



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia


Robson Porto Cardoso

**Avaliação do comportamento estrutural de subestações de energia
elétrica com o uso do aço inoxidável**

Rio de Janeiro
2013

Robson Porto Cardoso

**Avaliação do comportamento estrutural de subestações de energia elétrica
com o uso do aço inoxidável**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco
Coorientador (es): Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima
Prof. Dr. Luiz Biondi Neto

Rio de Janeiro

2013

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

C268 Cardoso, Robson Porto.
Avaliação do comportamento estrutural de subestações de energia elétrica com o uso do aço inoxidável / Robson Porto Cardoso. – 2013.
113f.

Orientador: Luciano Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco.
Coorientador(es): Rodrigues Ornelas de Lima. Luiz Biondi Neto.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Aço – Estruturas - Dissertações. 3. Aço inoxidável - Dissertações. 4. Energia elétrica - Dissertações. I. Vellasco, Pedro Colmar Gonçalves da Silva. II. Universidade do Estado do Rio. III. Título.

CDU 624.016

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Robson Porto Cardoso

Avaliação do comportamento estrutural de subestações de energia elétrica
com o uso do aço inoxidável

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 21 de março de 2013.

Banca Examinadora:

Prof. Pedro Colmar. Gonçalves. da Silva. Vellasco - Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima - Coorientador
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Luiz Biondi Neto - Coorientador
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Ricardo Rodrigues de Araujo
Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da
Fonseca – CEFET - RJ

Prof. Marcelo de Jesus Rodrigues da Nóbrega
Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da
Fonseca – CEFET - RJ

Rio de Janeiro

2013

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória. Ao meu querido Pai, onde quer que ele esteja, sempre estará comigo, a minha família, pela paciência e carinho nestes anos e a minha querida noiva Juliana, por compartilhar os momentos ruins.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por iluminar meus caminhos e fonte de inspiração para a concretização de mais um sonho.

A minha esposa, amiga e parceira Juliana, pela paciência, sacrifício, companheirismo e todo o amor que me dedica.

A minha família, em especial aos meus pais por todo o apoio nos períodos difíceis.

Ao meu orientador, Prof. Doutor Pedro C. G. da S. Vellasco, pela oportunidade e atenção dispensada ao longo deste trabalho. Agradeço também pelo incentivo em minha vida profissional, em minha vida pessoal, pela confiança, pela amizade e orientação.

Aos meus coorientadores, Prof. Doutor Luciano Rodrigues Ornelas de Lima e Prof. Doutor Luiz Biondi Neto por toda a ajuda dispensada, pela excelente orientação, sempre indicando os melhores caminhos, dando estímulos para o desenvolvimento deste trabalho e pela amizade demonstrada nesses anos. Bobo

Aos professores, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, durante a época da graduação e agora do mestrado

Aos meus colegas de mestrado, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário.

A UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

A todos aqueles, que de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho.

A CAPES pelo apoio financeiro.

Dê sempre o melhor... E o melhor virá!

O que você levou anos para construir, alguém pode destruir de uma hora para outra...

Construa assim mesmo!

Dê ao mundo o melhor de você, mas isso pode nunca ser o bastante...

Dê o melhor de você assim mesmo!

E veja você que, no final das contas, é entre você e DEUS...

Nunca foi entre você e eles!

Madre Teresa de Calcutá

RESUMO

CARDOSO, Robson Porto. *Avaliação do comportamento estrutural de subestações de energia elétrica com o uso do aço inoxidável*. 2013. 113f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

A crescente utilização do aço inoxidável como elemento estrutural despertou o interesse de clientes, arquitetos e engenheiros nos últimos anos. Apesar do custo ainda elevado, a sua aplicação na construção civil vem substituindo outros elementos estruturais. Seja por sua alta resistência à corrosão, aumentando a relação custo benefício; sua estética, proporcionando formas cada vez mais ousadas ou; seu apelo ambiental, gerando menos resíduos no meio ambiente. As subestações representam um papel importante no fornecimento de energia. Como possuem grande complexidade para manutenção, foi escolhida a estrutura suporte de seu barramento, para o dimensionamento em aço inoxidável. Desta forma, minimizando as paradas para realização de manutenções das estruturas, possibilitando maior qualidade no fornecimento de energia elétrica. Para fins comparativos foi escolhido o projeto de uma SE existente, cuja estrutura de suporte do barramento, foi construída por treliças formadas por cantoneiras de aço carbono galvanizado. Inicialmente, o dimensionamento foi desenvolvido utilizando perfis “H” e “I” funcionando como viga-coluna para os dois tipos de aço. Num segundo momento, a estrutura foi dimensionada como treliças planas. Todos os dimensionamentos foram realizados de acordo com as prescrições normativas do EUROCODE 3. Após realização dos dimensionamentos, foram apresentadas as análises comparativas dos custos envolvidos para os tipos de aço. Abordando o investimento inicial, os gastos com manutenção ao longo da vida e os custos elétricos agregados à redução das paradas para manutenção.

Palavras-chave: Estruturas em aço carbono; Estruturas em aço inoxidável; Dimensionamento de viga-coluna; Dimensionamento de treliças; Análise de custos.

ABSTRACT

CARDOSO, Robson Porto. *An Assessment of the structural behaviour of electric power substations using stainless steel*. 2013. 113f. Dissertation (Civil Engineering Master degree) - Faculty of engineering, State University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

The increasing use of stainless steel as a structural element motivated, in recent years, the continuous interest of customers, architects and engineers. Despite its high cost, its application in construction have been replacing other structural elements. This is mainly due to its high corrosion resistance that increases its cost-effective ratio, its aesthetic that enables the construction of increasingly bold forms and its environmental appeal that generates less environmental waste. The electric power substations represent an important role in the global energy supply. Since its maintenance is a complex and costly process, one of its bus support structure was chosen to be designed in stainless steel. This strategy minimizes the number of stoppages for structural maintenance, enabling a higher quality power supply. For comparative purposes an existing power substation has been chosen where the bus supporting structure was made of galvanized carbon steel angle bar trusses. Initially, the design adopted "I" and "H" profiles functioning as beam-column for the two types of steel analyzed. In a second stage, the structure was designed as a plane truss. All designs were performed in accordance to the requirements of EUROCODE 3 standard. This was followed by comparative analyses of the costs involved for the studied steel types. These analyses involved the initial investment assessment properly contextualized with the posterior spending on maintenance and electrical costs of the stoppages and were set against the gains in reducing the downtime for maintenance of the stainless steel solution.

Keywords: Carbon steel structures; Stainless steel structures; Beam-column structural design; Truss structural design; Cost analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Telhado em aço inoxidável do 'Butler County Court House' [5]	25
Figura 1.2 – Antes e após a limpeza do Socony Mobil Building [5]	26
Figura 2.1 – Representação de um Sistema Elétrico de Potencia [8]	30
Figura 2.2 – Tipos de estruturas de suporte do barramento de SEs de 138 kV	35
Figura 3.1 – Distâncias que delimitam as zonas de risco, controlada e livre	42
Figura 3.2– Lavagem de isoladores por hidrojateamento	44
Figura 4.1 – Planta e vistas do pórtico espacial estudado.	46
Figura 4.2 – Estrutura da SE de 138 kV.	47
Figura 4.3 – Representação da estrutura em perspectiva.	48
Figura 4.4 – Modelo estrutural do pórtico Leste e Oeste.	51
Figura 4.5 – Diagrama de esforços normais (N) do pórtico Leste e Oeste.	52
Figura 4.6 – Diagrama de esforços cortantes (Q) do pórtico Leste e Oeste.	52
Figura 4.7 – Diagrama de momentos fletores (M) do pórtico Leste e Oeste.	53
Figura 4.8 – Configuração deformada do pórtico Norte.	69
Figura 4.9 – Modelo estrutural do pórtico Leste e Oeste.	83
Figura 4.10 – Diagrama de esforços normais (N) do pórtico Leste e Oeste.	83
Figura 5.1 – Comparação de custos dos aços para um período de 50 anos	104
Figura 5.2 – Planta do barramento e transformadores da SE de 138 kV	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tipos de estrutura de suporte do barramento de 138 kV de uma SE...	35
Tabela 3.1 – Raios de delimitação de zonas de risco, controlada e livre	43
Tabela 4.1– Resumo dos esforços solicitantes na estrutura e perfis.	50
Tabela 4.2 – Características dos perfis utilizados no dimensionamento	50
Tabela 4.3 – Classificação da seção transversal dos pórticos	56
Tabela 4.4 – Resistência das seções transversais dos pórticos Leste Oeste e Central.....	60
Tabela 4.5 – Resistência das seções transversais dos pórticos Norte e Sul	61
Tabela 4.6 – Resistência das vigas colunas dos pórticos Leste Oeste e Central.....	66
Tabela 4.7 – Resistência das vigas colunas do pórtico Norte	67
Tabela 4.8 – Resistência das vigas colunas do pórtico Sul.....	68
Tabela 4.9 – Resumo do dimensionamento elástico segundo o método P- Δ	70
Tabela 4.10 – Resumo dos esforços solicitantes na estrutura e perfis	71
Tabela 4.11 – Características dos perfis utilizados no dimensionamento	72
Tabela 4.12 – Classificação da seção transversal dos pórticos	73
Tabela 4.13 – Resistência das seções transversais dos pórticos Leste, Oeste e Central.....	74
Tabela 4.14 – Resistência das seções transversais dos pórticos Norte e Sul	75
Tabela 4.15 – Resistência das vigas colunas dos pórticos Leste, Oeste e Central...	77
Tabela 4.16 – Resistência das vigas colunas dos pórticos Norte e Sul	78
Tabela 4.17 – Resumo do dimensionamento elástico segundo o método P- Δ	79
Tabela 4.18 – Resumo dos esforços solicitantes e características dos perfis dimensionados para os pórticos Leste e Oeste	80
Tabela 4.19 – Resumo dos esforços solicitantes e características dos perfis dimensionados para o pórtico Central.....	81
Tabela 4.20 – Resumo dos esforços solicitantes e características dos perfis dimensionados para o pórtico Norte	81
Tabela 4.21 – Resumo dos esforços solicitantes e características dos perfis dimensionados para o pórtico Sul	82
Tabela 4.22 – Resistência à compressão dos elementos dos pórticos Leste e Oeste.....	87

Tabela 4.23 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Central	88
Tabela 4.24 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Norte.....	89
Tabela 4.25 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Sul	90
Tabela 4.26 – Verificação dos elementos compostos	92
Tabela 4.27 – Resistência à compressão dos elementos dos pórticos Leste e Oeste.....	95
Tabela 4.28 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Central	96
Tabela 4.29 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Norte.....	97
Tabela 4.30 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Sul	98
Tabela 4.31 – Verificação dos Elementos compostos.....	99
Tabela 5.1 - Pesos e custos de fornecimento das estruturas.....	101
Tabela 5.2 – Comparativo de custo da estrutura após 50 anos de utilização	103

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANEEL	Agencia Nacional de Energia Elétrica
AT	Alta Tensão
EPC	Equipamentos de Proteção Coletiva
EPI	Equipamento de Proteção Individual
EUROCODE	European Committee for Standardisation
NBR	Norma Brasileira
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
SE	Subestação de Energia Elétrica
SEP	Sistema Elétrico de Potência
DEC	Duração Equivalente de Interrupção por Unidade Consumidora
FEC	Frequência Equivalente de Interrupção por Unidade Consumidora
DIC	Duração de Interrupção por Unidade Consumidora
FIC	Frequência de Interrupção por Unidade Consumidora
DMIC	Duração Máxima de Interrupção por Unidade Consumidora

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área da seção transversal
A_v	área resistente ao esforço cortante
A_{net}	área útil de uma seção transversal
AP	carga axial permanente no pilar
b	Largura da mesa do perfil “H” e “I”
C	componente comprimento
C_{My}	coeficiente de momento uniforme equivalente
C_{Mz}	coeficiente de momento uniforme equivalente
d_0	diâmetro do furo
E	módulo de elasticidade longitudinal
e_2	distância dos furos a extremidade lateral da cantoneira
f_u	tensão última do aço
f_y	tensão limite de escoamento do aço
G	módulo de elasticidade transversal
h	altura do perfil
h_w	Altura da alma dos perfis “H” e “I”
H_i	carga horizontal
h_i	comprimento do pilar
i_i	raio de giração
k_{yy}	fator de interação
k_{yz}	fator de interação
k_{zz}	fator de interação
K_{zy}	fator de interação
k_r	fator de redução para o aço inoxidável
$l_{e,i}$	comprimento equivalente
M_{Ed}	valor de cálculo do momento fletor atuante
$M_{c,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente
$M_{pl,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor plástico resistente
$M_{y,Ed}$	valor de cálculo do momento máximo no elemento em relação ao eixo y-y
$M_{z,Ed}$	valor de cálculo do momento máximo no elemento em relação ao eixo z-z
N_{Rk}	valor característico do esforço normal resistente da seção transversal

