenta as propriedades geométricas do perfil adotado.

TABELA 9.8 – Propriedades geométricas do perfil

PERFIL GERDAU ASTM A572 GRAU 50						
Viga	Seção	Área cm ²	d mm	b _f mm	t _f mm	Vão mm
SECUNDÁRIA	W 250x22,3	28,90	254,00	102,00	6,90	3750,00
I _x cm ⁴	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	r _y cm	J cm ⁴	C _w cm ⁶
2939,00	10,09	267,70	123,00	2,06	4,77	18629,00

Propriedade físicas do material: $E = 20.000 \text{ kN/cm}^2$;
 $f_y = 34,50 \text{ kN/cm}^2$

Esforços solicitantes de cálculo: Momento fletor: 6.753 kN.cm
 Força cortante: $72,03 \text{ kN}$

a) VERIFICAÇÃO DO PERFIL AO MOMENTO FLETOR

► FLM Perfil com Mesa Compacta

$\lambda = 7,39$ $\lambda_r =$

$\lambda_p = 9,15$

$M_{pl} = 9235,65 \text{ kNcm}$ $M_{Rk} =$ kNcm

$M_{Rk} = 9235,65 \text{ kNcm}$ $M_{cr} =$ kNcm

► FLA Perfil com Alma Compacta

$\lambda = 37,97$ $\lambda_r =$

$\lambda_p = 90,53$

$M_{pl} = 9235,65 \text{ kNcm}$ $M_{Rk} =$ kNcm

$M_{Rk} = 9235,65 \text{ kNcm}$

c) Verificação da força cortante

$\lambda = 37,97$

$K_v = 5,00$

$\lambda_p = 59,22$

$\lambda \leq \lambda_p$

$V_{Rk} = 264,37 \text{ kN}$

Verificação:

$V_{Rd} = 240,34 \text{ kN}$

$V_{sd} = 72,03 \text{ kN}$

Sem Enrijecedor!

► FLT Perfil com Alma Compacta

L_b = 0,00 cm

$\lambda = 0,00$ $c_b = 1,14$

$\lambda_p = 42,38$

$M_{pl} = 9235,65 \text{ kNcm}$ $M_{Rk} =$ kNcm

$M_{Rk} = 9235,65 \text{ kNcm}$ $M_{cr} =$ kNcm

► Verificação:

► FLM $M_{Rk} = 9235,65 \text{ kNcm}$ $\% = 80,43$

► FLA $M_{Rk} = 9235,65 \text{ kNcm}$ $M_{Rd(adot)} = 8396,05 \text{ kNcm}$

► FLT $M_{Rk} = 9235,65 \text{ kNcm}$ $M_{sd} = 6753,00 \text{ kNcm}$

b) Efeitos Combinados:

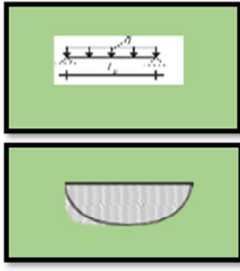
► Interação= $0,8043 \leq 1,0$

► Interação= $80,43 \%$

Status= **Interação OK!**

Folga= $19,57 \%$

Perfil Atende!



PERFIL W 250 x 22,3 OK!

FIGURA 9.25 – Dimensionamento das vigas secundárias: resultados da planilha de cálculo

c) Verificação do Estado Limite de Serviço (ELS)

Também, neste caso, os valores das flechas para as verificações aos Estados Limites de Serviço (ELS) foram obtidos por meio do software *Ftool*, utilizando-se a combinação frequente de carregamento $C_{fr, serv} = (P_{pest} + CP_{ac} + CP_{dc}) + 0,4SC$. A Figura 9.26 mostra o diagrama de flechas máximas nas vigas.

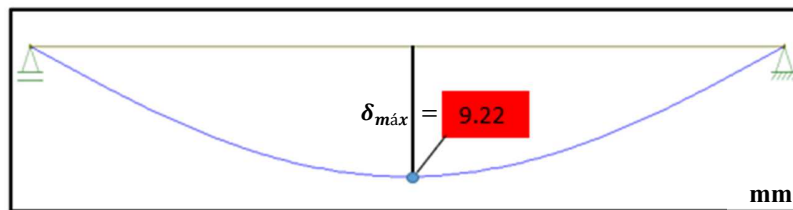


FIGURA 9.26 – Diagrama de flecha

Verificação: $\delta_{adm} = \frac{1}{350} = \frac{3750}{350} = 10,71\text{mm} > \delta_{m\acute{a}x} = 9,22\text{mm} \Rightarrow$ Perfil Atende!

9- CONCLUSÃO

Como já mencionado, até recentemente, os projetos eram geralmente desenvolvidos considerando-se a *análise elástica em teoria de primeira ordem* ou *análise linear* na qual o equilíbrio da estrutura é analisado considerando-a na sua posição *indeslocada* e o comportamento dos materiais é considerado elástico linear.