$N_{pl,rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta
$N_{u,rd}$	força última de projeto de ruptura da seção líquida
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal atuante
$N_{c,rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão
$N_{t,rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente de tração
$N_{b,rd}$	valor de cálculo da resistência à flambagem do elemento comprimido
P_i	carga axial no pilar
r	raio de concordância
t	espessura do elemento
t_f	espessura da mesa dos perfis "H" e "I"
t_w	espessura da alma dos perfis "H" e "I"
u	constante usada no cálculo da ligação inoxidável, cujo valor é igual a $2e_2$
W_{pl}	módulo plástico de flexão
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço cortante atuante
$V_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço cortante resistente
$V_{pl,Rd}$	resistência plástica ao cortante de cálculo
V_i	carga axial no pilar
ε	deformação
γ_{M0}	coeficiente de resistência
γ_{M1}	coeficiente de resistência
γ_{M2}	coeficiente de resistência
χ	coeficiente de redução associado ao modo de flambagem considerado
Φ	valor para determinar o coeficiente de redução χ
α	fator de imperfeição para a flambagem de elementos comprimidos
χ_{LT}	coeficiente de redução para a flambagem lateral
ϕ_{LT}	valor para determinar o coeficiente de redução χ_{LT}
α_{LT}	fator de imperfeição para a flambagem lateral
λ_{LT}	esbelteza normalizada para a flambagem lateral
ψ	relação entre os momentos de extremidade
χ_y	coeficiente de redução devido à flambagem por flexão no eixo y-y
χ_z	coeficiente de redução devido à flambagem por flexão no eixo z-z
χ_{LT}	coeficiente de redução devido à flambagem lateral

SUMÁRIO

	INTRODUÇÃO	16
1	AÇO INOXIDÁVEL	19
1.1	HISTÓRICO	19
1.2	ESPECIFICAÇÃO	20
1.3	GENERALIDADES DOS AÇOS.....	20
1.4	CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS INOXIDÁVEIS	22
1.5	ARQUITETURA SUSTENTÁVEL COM AÇO INOXIDÁVEL	23
1.6	NORMA DE AÇO INOXIDÁVEL	27
2	SISTEMA ELÉTRICO DE POTÊNCIA	28
2.1	HISTÓRICO.....	28
2.2	ESTRUTURAÇÃO DE UM SISTEMA ELÉTRICO DE POTENCIA.....	29
2.3	SUBESTAÇÕES DE ENERGIA ELÉTRICA	30
2.3.1	TIPOS DE ESTRUTURA DE SUPORTE DO BARRAMENTO E EQUIPAMENTOS.....	34
3	MANUTENÇÃO	37
3.1	CONCEITO.....	37
3.2	MANUTENÇÃO DE SUBESTAÇÕES.....	38
3.3	NORMA REGULAMENTADORA PARA SERVIÇOS COM ELETRICIDADE	40
4	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	45
4.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA.....	45
4.2	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....	47
4.3	ESTRUTURA EM AÇO CARBONO COM PERFIS “I” E “H”	49
4.3.1	MODELO ESTRUTURAL E DIAGRAMAS DE ESFORÇOS	51
4.3.2	DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS DOS PÓRTICOS.....	53
4.3.3	DIMENSIONAMENTO ELÁSTICO SEGUNDO O MÉTODO P-Δ	68
4.4	ESTRUTURA EM AÇO INOXIDÁVEL COM PERFIS “I” E “H”	70
4.4.1	MODELO ESTRUTURAL E DIAGRAMA DE ESFORÇOS.....	72
4.4.2	DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS DOS PÓRTICOS.....	72
4.4.3	DIMENSIONAMENTO ELÁSTICO SEGUNDO O MÉTODO P-Δ	79
4.5	ESTRUTURA EM AÇO CARBONO COM CANTONEIRAS	79
4.5.1	MODELO ESTRUTURAL E DIAGRAMAS DE ESFORÇOS	82

4.5.2	DIMENSIONAMENTO DAS CANTONEIRAS DOS PÓRTICOS.....	84
4.6	ESTRUTURA EM AÇO INOXIDÁVEL COM CANTONEIRAS.....	92
4.6.1	MODELO ESTRUTURAL E DIAGRAMAS DE ESFORÇOS	93
4.6.2	DIMENSIONAMENTO DAS CANTONEIRAS DOS PÓRTICOS.....	93
5	COMPARAÇÃO DE CUSTO.....	100
5.1	CUSTO DAS ESTRUTURAS DIMENSIONADAS.....	100
5.2	CUSTO DE MANUTENÇÃO DAS ESTRUTURAS METÁLICAS.....	101
5.3	CUSTO ELÉTRICO	104
5.3.1	CUSTO COM A ENERGIA NÃO FORNECIDA.....	104
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	108
6.1	INTRODUÇÃO	108
6.2	PRINCIPAIS CONTRIBUIÇÕES	109
6.3	CONCLUSÕES	110
6.4	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	110
	REFERÊNCIAS.....	112

INTRODUÇÃO

Na engenharia estrutural, procura-se desenvolver projetos que atendam às necessidades e especificações dos clientes com embasamento nas normas técnicas, não abrindo mão da otimização dos custos. Desta forma, as características dos materiais empregados devem conferir durabilidade e redução destes custos, não somente no investimento inicial, mas também com os gastos em manutenção ao longo da vida útil da estrutura. Muitas pesquisas têm sido realizadas no desenvolvimento de materiais mais resistentes que conferem maior durabilidade às estruturas. Neste âmbito, pode-se destacar a crescente utilização do aço inoxidável como elemento estrutural.

Motivação

Por se tratar de ambientes complexos para realização de manutenções, dado os seus riscos e custos envolvidos, a presente dissertação tem como motivação, dar subsídios para a aplicação do aço inoxidável nas estruturas de uma subestação de energia elétrica (SE) de alta tensão.

O aço inoxidável foi escolhido devido às propriedades que lhe confere ótimo desempenho em ambientes agressivos, tais como: resistência a corrosão, resistência a oxidação em temperaturas elevadas e resistência mecânica. Desta forma, minimizando ou eliminando os custos com manutenção nas futuras SEs.

A redução do custo do aço inoxidável foi outro fator de motivação para sua utilização na elaboração deste trabalho. Inicialmente, seu custo era aproximadamente 4 vezes maior que o custo do aço carbono comum e, atualmente, esta diferença caiu para 2,5 vezes. Se comparado com o aço carbono com proteção superficial (zinco), este custo pode cair para 1,5 vezes. O surgimento de novas fábricas e sua crescente utilização por engenheiros e arquitetos, está fazendo esta diferença cair ainda mais.

Outra motivação para a utilização do aço inoxidável como elemento estrutural nas SEs foi o desenvolvimento de novas ligas de aços inoxidáveis mais resistentes, os quais ainda são produzidos no Brasil, tais como o aço super duplex. Estes possibilitarão a construção de estruturas ainda mais resistentes às intempéries.

Objetivo

O presente trabalho tem por objetivo fazer um estudo comparativo entre a utilização do aço carbono e o aço inoxidável, envolvendo o dimensionamento e os custos destes materiais ao longo da vida útil da estrutura.

A primeira parte do estudo consiste no dimensionamento da estrutura suporte de equipamentos e barramento de uma SE de 138 kV, tanto para o aço carbono como para o aço inoxidável. Avaliando ainda, a utilização de dois diferentes tipos de perfis estruturais no dimensionamento da estrutura.

Já a segunda parte contempla a análise comparativa dos custos desses materiais, sob o ponto de vista do investimento inicial e os custos envolvidos com a manutenção da estrutura ao longo de sua vida útil.

Histórico

É difícil determinar quando e onde ocorreu o início da engenharia civil, uma vez que esta se confunde com o próprio início da história humana. Fica mais fácil discutir sobre o seu desenvolvimento ao longo do tempo com o surgimento de inúmeras áreas de pesquisas.

O crescente desenvolvimento na área da engenharia estrutural, estudos de diversos tipos de matérias e suas aplicações, vem despertando o interesse de pesquisadores, fazendo surgir inúmeros projetos de pesquisa sobre o assunto.

Muitos são os trabalhos desenvolvidos sobre a utilização do aço inoxidável como elemento estrutural, dos quais pode-se destacar alguns desenvolvidos por alunos do curso de pós graduação em Engenharia Civil da UERJ - PGECIV - da Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

Dentro da linha de pesquisa de Comportamento e Projeto de Estruturas de Aço e Mistas do PGECIV, Santos [17] estudou o comportamento estrutural de elementos em aço inoxidável, realizando ensaios experimentais para avaliar o comportamento de ligações com furação defasada submetidas à tração. Com base nestes ensaios, Silva [18], desenvolveu um estudo através de modelagem numérica, buscando fazer uma avaliação entre os resultados obtidos por um modelo numérico e os resultados de ensaios experimentais.

Escopo

Neste capítulo introdutório foram apresentadas algumas considerações iniciais sobre as propostas desta dissertação, dando maior ênfase para a utilização do aço inoxidável como elemento estrutural no dimensionamento do pórtico de uma SE de 138 kV e suas vantagens sobre o aço carbono ao longo da vida útil da estrutura estudada.

No capítulo um será apresentado um histórico da utilização do aço inoxidável, desde o seu surgimento. Foram apresentadas também as características e sua aplicação ao longo do tempo. Visando enfatizar a questão da durabilidade serão apresentadas algumas generalidades e exemplos bem sucedidos, além de mostrar as vantagens sob o ponto de vista ambiental da sua utilização.

No capítulo dois será apresentada a SE, para a qual será dimensionada a estrutura metálica de suporte dos equipamentos e barramento de 138 kV. Também serão apresentados os tipos de estruturas utilizadas nas SEs de 138 kV, com suas vantagens e desvantagens.

No capítulo três serão apresentados os conceitos, as particularidades e a norma regulamentadora para serviços de manutenção em SEs.

No capítulo quatro, partindo da descrição da estrutura e critérios de dimensionamento adotados, será apresentado o dimensionamento da estrutura metálica de suporte de equipamentos e barramento de uma SE, para os dois tipos de aço e perfis “H” e “I” e cantoneiras.

No capítulo cinco, serão apresentadas as análises comparativas dos custos envolvidos para os tipos de aço utilizados. Desde o investimento inicial, gastos com manutenção ao longo da vida útil da estrutura e os custos elétricos envolvidos.

Por fim, no capítulo seis, serão apresentadas as conclusões obtidas, nos dimensionamentos estruturais e comparativo de custos entre os tipos de aços utilizados, além de se propor temas para novos estudos relacionados com mesmo assunto.

1 AÇO INOXIDÁVEL

1.1 Histórico

O ferro é conhecido pelo homem a mais de 5 mil anos, mas é apenas no século XVIII que foram feitas uma sucessão de descobertas a respeito de metais até então desconhecidos. Por exemplo: em 1751 o sueco Axel Frederick Cronstedt descobre o níquel (Ni); em 1797 o francês Nicolas Louis Vauquelin descobre o cromo (Cr) [1].

Por volta do ano de 1900, diversos metalurgistas realizaram experiências bem sucedidas com ligas de ferro-cromo e, ao mesmo tempo em que perceberam sua excepcional resistência à corrosão, não compreendiam bem este fenômeno [1].

Em 1912, na Alemanha, Eduard Maurer e Baermann Strauss registraram a primeira patente para produção de aço inoxidável cromo-níquel, dando início a produção dos aços inoxidáveis austeníticos, que representam hoje, cerca de 60% da produção do aço inoxidável mundial [1].

Em 1913, na cidade de Sheffield (Inglaterra) foi produzida a primeira corrida de aço inoxidável, onde Harry Brearley desenvolveu ligas de ferro e cromo excepcionalmente duráveis [1].

Na mesma época, em 1915, nos Estados Unidos, Frederic Becket e Christian Dantszen desenvolveram outro tipo de aço inoxidável, os ferríticos, que respondem hoje, por 30% da produção de aço inoxidável mundial [1].

Nos anos que antecederam 1920, em menos de uma década, as três famílias de aços inoxidáveis (austeníticos, ferríticos e martensíticos) já haviam sido criados e ainda hoje são empregadas numa ampla gama de aplicações [1].

Por volta de 1930, metalurgistas na Suécia desenvolveram uma família de aço inoxidável combinando estruturas austenítica e ferríticas em uma única liga, criando o aço inoxidável duplex [1].

Hoje em dia, após 100 anos de sua descoberta, os aços inoxidáveis são bem sucedidos em uma variedade enorme de aplicações, inclusive na construção civil como elemento estrutural.

1.2 Especificação

O aço inoxidável é uma liga de ferro e cromo, podendo conter também níquel, molibdênio e outros elementos, que apresentam propriedades físico-químicas superiores aos aços comuns, sendo a alta resistência a oxidação atmosférica, a sua principal característica. As principais famílias de aços inoxidáveis, classificados segundo a sua microestrutura, são: ferríticos, austeníticos, martensíticos e duplex [2].

Estes elementos de liga, em particular o cromo, conferem uma excelente resistência à corrosão quando comparados com os aços carbono. Eles são, na realidade, aços oxidáveis. Isto é, o cromo presente na liga oxida-se em contato com o oxigênio do ar, formando uma película, muito fina e estável, de óxido de cromo (Cr_2O_3) na superfície do aço exposta ao meio. Ela é denominada camada passiva e tem como função proteger a superfície do aço contra processos corrosivos. Para isto é necessária uma quantidade mínima de cromo de cerca de 11%. Esta película é aderente e impermeável, isolando o metal abaixo dela do meio agressivo. Assim, deve-se ter cuidado para não reduzir localmente o teor de cromo dos aços inoxidáveis durante o seu processamento [2].

1.3 Generalidades dos Aços

O aço comum estrutural vem sendo utilizado como uma alternativa econômica e tecnicamente viável para inúmeras aplicações na construção civil. Sua versatilidade e as possibilidades de aplicações oferecidas são tantas que permitem cada vez mais a sua utilização em diversos tipos de projetos distintos.

Desde o século XVIII, quando se iniciou a utilização de estruturas metálicas na construção civil até os dias atuais, o aço tem possibilitado aos arquitetos, engenheiros e construtores, soluções arrojadas, eficientes e de alta qualidade. Das primeiras obras - como a Ponte Ironbridge na Inglaterra, de 1779 - aos ultramodernos edifícios que se multiplicaram pelas grandes cidades, a arquitetura em aço sempre esteve associada à idéia de modernidade, inovação e vanguarda, traduzida em obras de grande expressão arquitetônica. No entanto, as vantagens na utilização de sistemas construtivos em aço vão muito além da linguagem estética de expressão marcante. A redução do tempo de construção, racionalização no uso de

materiais e mão de obra e aumento da produtividade, passaram a ser fatores chaves para o sucesso de qualquer empreendimento [3].

As suas vantagens estruturais e arquitetônicas sobre o concreto armado possibilitam o cumprimento de muitas exigências construtivas e estruturais, tais como: a pré-fabricação, a elevada resistência, as dimensões e peso reduzidos, a facilidade no transporte, a simplicidade de montagem na própria obra, a disponibilidade em diversas formas e dimensões padronizadas e sob medida, a redução do tempo de execução do projeto e a ótima relação custo benefício.

A utilização do aço inoxidável, desde a sua descoberta, vem crescendo consideravelmente ao longo dos anos. Inicialmente como utensílios e aparelhos domésticos, na medicina e indústrias em geral até a sua aplicação na construção civil, inclusive como elemento estrutural.

Apesar do custo mais elevado, a aplicação na construção civil já vem substituindo os aços comuns em inúmeros projetos, devido a sua alta resistência à corrosão atmosférica implicando em uma melhor relação custo benefício.

O principal objetivo do engenheiro e do arquiteto é fornecer à obra um projeto adequado com respeito à função, fabricação e resistência mecânica. Por outro lado, muitas construções estarão localizadas em regiões onde o ambiente é mais agressivo, o que significa atenção às medidas de proteção.

O meio mais eficiente e barato de evitar a corrosão é projetar corretamente a obra, não favorecendo o ataque corrosivo.

Uma construção econômica é aquela que apresenta os menores custos totais ao longo de sua vida. Custos de manutenção, particularmente a pintura de manutenção, constituem parte importante do custo total. Assim, a construção mais barata pode não ser a mais econômica.

Produtos fabricados em aço inoxidável são usualmente associados à durabilidade e sofisticação. Durabilidade. Esse é o atributo que, em geral, os arquitetos associam à especificação do aço inoxidável em suas obras. Nos projetos de estádios que receberão os jogos da Copa do Mundo no Brasil em 2014 não é diferente. Associada à durabilidade, existem também as vantagens do acabamento e a sua estética [4].

1.4 Características dos Aços Inoxidáveis

Quatro fatores aumentam cada vez mais a tendência do uso do aço inoxidável. São eles: aparência, resistência a corrosão, resistência a oxidação em temperaturas elevadas e resistência mecânica.

A aparência brilhante atraente dos aços inoxidáveis, que se mantêm ao longo do tempo com simples limpeza, associada a resistência mecânica, torna estes materiais adequados aos usos na construção arquitetônica, na fabricação de móveis e objetos de uso doméstico entre outras.

A resistência a corrosão dos aços inoxidáveis aos diversos ambientes permitem o seu emprego em recipientes, tubulações e componentes de equipamentos de processamento de produtos alimentares e farmacêuticos, de celulose e papel, de produtos de petróleo, de produtos químicos em geral e na construção civil.

A resistência a oxidação, em temperaturas mais elevadas, torna possível o seu uso em componentes de fornos, câmaras de combustão, trocadores de calor e motores térmicos. Quando aplicados como elemento estrutural ou revestimento na construção civil podem conferir ao projeto, um ganho de tempo precioso em caso de sinistro.

A resistência mecânica relativamente elevada, tanto à temperatura ambiente como em baixas temperaturas, faz com que sejam usados em componentes de máquinas e equipamentos nos quais se exige alta confiabilidade de desempenho como, por exemplo, partes de aeronaves e mísseis, vasos de pressão, e componentes estruturais na construção civil.

Principais Atributos do Aço Inoxidável:

- Alta resistência à corrosão;
- Resistência mecânica adequada;
- Facilidade de limpeza/Baixa rugosidade superficial;
- Higiene;
- Material inerte;
- Facilidade de conformação;

- Facilidade de união;
- Resistência à altas temperaturas;
- Resistência à temperaturas criogênicas (abaixo de 0 °C);
- Resistência à variações bruscas de temperatura;
- Acabamentos superficiais e formas variadas;
- Forte apelo visual (modernidade, leveza e prestígio);
- Relação custo/benefício favorável;
- Baixo custo de manutenção;
- Material reciclável.

A escolha de um tipo adequado de aço inoxidável deve ser adotado de acordo com a resistência a corrosão necessária para o ambiente em que os elementos estruturais serão utilizados.

Assim como todos os materiais estruturais, os aços inoxidáveis também possuem características que podem trazer problemas na sua utilização. Estas características devem ser conhecidas e devem ser tomadas as devidas precauções para eliminar ou minimizar os seus efeitos, os quais podem inviabilizar sua utilização.

Como desvantagem na utilização do aço inoxidável podemos destacar o maior custo nas ligações, seja nas ligações aparafusadas devido ao maior custo dos elementos de ligação (parafusos, porcas e arruelas), ou seja nas ligações soldadas devido ao maior custo dos materiais, equipamentos e mão de obra mais especializada.

Alguns estudos vêm surgindo sobre o tema, dos quais pode-se citar a dissertação de FILHO [23], que estudou a influência do gás de soldagem no processo de soldagem do aço inoxidável ferrítico utilizando arame também de inoxidável ferrítico ao invés de arame austenítico, visando uma boa qualidade às soldas, além de menor custo.

1.5 Arquitetura Sustentável com Aço Inoxidável

O conhecimento e a utilização das várias aplicações do aço inoxidável podem ajudar a criar um mundo mais verde.

O aço inoxidável é um dos materiais usados na construção que menos afetam o meio ambiente. Ele contribui para gerar e economizar energia, fornecer ar limpo, preservar a água, evitar as substâncias químicas perigosas e limitar a contaminação metálica no meio ambiente e nos aterros sanitários. Se o aço inoxidável e o seu acabamento são escolhidos corretamente e se a manutenção é feita de forma adequada, eles permanecem atraentes durante toda a vida útil da construção, mesmo se esta tiver centenas de anos. Mesmo depois de muitos anos de utilização, o aço inoxidável pode recuperar sua aparência original ou ser re-utilizado em outras aplicações.

Muitas das características que determinam se um material é ecologicamente correto, estão relacionadas direta ou indiretamente à sua resistência a corrosão. O alto valor da sucata de aço inoxidável, assim como a sua reduzida taxa de corrosão, garantem índices elevados de reciclagem após uma vida útil longa. A longa vida útil do aço inoxidável maximiza a vida útil de outros materiais, evitando falhas prematuras de sistemas projetados com pedras, alvenaria ou madeira.

O interesse em construções “ecologicamente corretas” cresceu significativamente nos últimos anos, tendo como foco a avaliação das construções já finalizadas e de materiais individuais. O sistema de avaliação de construções ecologicamente corretas, chamado “LEED™ - Green Building Rating System” e os vários sistemas de avaliação de produtos trazem várias questões que estão direta ou indiretamente relacionadas à escolha do material. Estas questões incluem o teor reciclado, o potencial para re-utilização do produto, o impacto no consumo de energia e água, a probabilidade de emissões do produto ou do revestimento, o impacto sobre a qualidade do ar interior, o conforto térmico, a durabilidade, as exigências de manutenção e o impacto sobre a iluminação interior [5].

DELFORGE [22] avaliou o processo de reciclagem do aço inoxidável através da sinterização de uma mistura de cavaco de aço inoxidável com pó do mesmo material, onde os resultados obtidos foram muito acima do esperado, demonstrando a viabilidade desse novo procedimento.

Quando existe a preocupação com o meio ambiente, é importante selecionar materiais, como o aço inoxidável, que não exigem revestimentos, mas que oferecem um alto nível de proteção contra a corrosão. Estes materiais não precisam ser substituídos durante a vida útil da construção e também não afetam de forma negativa o tempo de vida de outros materiais de construção. O aço inoxidável é mais

resistente à corrosão que outras ligas metálicas comuns para a arquitetura e não é afetado por alguns dos poluentes corrosivos como o ácido nítrico, o ácido carbônico e a amônia, que podem ser encontrados na chuva ácida. Ambientes potencialmente corrosivos para o aço inoxidável e outras ligas metálicas incluem o ácido sulfúrico da chuva ácida, altos níveis de partículas atmosféricas e/ou sais marítimos e de degelo (cloretos). Se o aço inoxidável e os acabamentos corretos forem escolhidos e se forem fabricados, instalados e mantidos de forma adequada, não haverá problema de corrosão [5].

LOUREIRO [21] avaliou o efeito da chuva ácida em aços inoxidáveis. Os resultados obtidos mostraram que, independente do tempo de contato do aço inoxidável colorido com a solução de chuva ácida, houve preservação da aparência do material, sem alteração das condições superficiais, e o teor de cromo hexavalente na solução se apresentou em níveis muito inferiores aos estabelecidos pelo Conselho de Política Ambiental de Minas Gerais – COPAM.

Um exemplo de uma cobertura em aço inoxidável mais antiga é o da sede do tribunal 'Butler County Court House' na Pensilvânia, que se manteve intacto e atraente por cerca de 50 anos apesar de estar ao lado de uma planta industrial (veja Figura 1.1).



a)



b)

Figura 1.1 – Cobertura em aço inoxidável do 'Butler County Court House' [5]

Os edifícios 'Chrysler Building' e 'Empire State Building' são dois excelentes exemplos da possibilidade de recuperação do aço inoxidável. Ambos são limpos a aproximadamente cada 30 anos e entre as limpezas, sempre detectou-se a presença de superfícies com acúmulo significativo de resíduos. Eles não são os únicos exemplos. O edifício Socony Mobil Building foi limpo pela primeira vez em 1995 depois de mais de quarenta anos de utilização. A Figura 1.2 mostra o edifício Socony Mobil Building, antes e após a limpeza e mostra a diferença clara de aparência.