Atualmente, a norma brasileira, ABNT NBR 8800 (2008), têm estabelecido que as análises estruturais devem ser realizadas utilizando-se a *análise elástica em teoria de segunda ordem* ou *análise não linear geométrica*, na qual o equilíbrio da estrutura analisado na sua posição *deslocada*.

O objetivo deste trabalho foi apresentar o cálculo e o dimensionamento de um edifício residencial de quatro andares, estruturado em aço, com vigas e pilares em perfis laminados e os pisos em lajes mistas utilizando steel deck MF-75, considerando-se as análises em teoria de 1ª ordem e de 2ª ordem, utilizando-se o software Robot Structural Analysis.

No Cap. 5 foram determinadas as ações de cálculo na estrutura, inclusive apresentando o estudo para a determinação das ações devidas ao vento segundo a ABNT NBR 6123:1988. No Cap. 8, para se estabelecer a altura efetiva mínima da laje mista determinou-se o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) da edificação em 30 minutos. Utilizando-se a tabela de cargas e vãos máximos das lajes mistas MF-75, conforme catálogo dos **Steel Deck da Metform**, adotou-se a altura total da laje mista, $h_t = 140\text{mm}$. Esse estudo é importante para a determinação da altura total da edificação.

No Cap. 9 foi apresentada a análise da estrutura realizada por meio do software Robot Structural Analysis em teorias de 1ª e de 2ª ordem. A estrutura foi modelada tridimensionalmente sendo que o sistema de contraventamento da estrutura no sentido transversal consistiu de quatro pórticos rígidos e no sentido longitudinal foram adotados três pórticos treliçados e um pórtico rígido. As vinculações nodais seguiram o sistema global de eixos adotado pelo software, conforme mostra a Figura 9.2, e as liberações das barras foram definidas segundo o sistema local de eixos adotado pelo software, conforme mostra a Figura 9.3. Na análise considerou-se que a laje trabalha como um diafragma rígido no plano horizontal, compatibilizando os deslocamentos nas direções globais

X e Y e a rotação em torno do eixo Z. No software Robot foi necessário criar um nó adicional no modelo em cada pavimento, chamado “*master joint*”, de modo a controlar as translações e rotações nodais. A Figura 9.4 mostra, esquematicamente, a posição do *master joint* na laje.

Visando ao dimensionamento dos elementos estruturais, foram realizadas por meio do software Robot, as análises em teoria de primeira e de segunda ordem. Dentre todas as combinações de ações utilizadas foram considerados os resultados das combinações que contribuíram para o dimensionamento da quase totalidade dos perfis utilizados. Comparando-se os esforços solicitantes obtidos em teoria de 1ª e de 2ª ordem, observou-se que ficaram muito próximos, sendo que a maior diferença foi encontrada no momento fletor do pilar, da ordem de 1,18%, conforme mostra a Tabela 9.2. O dimensionamento de toda a estrutura foi feito utilizando-se os esforços solicitantes obtidos da análise em teoria de 2ª ordem.

No trabalho foi apresentado o dimensionamento completo dos pilares e vigas dos pórticos rígidos, cujas verificações, desenvolvidas no texto, foram feitas utilizando-se as equações da NBR 8800. As verificações do dimensionamento dos pilares e das diagonais dos pórticos treliçados, bem como o da viga secundária típica do edifício, foram apresentadas no texto utilizando planilhas Excel desenvolvidas ao longo deste trabalho, elaboradas segundo as recomendações da NBR 8800.

Ao final, observou-se que as flechas máximas ocorridas nas vigas, bem como o deslocamento lateral do edifício, permaneceram dentro dos critérios normativos, indicando que o sistema estrutural de contraventamento adotado, tanto no sentido transversal quanto no sentido longitudinal, foi adequado e levou a um dimensionamento seguro da edificação.

10- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6120:2019. *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

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

ABNT NBR 8681:2003. *Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos*. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ABNT NBR 8800:2008. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ABNT NBR 14323:2013. *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

BELLEI, I. H.; PINHO, F. P. & PINHO, O. M. *Edifícios de Múltiplos Andares em Aço*. 2ª Edição, São Paulo: Pini, 2008.

FAKURY, R. H.; CASTRO E SILVA, A. L. R. & CALDAS, R. B. *Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto*. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

GERDAU: Disponível em <https://mais.gerdau.com.br/.Acesso> />. Acesso em: 13 de julho de 2020/

METFORM. Disponível em: <<http://www.metform.com.br/telha-forma.php>>. Acesso em: 18 jul. 2020.

SEGURANÇA ESTRUTURAL DAS EDIFICAÇÕES; Disponível em <http://bombeiros.mg.gov.br>. *Instrução técnica nº 06*. 1ª edição Alterada pela portaria n. 47, de 23abr2020, publicada no DOEMG n. 87, ano 128, p.8.

SEGURANÇA ESTRUTURAL DAS EDIFICAÇÕES; Disponível em <http://bombeiros.mg.gov.br>. *Instrução Técnica IT 02 – Terminologia de Proteção Contra Incêndio e Pânico*. 1ª edição Alterada pela portaria n. 47, de 23abr2020, publicada no DOEMG n. 87.