Os três edifícios foram limpos com uma solução suave de detergente e água, com um desengraxante para remover os depósitos de hidrocarbono. Uma solução abrasiva leve, que não riscava o acabamento, também foi utilizada quando necessário para remover os resíduos que estavam mais aderidos à superfície. Nenhum material ambientalmente nocivo foi necessário, assim como nenhum produto que produzisse fumaça nociva aos trabalhadores da limpeza ou usuários dos edifícios. O mesmo método de limpeza foi usado regularmente em edifícios mais novos que recebem limpezas mais frequentes [5].

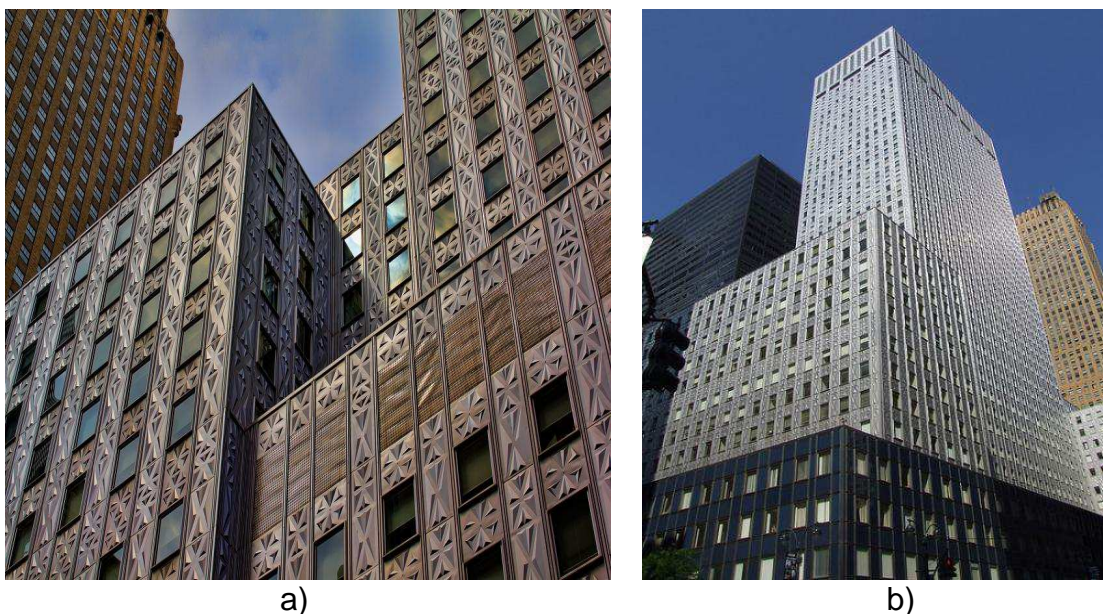


Figura 1.2 – Antes (a) e após (b) a limpeza do Socony Mobil Building [5]

1.6 Norma de Aço Inoxidável

Conforme detalhado no primeiro capítulo, o objetivo deste trabalho é apresentar o dimensionamento de um pórtico utilizando aço carbono e aço inoxidável em elementos estruturais. Para tal serão utilizadas, principalmente, as prescrições da parte 1.1 do EUROCODE 3 [6] para aço carbono e da parte 1.4 do EUROCODE 3 [7] para o aço inoxidável.

A utilização do aço inoxidável como elemento estrutural é relativamente nova em comparação ao aço carbono. Salve algumas exceções detalhadas na parte 1.4 do EUROCODE 3, nas quais pode-se destacar os fatores de redução e ações de esforços combinados, o dimensionamento de estruturas de aço inoxidável é realizado basicamente utilizando a mesma formulação da parte 1.1 do EUROCODE 3 [6].

Devido a falta de estudos específicos e ensaios laboratoriais mais detalhados sobre a utilização do aço inoxidável como elemento estrutural, a parte 1.4 do EUROCODE 3 [7] é mais conservadora em alguns pontos, implicando em perfis mais pesados no dimensionamento das estruturas.

Como se verá mais detalhadamente no quarto capítulo, através do dimensionamento propriamente dito da estrutura, todos os elementos do pórtico estudado estão sujeitos aos esforços de compressão, cortante e momento fletor. Portanto, serão dimensionados como vigas-colunas.

2 SISTEMA ELÉTRICO DE POTÊNCIA

2.1 Histórico

A indústria de energia elétrica geralmente é a primeira a surgir sob muitos aspectos em diversos países. O processo industrial de um país pode ser medido pelo grau de aproveitamento de suas fontes de energia. O descobrimento destas fontes na natureza, a sua conversão em formas úteis de utilização pelo homem e o seu transporte do local da geração até aos centros consumidores, são partes essenciais de uma economia industrial [8].

Um sistema de potência, nada mais é que um dos instrumentos utilizados para a conversão e transporte da energia elétrica. Sob o ponto de vista comercial, o fornecimento da energia elétrica foi inicialmente constituído, por geradores de corrente contínua movidos por motores a combustão, que supriam cargas bem específicas como iluminação pública, galerias, etc. Tempos depois, a energia passou a ser disponibilizada para alguns consumidores residenciais com grande poder aquisitivo, pois nessa época, o sistema era muito antiquado e a energia muito cara. Como o sistema elétrico era constituído de geradores de pequenas capacidades e baixas tensões, a energia não podia ser transportada por grandes distâncias e somente as pessoas de grande poder aquisitivo tinham condições financeiras para adquirir um sistema elétrico individual para alimentar a suas residências.

Com o crescimento populacional e o surgimento das primeiras indústrias, estes sistemas que eram compostos por geradores de corrente contínua, impulsionados por motores a combustão e posteriormente por turbinas a vapor, ficaram ineficientes. Devido ao fenômeno da queda de tensão, eles não tinham a capacidade de vencer as distâncias entre os pontos de consumo e tinham que ficar próximas as cargas. Foi quando teve início a corrida para desenvolvimento de sistemas mais eficientes e confiáveis.

O grande potencial hidrelétrico não podia ser utilizado devido às grandes distâncias até as cidades. O problema começou a ser resolvido com a invenção dos transformadores de energia elétrica, após o surgimento da corrente alternada. Esta grande descoberta possibilitou a transmissão de energia elétrica a grandes distâncias, permitindo a elevação da tensão gerada, diminuindo as perdas na

transmissão, e depois a sua redução novamente para utilização industrial e doméstica em maior escala e com melhor rendimento. Foi então que começaram a surgir as primeiras usinas hidrelétricas [8].

Com o surgimento das usinas hidrelétricas, o problema da distância foi resolvido e foi possível gerar energia elétrica em grande escala e transportá-la até as cidades com menor custo. Foram construídas as primeiras SEs e redes de distribuição de energia elétrica nas principais cidades possibilitando a utilização da eletricidade por outras classes sociais e não somente para os mais ricos.

2.2 Estruturação de um Sistema Elétrico de Potência

Um sistema elétrico de potência consiste em três componentes principais, conforme mostrado na Figura 2.1, sendo: as usinas geradoras, as linhas de transmissão e os sistemas de distribuição. No primeiro e último estão localizadas as subestações de energia elétrica (SEs), sendo SEs elevadora nas usinas e SEs reductoras nos sistemas de distribuição. Estas SEs serão o foco desta dissertação.

Um sistema bem projetado abrange um número de SEs interligadas de maneira que a energia total gerada possa ser utilizada em toda região atendida pelo sistema. Ele deve prever também a demanda futura de energia. A medida que o sistema cresce, novas fontes devem ser exploradas para satisfazer à crescente demanda.

Um sistema elétrico de potência compreende basicamente três partes principais: geração, transporte e distribuição, conforme ilustrado na Figura 2.1.

- **Geração:** a energia é produzida nas usinas geradoras que utilizam de outras formas de energia na natureza para obtenção de energia elétrica, sendo as principais as Usinas Termelétricas, Hidrelétricas e Nucleares;
- **Transporte:** é feito através de linhas de transmissão, levando grandes blocos de energia, geralmente, com longas distâncias e tensões elevadas (maiores que 138 kV).
- **Distribuição:** é a parte do sistema elétrico que distribui a energia para os consumidores, em distâncias menores e tensões mais baixas (menores que 138 kV inclusive).

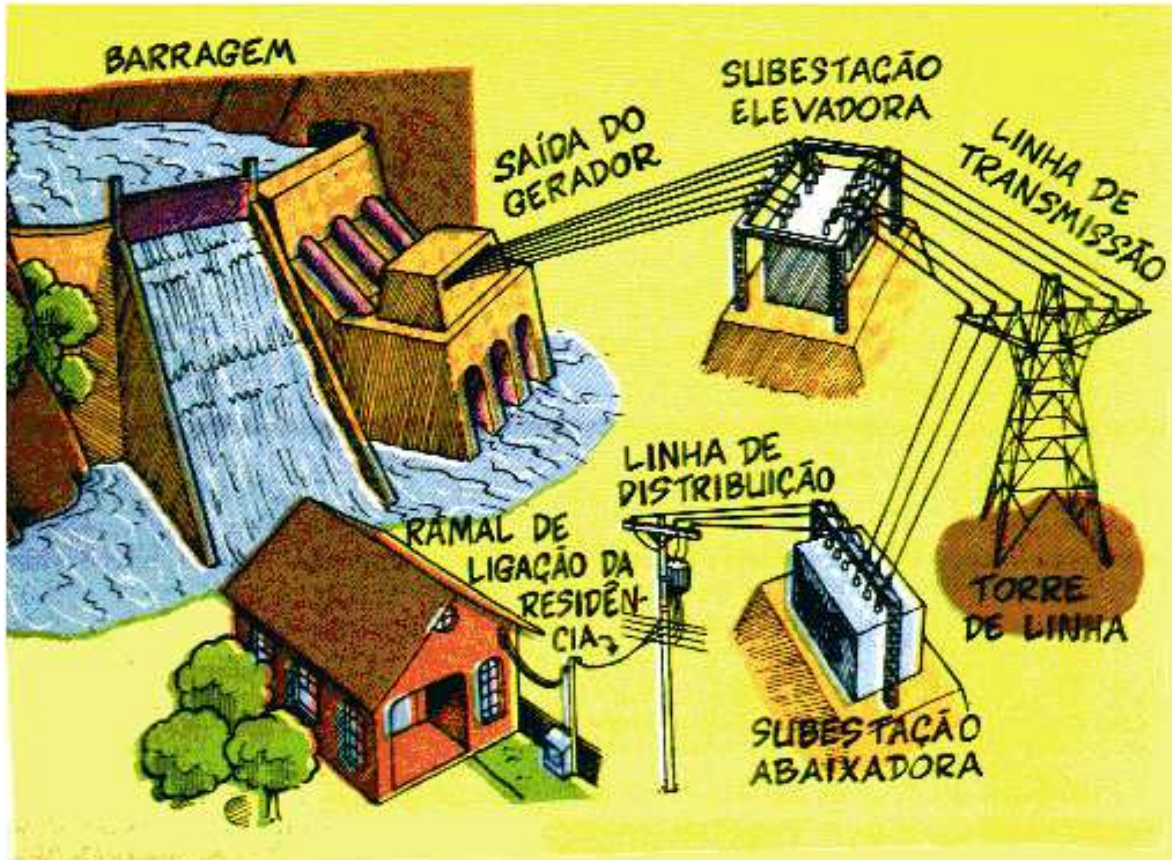


Figura 2.1 – Representação de um Sistema Elétrico de Potência [8]

2.3 Subestações de Energia Elétrica

São construções integrantes de um sistema de potência que tem por finalidade manobras, proteção, regulação e distribuição da energia elétrica, desde a usina geradora até os centros consumidores [8]. Elas podem ser do tipo elevadora, que como o próprio nome diz, elevam geralmente de 6 ou 13,8 kV para tensões maiores que 138 kV e as SEs redutoras, que também como o próprio nome diz, reduzem de tensões maiores que 138 kV para 25/13,8 kV para atendimento aos consumidores finais.

Uma SE é basicamente subdividida nos seguintes componentes menores: barramento de 138 kV, transformadores de força de 138 kV, equipamentos de proteção, manobra e medição, casa de comando, casa de disjuntores de 25/13,8 kV e circuitos de saídas de 25/13,8 kV.

Cerca de 100 anos atrás, quando as primeiras SEs foram concebidas, jamais se poderia pensar nas SEs tal como são construídas as modernas instalações atuais, envolvendo níveis de tensão cada vez maiores, atendendo um grande

número de consumidores e minimizando a manutenção. E ainda mais, como serão as novas SEs otimizadas, com os avanços tecnológicos na construção civil, mecânica, em materiais, equipamentos, na proteção e comunicação de dados, resolvendo problemas de confiabilidade, de espaço, velocidade e automação. No Brasil, em grandes cidades como São Paulo e Rio de Janeiro, é possível encontrar SEs construídas em meados do século XX, que estão em pleno funcionamento e que ainda preservam características originais da época de suas construções. Para tanto, elas passaram por processos de modernização como aumento de suas capacidades de fornecimento de energia elétrica, com a instalação de transformadores de maior capacidade.

Outro avanço importante foi a digitalização do sistema de controle e proteção, tornando possível o monitoramento e operação a distância, eliminando a presença humana para diversas atividades e dando maior robustez e confiabilidade ao sistema elétrico.

No Brasil, na maioria dos casos, as SEs pertencem às concessionárias de distribuição de energia elétrica. Elas são condicionadas a seguir a legislação vigente para o fornecimento de energia elétrica.

Para as concessionárias de energia elétrica, as mudanças na legislação e o crescimento do uso da energia, exigem cada vez mais a necessidade de novas ferramentas e técnicas, que visam atingir um melhor nível na qualidade do fornecimento de energia aos consumidores, a satisfação destes e o lucro de seus investidores [8].

Tem-se que a grande maioria dos problemas de qualidade é originária do próprio sistema elétrico, cujos componentes principais são as SEs de distribuição. Estas SEs, assim como outros componentes, compartilham a missão das concessionárias de distribuir energia com qualidade e rentabilidade.

Num sistema elétrico de potência, as SEs são interligadas formando um sistema de distribuição [8], para que na falha de uma SE uma outra possa assumir sua carga sem maiores prejuízos para os consumidores. Devido ao alto investimento inicial, a maioria dos sistemas elétricos das concessionárias brasileiras não comporta a falha de uma SE integrante do seu sistema. Desta forma, as cargas que são supridas por uma SE que venha a apresentar problema deixam de ser atendidas por pequenos períodos até que sejam feitos os remanejamentos das cargas para as

outras SEs do sistema elétrico [9]. Sendo esta uma das causas para alguns “apagões” que vêm assombrando a população brasileira nos últimos anos.

Uma SE típica de 138 kV possui, geralmente, três transformadores de força com capacidade de 40 MVA cada, totalizando 120 MVA. Com esta potência é possível atender cerca de vinte mil consumidores. Assim como deve existir a interligação entre as SEs de um sistema elétrico, também deve ocorrer a interligação entre os próprios transformadores de cada uma SE deste sistema. Os transformadores de força de uma SE também devem ser projetados para suprirem a falha ou manutenção de outro dentro da mesma SE, ou seja, os transformadores devem ser projetados para atender parte da energia antes suprida pelo transformador defeituoso ou em manutenção.

O fato é que os investimentos na ampliação do sistema elétrico brasileiro não acompanharam o crescimento populacional, ocasionando um déficit de energia para o correto atendimento aos consumidores.

As falhas no fornecimento são acompanhadas pela agência reguladora (ANEEL) [9], que nos casos onde se ultrapassam os valores permitidos, fazem valer o seu papel de órgão regulador e fiscalizador, com a aplicação de multas às concessionárias pela má qualidade da energia fornecida aos seus clientes.

O mercado de distribuição de energia elétrica brasileiro é formado por 63 concessionárias, responsáveis pelo atendimento de mais de 61 milhões de unidades consumidoras. O controle acionário destas companhias pode ser estatal ou privado. No primeiro caso, os acionistas majoritários são o governo federal, estaduais e/ou municipais. Nos grupos de controle de várias empresas privadas verifica-se a presença de investidores nacionais e internacionais [9].

Cada vez mais as concessionárias de energia elétrica vêm buscando meios para reduzir os problemas ligados às falhas nas SEs, utilizando projetos e equipamentos mais eficientes reduzindo inclusive, as paradas para manutenção. Vale frisar também que os gastos e investimentos aplicados em manutenção, diferentemente dos investimentos na ampliação do sistema elétrico, possuem pequena contribuição no reajuste das tarifas de energia elétrica. Desta forma, o capital empregado para ampliação do sistema possui um peso maior nos percentuais de reajuste da tarifa de energia elétrica, gerando aumento de receita para as concessionárias e seus investidores [9]. Pode-se dizer que, investimentos aplicados para dar maior robustez e confiabilidade nos sistemas de fornecimento de

energia elétrica, implicam em menos tempo e gastos com paradas por falhas ou manutenção e geram mais lucro para as concessionárias de energia elétrica.

Dentre os elementos e equipamentos que possuem potencial para gerar paradas e custos com manutenção dentro de uma SE, está a estrutura de suporte do barramento de 138 kV.

Baseado no exposto acima, esta dissertação traz uma proposta de desenvolvimento de uma estrutura metálica para suporte do barramento elétrico de uma SE de 138 kV, que gere menos gastos com manutenção. Esta estrutura será dimensionada utilizando aço inoxidável em substituição aos materiais atualmente utilizados como: aço carbono, concreto armado moldado *in loco* e concreto armado pré-moldado.

Neste trabalho será discutido apenas o projeto da estrutura suporte do barramento de 138 kV de uma SE. Porém, outros aspectos devem ser levados em conta na construção das SEs.

As mudanças na legislação e o crescimento do uso da energia, exigem das concessionárias de energia elétrica a implantação de novas ferramentas e técnicas, visando atingir o melhor nível de qualidade de fornecimento de energia ao consumidor.

As SEs possuem papel muito importante na qualidade do fornecimento de energia, necessitando cada vez mais de estudos ou simulações visando otimizar processos construtivos ligados a todos os ramos da engenharia (mecânica, elétrica e civil).

Para se construir uma SE é necessário, inicialmente, saber a área de abrangência do atendimento da SE e quais são as cargas a serem alimentadas pela mesma, quais as linhas que chegam à SE e qual a topografia do terreno que envolve a conexão de chegada da linha de transmissão com a entrada da SE.

Na elaboração de projetos de construção de SEs devem ser seguidos os conceitos de confiabilidade, flexibilidade operacional, quantidade de alimentadores, qualidade do serviço prestado, tipo de configuração, manutenção, proteção e automação [8].

O avanço da engenharia eletrônica com o desenvolvimento de novos equipamentos, possibilitou a modernização das SEs que atualmente podem ser facilmente operadas remotamente, eliminando a presença de operadores. Desta forma, reduzindo os custos operacionais.

2.3.1 Tipos de estrutura de suporte do barramento e equipamentos

As SEs desenvolvidas no Brasil possuem os seguintes tipos de estrutura para suporte do barramento elétrico de 138 kV e alguns de seus equipamentos [8]:

- Estruturas em concreto armado moldado *in loco*;
- Estrutura em concreto armado pré-moldado e vibrado;
- Estrutura em concreto armado pré-moldado e centrifugado;
- Estruturas metálicas treliçadas em aço carbono galvanizado a quente;

Na Tabela 2.1 estão descritas as vantagens e desvantagens de cada tipo de estrutura de suporte do barramento e equipamentos.

Na Figura 2.2 estão ilustrados os tipos de estruturas de suporte dos barramentos elétricos das SEs de 138 kV e alguns de seus equipamentos. A Figura 2.2(a) retrata a estrutura em concreto armado moldado *in loco*, a Figura 2.2(b) ilustra a estrutura em concreto armado pré-moldado vibrado (postes duplo "T"). Já a Figura 2.2(c) representa uma estrutura em concreto armado pré-moldado centrifugado e por último, a Figura 2.2(d) retrata a estrutura em aço carbono galvanizado a quente (treliças metálicas).

Tabela 2.1 – Tipos de estrutura de suporte do barramento de 138 kV de uma SE

Tipo de estrutura	Vantagens	Desvantagens
Concreto armado moldado <i>in loco</i>	Baixo custo inicial e Liberdade de formas	Tempo de execução elevado; Controle de qualidade na execução; Dificuldade de ampliação e; Custo de manutenção elevado
Concreto armado pré-moldado e vibrado;	Médio custo inicial e Tempo de execução curto	Custo de manutenção elevado e Vida útil mediana
Concreto armado pré-moldado e centrifugado	Tempo de execução curto e Maior vida útil	Custo inicial elevado e Custo de manutenção mediano
Aço carbono galvanizado a quente	Tempo de execução curto e Maior vida útil	Custo inicial elevado e Custo de manutenção alto



a) Concreto armado



b) Concreto pré-moldado vibrado



c) Concreto pré-moldado centrifugado



d) Aço carbono

Figura 2.2 – Tipos de estruturas de suporte do barramento de SEs de 138 kV

A escolha de cada um dos exemplos apresentados na Figura 2.2 na concepção de um projeto de SE, depende basicamente do nível de tensão e do tipo de SE. Devido às grandes dimensões dos barramentos de 138 kV e aos seus grandes vãos, as SEs com tensões maiores que 138 kV utilizam estruturas metálicas treliçadas. Já as SEs com tensões menores que 138 kV, inclusive, sua escolha depende do tipo e porte da SE [8].

3 MANUTENÇÃO

3.1 Conceito

Manutenção é a combinação de todas as ações técnicas e administrativas, incluindo as de supervisão, que se realizam através de processos diretos ou indiretos nos equipamentos, obras ou instalações, com a finalidade de lhes assegurar condições de cumprir com segurança e eficiência, as funções para as quais foram fabricados ou construídos, levando-se em consideração as condições operativas e econômicas [10] **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Manutenção Preventiva - Conjunto de ações desenvolvidas sobre um equipamento e/ou sistema com programação antecipada e efetuada dentro de uma periodicidade através de ações sistemáticas, detecção e medidas necessárias para evitar falhas com o objetivo de o manter operando ou em condições de operar dentro das especificações projetadas;

Manutenção Corretiva - Conjunto de ações desenvolvidas com objetivo de fazer retornar às condições especificadas após a ocorrência de falhas ou na sua eminência;

Manutenção Preditiva - Conjunto de ações baseada no acompanhamento, por monitoramento sistemático, das condições de operação, evidenciando assim, a evolução destas ao longo do tempo e possibilitando uma parada preventiva para manutenção no momento mais otimizado, refletindo na redução significativa das manutenções corretivas e na diminuição das preventivas. Tipo de manutenção que permite garantir uma maior assertividade do intervalo entre as intervenções;

Manutenção Detectiva – Conjunto de ações que visa à atuação e detecção de falhas ocultas ou imperceptíveis em equipamentos e sistemas, durante os períodos de inspeção realizados por pessoal qualificado. Esse tipo de manutenção é específico para sistemas automatizados, onde o controle de atividades e tarefas é feito com base em comandos de sistemas e circuitos.

3.2 Manutenção de Subestações

Todas as instalações industriais requerem manutenção para garantir o perfeito funcionamento e eficiência no processo produtivo. Gastos efetuados com manutenção incidem indiretamente no custo de produção e, conseqüentemente, no valor final dos produtos. Um processo produtivo eficiente deve sempre procurar minimizar os gastos com manutenção, mas ela é indispensável para o bom funcionamento da produção. Paralisar um processo produtivo para realização de manutenção implica em redução da produção e, conseqüentemente, do lucro.

Um dos fatores que levam a redução dos gastos com manutenção é a utilização de materiais mais eficientes e robustos que necessitem de pouca manutenção. O problema é que na maioria dos casos estes materiais possuem custo mais elevado, gerando um aumento do investimento inicial.

Com as SEs não é diferente, pois pode-se compará-la com uma indústria, onde o produto final é a energia elétrica. De tal forma que todos os gastos com manutenção vão interferir diretamente na margem de lucro e na venda da energia para os consumidores.

As paradas das SEs para a realização de manutenção ou por falhas ocorridas por falta desta, ainda implicam num agravante para as concessionárias de energia elétrica. Estas paradas incidem diretamente na qualidade do fornecimento e acabam gerando penalidades previstas pelas legislações vigentes, aplicadas pelo órgão regulador (ANEEL) [9].

O desempenho das empresas distribuidoras referente à continuidade do serviço prestado de energia elétrica é medido com base em indicadores de conjunto e individuais, segundo Resolução ANEEL nº 024, de 27 de janeiro de 2000 [9].

Os indicadores de conjunto são denominados DEC e FEC. O DEC (Duração Equivalente de Interrupção por Unidade Consumidora) indica o número de horas em média que um determinado conjunto de unidades consumidoras fica sem energia elétrica durante um período, geralmente mensal. Já o FEC (Frequência Equivalente de Interrupção por Unidade Consumidora) indica quantas vezes, em média, houve interrupção nas unidades consumidoras (residência, comércio, indústria, etc).

Os indicadores individuais, destinados a aferir a qualidade prestada diretamente ao consumidor, são: DIC, FIC e DMIC. Os indicadores DIC (Duração de Interrupção por Unidade Consumidora) e FIC (Frequência de Interrupção por

Unidade Consumidora) indicam, respectivamente, por quanto tempo e o número de vezes em que uma unidade consumidora ficou sem energia elétrica, durante um período considerado. O DMIC (Duração Máxima de Interrupção por Unidade Consumidora) é um indicador que limita o tempo máximo de cada interrupção ocorrida no período de um mês, impedindo que a concessionária deixe o consumidor sem energia elétrica durante um tempo muito longo.

Diante deste cenário, as concessionárias de energia elétrica buscam sistemas, materiais e equipamentos mais robustos e confiáveis que necessitem de pouca manutenção, dando maior confiabilidade no fornecimento de energia elétrica.

No universo das SEs, os itens que geram maiores gastos com manutenção são os equipamentos elétricos. Podendo chegar, para alguns casos, em manutenções trimestrais.

Um fator importante que influencia diretamente na periodicidade da manutenção das SEs é a sua localização. Estas podem estar localizadas em áreas rurais, urbanas, litorâneas ou industriais. Sendo os dois últimos ambientes mais agressivos, sobre o ponto de vista de necessidade de manutenção.

A periodicidade das paradas de toda SE ou parte dela para a realização de manutenção nos elementos estruturais de suporte do barramento elétrico, foco deste estudo, pode chegar a dois anos. Um exemplo claro é a aplicação de pintura com tintas hidrofugante em elementos de concreto armado em SEs localizadas em áreas litorâneas e industriais mais agressivas. A pintura tem como finalidade tornar a estrutura de concreto impermeável, evitando que a umidade permeie pelos poros do concreto e provoque a corrosão da sua armadura, evitando assim, paradas maiores para recuperação estrutural do concreto armado.

Outro exemplo é a recomposição, a cada sete ou dez anos, da galvanização das estruturas em treliças de aço carbono em SEs localizadas em condições ambientais agressivas. A recomposição da galvanização tem como finalidade eliminar ou reduzir os efeitos dos agentes agressores do aço e, conseqüentemente, preservar a resistência estrutural destes elementos. A galvanização do aço, seja por processo industrial (galvanização a quente) ou *in loco* (pintura), protege os elementos de aço carbono dos agentes agressores, aumentando assim a vida útil da estrutura.

A proposta de utilização de aço inoxidável nos elementos estruturais das SEs, tem a finalidade de reduzir drasticamente as paradas para manutenção destes

elementos. Neste caso, a limpeza destas estruturas seria realizada com hidrojateamento utilizando uma solução de água e sabão.

O hidrojateamento é um dos processos já utilizados nas SEs de energia elétrica para a limpeza dos resíduos acumulados nos isoladores dos equipamentos elétricos. Esta limpeza é realizada sem o desligamento da SE, ou seja, é realizada com a SE energizada. Desta forma não implicando em prejuízos no funcionamento da SE e abastecimento dos consumidores de energia elétrica.

A limpeza da estrutura de aço inoxidável com hidrojateamento, apenas aumentaria o tempo de permanência da equipe de limpeza e maquinários utilizados na limpeza da SE, pois além de limpar os isoladores, passaria a fazê-la também nas estruturas de aço inoxidável sem a necessidade de desligamento da área em manutenção.

3.3 Norma Regulamentadora para Serviços com Eletricidade

Quando se menciona o setor elétrico, este se refere normalmente ao Sistema Elétrico de Potência (SEP), definido como o conjunto de todas as instalações e equipamentos destinados à geração, transmissão e distribuição de energia elétrica incluindo até a medição [8].

Visando garantir uma maior proteção aos trabalhadores que, direta ou indiretamente, interajam em instalações elétricas e serviços com eletricidade, foi criada a norma regulamentadora NR 10 [11], que estabelece diversas regras e procedimentos a serem seguidos durante a realização destas atividades. As regras e procedimentos são válidos para todos os profissionais, de qualquer área, que exerçam qualquer atividade em um Sistema Elétrico de Potência [11].

As prescrições da NR 10 [11] que serão abordadas nesta dissertação são referentes as técnicas de trabalhos sob tensão, realizadas em SEs. Mais especificamente, a distância de segurança a ser respeitada quando da intervenção, por exemplo, para pintura da estrutura de suporte do barramento de 138 kV de uma SE. A norma classifica os tipos e a forma com que as intervenções nos equipamentos devem ser executadas.

As intervenções em instalações elétricas com tensões superiores a 50 Volts em corrente alternada ou superiores a 120 Volts em corrente contínua somente podem

ser realizadas por trabalhadores que atendam ao que estabelece a NR 10 [11], conforme descrito abaixo [11].

- Os serviços em instalações elétricas energizadas em AT, bem como aqueles executados no SEP, não podem ser realizados individualmente.
- Todo trabalho em instalações elétricas energizadas em AT, bem como aqueles que interajam com o SEP, somente pode ser realizado mediante ordem de serviço específica para data e local, assinada por superior responsável pela área.
- Todo trabalhador em instalações elétricas energizadas em AT, bem como aqueles envolvidos em atividades no SEP devem dispor de equipamento que permita a comunicação permanente com os demais membros da equipe ou com o centro de operação durante a realização do serviço.
- Nenhum serviço pode ser iniciado sem ou deficiência de EPC's e ou EPI's.
- Nenhum serviço deve ser iniciado se houver condições que comprometam a integridade física da equipe.

As técnicas de trabalhos sobre tensão estabelecem regras para a realização de serviços em que os trabalhadores venham a intervir em instalações elétricas energizadas com alta tensão e que exerçam suas atividades dentro dos limites estabelecidos como zonas controladas e de risco, tomando as devidas precauções para cada tipo. A Figura 3.1 ilustra a classificação das zonas conforme estabelecido na norma regulamentadora [11].

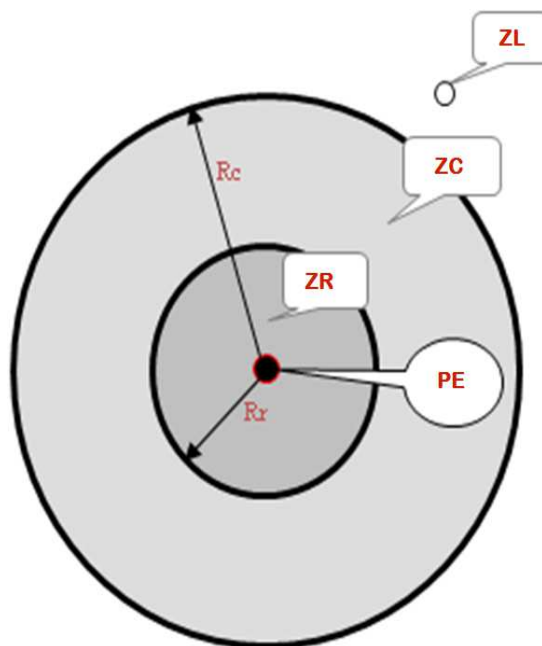


Figura 3.1 – Distâncias que delimitam as zonas de risco, controlada e livre

onde:

ZL é a zona livre;

ZC é a zona controlada, entorno de parte condutora energizada, não segregada, acessível, de dimensões estabelecidas de acordo com o nível de tensão, restrita a trabalhadores autorizados;

ZR é a zona de risco, entorno de parte condutora energizada, não segregada, acessível inclusive acidentalmente, de dimensões estabelecidas de acordo com o nível de tensão, restrita a trabalhadores autorizados e com a adoção de técnicas, instrumentos e equipamentos apropriados ao trabalho com rede energizada (Linha Viva);

PE é o ponto da instalação energizado;

R_r é o raio de delimitação entre zona de risco e controlada;

R_c é o raio de delimitação entre zona controlada e livre.

A Tabela 3.1 estabelece os raios de delimitação entre as zonas de risco, zona controlada e zona livre que devem ser obedecidas pelos profissionais que venham exercer atividade no SEP com tensões acima de 70 kV. Tensões estas onde estão incluídos os barramentos das SEs objeto de estudo desta dissertação.

Tabela 3.1 – Raios de delimitação de zonas de risco, controlada e livre

Faixa de tensão Nominal da instalação elétrica em kV	Rr - Raio de delimitação entre zona de risco e controlada em metros	Rc - Raio de delimitação entre zona controlada e livre em metros
≥ 70 e < 110	1	2
≥ 110 e < 132	1,1	3,1
≥ 132 e < 150	1,2	3,2
≥ 150 e < 220	1,6	3,6
≥ 220 e < 275	1,8	3,8
≥ 275 e < 380	2,5	4,5
≥ 380 e < 480	3,2	5,2
≥ 480 e < 700	5,2	7,2

Analisando a Tabela 3.1, pode-se verificar que os profissionais que executam o serviço de pintura da estrutura metálica em uma SE de 138 kV com a rede energizada estará dentro da área de risco. Portanto, deverá ser treinado e dispor de equipamentos especiais para execução do serviço em “Linha Viva”, onerando o custo do serviço.

Outra opção seria seccionar e desenergizar parte da estrutura para a execução do serviço, podendo ocasionar problemas de curta ou longa duração no fornecimento de energia elétrica aos consumidores.

Em contrapartida, se a estrutura do barramento for construída em aço inoxidável, conforme comentado no item 3.2, a pintura seria substituída pela lavagem por hidrojateamento, reduzindo os custos. A relação entre os custos de manutenção entre as estruturas de aço carbono e aço inoxidável será melhor abordado no quinto capítulo desta dissertação.

Vale frisar que todos os profissionais que atuam no SEP, além de portar EPIs especiais e mais onerosos, também devem receber um adicional de periculosidade de 30% sobre o salário. Desta forma, a quantidade de profissionais atuando numa manutenção implica diretamente no custo desta.

A Figura 3.2(a e b) mostra a lavagem de isoladores através de hidrojateamento em uma SE de uma indústria, considerado um ambiente agressivo sobre o ponto de vista da corrosão das estruturas. Figura 3.2(c) mostra a lavagem de isoladores em uma SE localizada em zona litorânea realizada do solo e a Figura 3.2(d) ilustra um

veículo de hidrojateamento dotado de cesta aérea, para acomodação do profissional que irá executar a lavagem dos equipamentos mais afastados em relação ao nível do solo.



a) Lavagem de isolador



b) Lavagem de isolador



c) Hidrojateamento manual



d) Veículo para lavagem em locais altos

Figura 3.2– Lavagem de isoladores por hidrojateamento

Para a construção de SEs devem ser atendidas as prescrições da norma brasileira NBR 13231 de maio de 2005 da ABNT, a qual fixa condições mínimas exigíveis para a proteção contra incêndio na elaboração de projetos de SEs.

4 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

4.1 Descrição da Estrutura

Neste capítulo será apresentado o dimensionamento da estrutura metálica de suporte do barramento de uma SE de energia elétrica de 138 kV.

Como o principal objetivo desta dissertação é fazer um comparativo entre o custo de manutenção da estrutura metálica construída em aço carbono e em aço inoxidável, serão apresentados os dimensionamentos das estruturas do barramento de uma SE, utilizando esses dois tipos de materiais estruturais. Para tal foi escolhida uma SE existente construída de aço carbono, em 1965 na cidade do Rio de Janeiro.

A estrutura estudada, apresentada na Figura 4.1, corresponde a um pórtico espacial construído com cantoneiras de aço carbono galvanizadas a quente, com área em planta de 236,25 m² (10,5m x 22,5m), formado por 6 pilares, 9 vigas biengastadas, e 3 vigas em balanço.

Partindo dos carregamentos da estrutura, gerados basicamente pelos equipamentos nela instalados, inicialmente foi desenvolvido o dimensionamento utilizando perfis “H” e “I” formados a frio em aço carbono e, posteriormente, em aço inoxidável.

Num segundo momento, utilizando os mesmos carregamentos, o dimensionamento foi desenvolvido em estruturas treliçadas também em aço carbono e em aço inoxidável.

No dimensionamento da estrutura treliçada em aço carbono, será abordada a comparação do dimensionamento realizado quando da construção da SE e o cálculo fundamentado pelo Eurocode 3 [6].

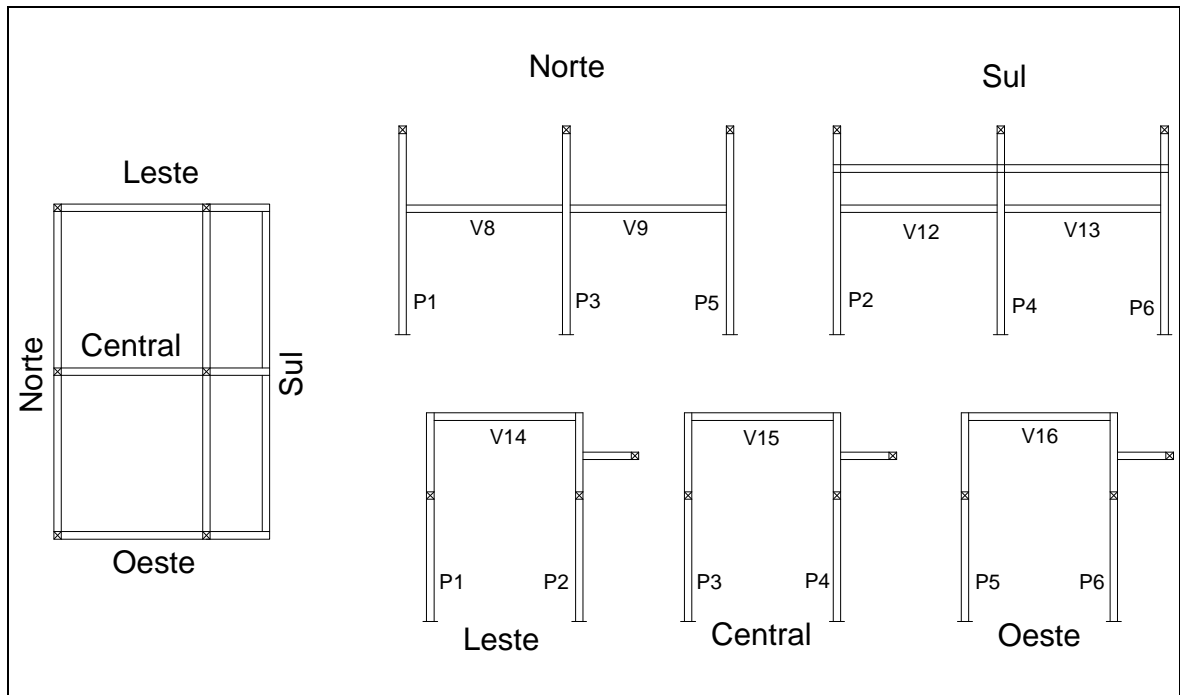


Figura 4.1 – Planta e vistas do pórtico espacial estudado.

A estrutura original estudada possui os seguintes dados gerais:

a) Localização da edificação:

- Região urbana de uma cidade de grande porte próxima do mar, com nível de agressividade ambiental alto.

b) Finalidade de utilização:

- Pórtico de suporte do barramento elétrico de uma SE de 138 kV.

c) Características da estrutura:

- Treliças espaciais compostas de pilares e vigas formadas por cantoneiras laminadas de aço carbono;
- Proteção superficial através de galvanização a quente;
- Ligações por contato através de parafusos entre cantoneiras e entre vigas e pilares;
- Ligação dos pilares nas fundações através de placa de base e chumbadores;

A Figura 4.2 mostra a estrutura metálica treliçada em aço carbono galvanizado da SE de 138 kV existente, que foi utilizada como modelo para o dimensionamento.



a) Vista de perfil

b) Vista sob o pórtico

Figura 4.2 – Estrutura da SE de 138 kV.

4.2 Critérios de Dimensionamento

O cálculo estrutural foi fundamentado no estado limite último da estrutura, aplicando um coeficiente de majoração de 1,4 no carregamento do vento.

Os perfis foram verificados às falhas por flambagem e plastificação. Os dimensionamentos das ligações, placas de base e chumbadores não foram realizados por não serem objetivos deste trabalho, ficando como sugestão para trabalhos futuros.

As combinações de carregamentos foram feitas de forma a serem determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, seguindo as recomendações do Eurocode 3 [6].

Para efeito de cálculo, o pórtico espacial foi subdividido em 5 (cinco) pórticos planos, segundo os seus posicionamentos cartesianos, sendo: 1 (um) pórtico no eixo oeste, 1 (um) no eixo leste, 1 (um) pórtico no eixo central sob a linha imaginária

norte sul, 1 (um) pórtico no eixo sul e, por fim, 1 (um) pórtico no eixo norte, conforme apresentado na Figura 4.3.

O pórtico espacial estudado é simétrico em relação ao eixo norte/sul, tanto em carregamento como em dimensões. Logo, os pórticos planos Leste e Oeste são simétricos e idênticos e serão dimensionados como “Pórtico Leste e Oeste”.

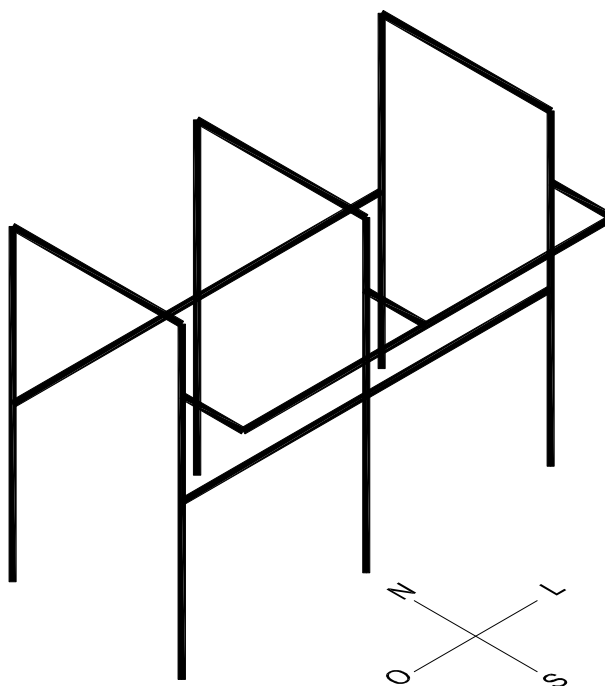


Figura 4.3 – Representação da estrutura em perspectiva.

Partindo dos carregamentos, primeiramente, com o propósito de se determinar os esforços solicitantes nas estruturas, foi desenvolvido no programa FTOOL [13], o modelo estrutural de cada pórtico plano citado anteriormente.

Como os pilares dos pórticos Leste, Oeste e Central, não são contraventados para flambagem em torno do eixo Norte/Sul, o comprimento utilizado foi de 14 metros, ou seja, a altura total dos pórticos. Já para os pilares dos pórticos Norte e Sul, que são contraventados pelas vigas a uma altura de 8,7 metros, este foi o comprimento utilizado.

Para o pré-dimensionamento da estrutura utilizando perfis “H” e “I”, inicialmente foram utilizados no programa FTOOL [13], perfis com propriedades unitárias. Após esta etapa, já com os perfis pré-definidos, suas características foram inseridas no programa, onde foram obtidos novos esforços e redimensionados para estes novos esforços.

Para o dimensionamento da estrutura utilizando cantoneiras, partiu-se das mesmas cantoneiras utilizadas na estrutura da SE existente. As ligações entre diagonais e montantes, assim como executado na estrutura existente, foram todas realizadas com apenas um furo de diâmetro de 14 mm em apenas uma das abas, onde as fórmulas foram empregadas de acordo com a cláusula 3.10.3 do Eurocode 3 [6] e cláusula 3.2.2 de Simões [12].

Para os perfis em aço carbono foi utilizado o aço ASTM A-36 com as seguintes propriedades: tensão de escoamento (f_y) de 35 MPa, tensão última (f_u) de 360 MPa, módulo de elasticidade transversal (G) de 81 GPa, módulo de elasticidade longitudinal (E) de 210 GPa e coeficiente de Poisson no regime elástico (ν) de 0,3.

Para os perfis em aços inoxidáveis foi utilizado aço ferríticos grau 1.4512 com as seguintes propriedades: tensão de escoamento (f_y) de 240 MPa, tensão última (f_u) de 400 MPa, módulo de elasticidade transversal (G) de 84,6 GPa, módulo de elasticidade longitudinal (E) de 220 GPa e coeficiente de Poisson no regime elástico (ν) de 0,3.

4.3 Estrutura em Aço Carbono com Perfis “I” e “H”

Neste capítulo foram dimensionados os perfis “H” (pilares) e perfis “I” (vigas) em aço carbono que compõem a estrutura estuda para atender os esforços solicitantes, conforme prescrito nos itens 5.5 (Classificação das seções transversais) e 6 (Estados limites últimos) do Eurocode 3 [6]. Para tal, utilizando o programa FTOOL [13], foram criados os modelos estruturais dos pórticos planos, incluindo todas as dimensões e os respectivos carregamentos para a obtenção dos diagramas de esforços solicitantes e deslocamentos das estruturas.

Na Tabela 4.1 apresenta-se o resumo dos esforços solicitantes da estrutura. Nela estão representados os perfis dimensionados para atender aos esforços nos elementos mais solicitados, os quais foram utilizados para o dimensionamento da estrutura.

Tabela 4.1– Resumo dos esforços solicitantes na estrutura e perfis.

	Eixo Leste Oeste		Eixo Central		Eixo Norte			Eixo Sul		
	Pilares (1, 2, 5 e 6)	Vigas (14 e 16)	Pilares (3 e 4)	Viga (15)	Pilares (1, 3 e 5)		Vigas (8 e 9)	Pilares (2, 4 e 6)		Vigas (12 e 13)
Elemento mais carregado	2 e 6	14 e 16	4	15	3	5	8	4	6	12
N_{Ed} (kN)	22,9	5,7	46,0	10,8	31,6	14,2	4,9	57,0	22,7	6,3
M_y (kNm)	82,2	49,5	153,7	98,1	118,3	67,8	40,6	153,7	82,2	72,8
M_z (kNm)	33,3	0,0	15,0	0,0	16,0	24,8	0,0	15,0	33,3	0,0
V_{Ed} (kN)	11,4	15,2	21,3	33,1	3,3	5,8	16,7	3,4	7,1	29,6
Perfil	HE220A	IPE220	HE260A	IPE270	HE260A	HE220A	IPE220	HE260A	HE220A	IPE270

Na Tabela 4.2 estão representadas as características dos perfis utilizados nos cálculos para o dimensionamento da estrutura. Optou-se por utilizar perfis europeus para adequação ao processo de dimensionamento do Eurocode 3 [6], [7].

Tabela 4.2 – Características dos perfis utilizados no dimensionamento

Grandeza	IPE 220	IPE 270	HE220A	HE260A	Unidade
A	3.337	4.595	6.434	8.682	mm ²
f_y	235	235	235	235	N/mm ²
b	110	135	220	260	mm
h	220	270	210	250	mm
h_w	177,6	219,6	152	177	mm
t_f	9	10	11	13	mm
t_w	5,9	6,6	7,0	7,5	mm
i_z	25	30	55	65	mm
i_y	91,1	112,3	91,7	109,7	mm
r	12	15	18	24	mm
$W_{El,z}$	$3,73 \times 10^4$	$6,22 \times 10^4$	$1,78 \times 10^5$	$2,82 \times 10^5$	mm ³
$W_{El,y}$	$2,52 \times 10^5$	$4,29 \times 10^5$	$5,15 \times 10^5$	$8,36 \times 10^5$	mm ³
$W_{Pl,z}$	$5,81 \times 10^4$	$9,70 \times 10^4$	$2,71 \times 10^5$	$4,30 \times 10^5$	mm ³
$W_{Pl,y}$	$2,85 \times 10^5$	$4,84 \times 10^5$	$5,69 \times 10^5$	$9,20 \times 10^5$	mm ³
I_z	$2,05 \times 10^6$	$4,20 \times 10^6$	$1,96 \times 10^7$	$3,67 \times 10^7$	mm ⁴
I_y	$2,77 \times 10^7$	$5,79 \times 10^7$	$5,41 \times 10^7$	$1,05 \times 10^8$	mm ⁴
I_w	$2,27 \times 10^{10}$	$7,06 \times 10^{10}$	$1,93 \times 10^{11}$	$5,16 \times 10^{11}$	mm ⁶
I_t	$9,07 \times 10^4$	$1,59 \times 10^5$	$2,85 \times 10^5$	$5,24 \times 10^5$	mm ⁴
Massa linear	26,2	36,1	50,5	68,2	kg/m

4.3.1 Modelo estrutural e diagramas de esforços

De forma representativa foi escolhido o pórtico Leste e Oeste para apresentação dos modelos estruturais, respectivos carregamentos e dimensões (Figura 4.4), o diagrama de esforços normais (Figura 4.5), o diagrama de esforços cortantes (Figura 4.6) e, por fim, o diagrama de momentos fletores (Figura 4.7) utilizados para o dimensionamento estrutural do pórtico Leste e Oeste. O resumo dos esforços de todos os pórticos planos foi apresentado na Tabela 4.1.

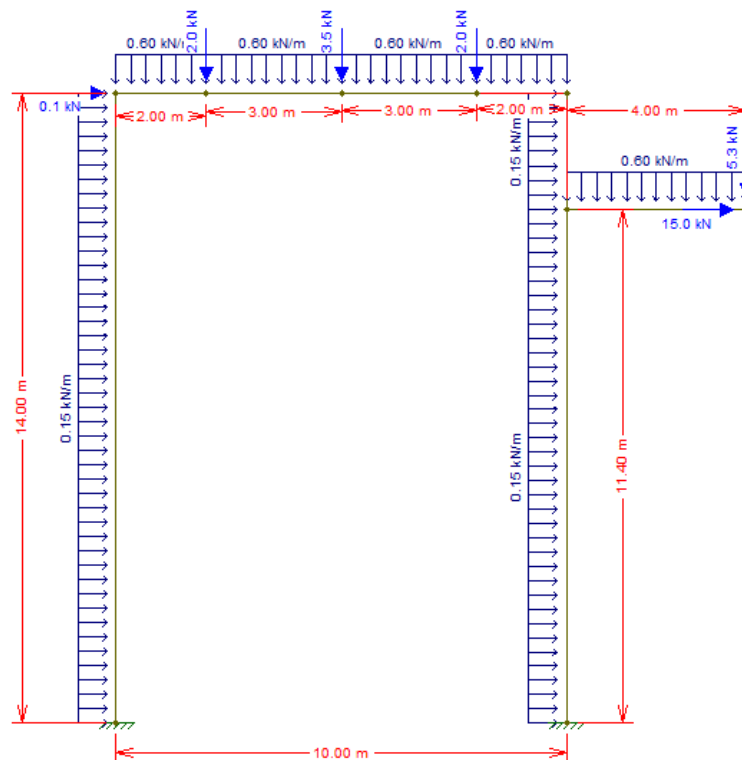


Figura 4.4 – Modelo estrutural do pórtico Leste e Oeste.

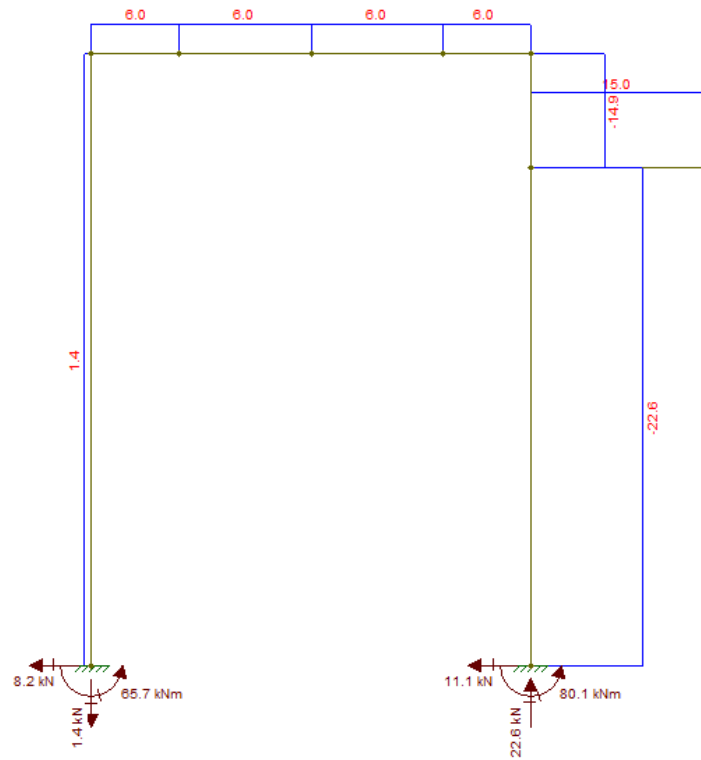


Figura 4.5 – Diagrama de esforços normais (N) do pórtico Leste e Oeste.

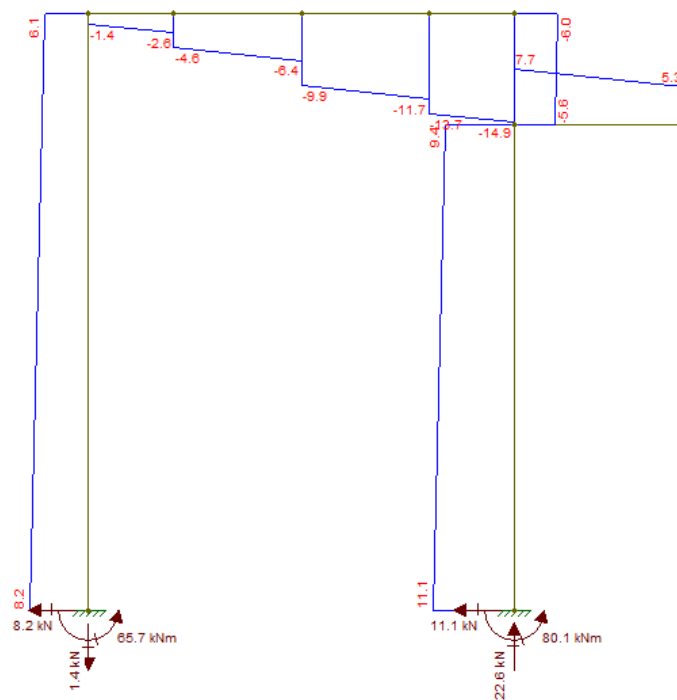


Figura 4.6 – Diagrama de esforços cortantes (Q) do pórtico Leste e Oeste.

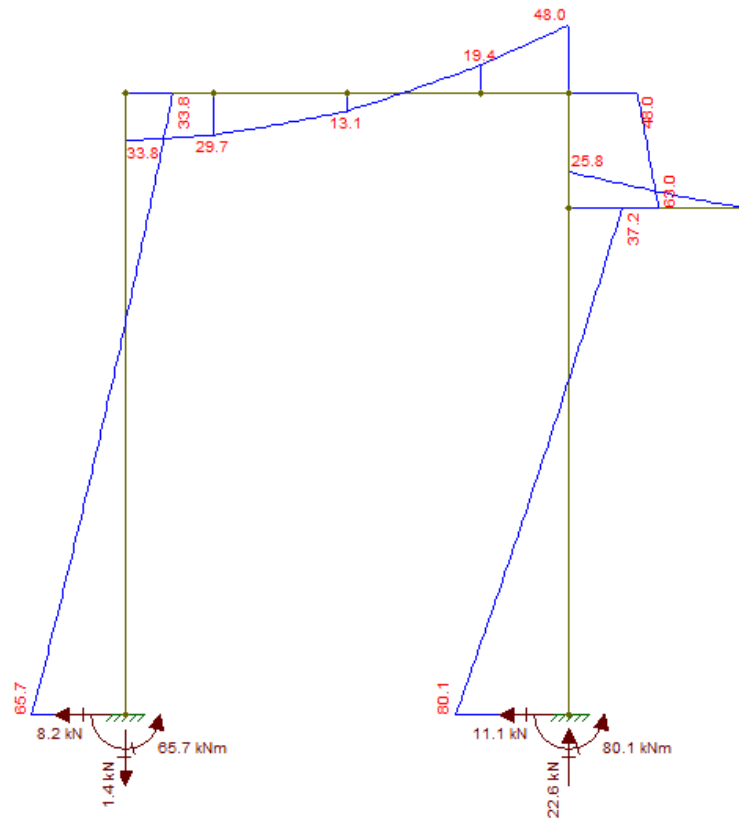


Figura 4.7 – Diagrama de momentos fletores (M) do pórtico Leste e Oeste.

4.3.2 Dimensionamento dos perfis dos pórticos

Utilizando os dados da Tabela 4.1 e Tabela 4.2, foi executado o dimensionamento dos perfis conforme prescrição do Eurocode 3 [6] e passos descritos a seguir.

l) Classificação das seções transversais.

a) Determinação da linha neutra, considerando o momento no eixo y

Todos os pilares da estrutura estão sujeitos à compressão axial e flexão composta, já as vigas à compressão axial e flexão uniaxial. Nestes casos, as mesas e almas dos perfis apresentaram parte de suas seções tracionadas e partes comprimidas, dificultando a classificação das seções.

O Eurocode 3 [6] não fornece critérios precisos para a definição da classe da seção a considerar na verificação da estabilidade global de um elemento, quando esta varia ao longo deste mesmo elemento, em consequência da variação dos esforços. Neste caso, onde a flexão é o esforço condicionante, optou-se por classificar a seção de topo que é a mais solicitada. Como a seção está submetida a

flexão composta, a posição da linha neutra para a situação de plastificação total da seção, necessária para a classificação da alma do perfil, depende da relação entre o momento fletor e esforço normal [11].

De acordo com Simões [12] o parâmetro α , apresentado no Quadro 5.2 do Eurocode 3 [6], corresponde ao percentual da alma submetido a tensões de compressão, o qual pode ser estimado pela seguinte equação:

$$\alpha = \frac{1}{C} \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{2} \times \frac{N_{Ed}}{t_w \times f_y} - (t_f + r) \right) \leq 1 \quad (4.1)$$

Onde:

α é o percentagem da alma submetida a tensões de compressão;

C é o componente comprimido;

h é a altura do perfil;

N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço normal atuante;

t_w é a espessura da alma;

f_y é a tensão de escoamento do aço;

t_f é a espessura da mesa;

r é o raio de concordância.

b) Classificação do perfil

De posse das características dos perfis (Tabela 4.2), parâmetros α para cada situação de perfil e fórmulas descritas abaixo foram realizados as classificações das seções dos perfis escolhidos para o dimensionamento da estrutura (Tabela 4.3).

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.2)$$

- Alma solicitada à compressão e flexão:

$$\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} \quad (4.3)$$

$$\frac{c}{t} = \frac{h_w}{t_w} \quad (4.4)$$

- Mesa solicitada à compressão e flexão:

$$C/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha} \quad (4.5)$$

$$\frac{C}{t} = \frac{b/2 - t_w/2 - r}{t_f} \quad (4.6)$$

Onde:

ε é o parâmetro = $\sqrt{235/f_y}$;

α é a percentagem da alma submetida a tensões de compressão;

C é o componente comprimido;

t é a espessura do elemento;

h_w é a altura da alma;

t_w é a espessura da alma;

b é a largura da mesa;

t_f é a espessura da mesa;

r é o raio de concordância.

Tabela 4.3 – Classificação da seção transversal dos pórticos

PÓRTICO	PERFIL		COMPONENTE	COMPONENTE SOLICITADO À FLEXÃO E COMPRESSÃO				
Pórtico Leste e Oeste	Pilares	HE 220A	Alma	c/t	21,7	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	65,0
		$\alpha = 0,55$	Mesa	c/t	8,5	≤	$9\epsilon/\alpha$	16,5
	Viga	IPE 220	Alma	c/t	30,1	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	70,1
		$\alpha = 0,51$	Mesa	c/t	4,4	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,6
Pórtico Central	Pilares	HE 260A	Alma	c/t	23,6	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	61,3
		$\alpha = 0,57$	Mesa	c/t	8,2	≤	$9\epsilon/\alpha$	15,7
	Viga	IPE 270	Alma	c/t	33,3	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	69,4
		$\alpha = 0,52$	Mesa	c/t	4,8	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,4
Pórtico Norte	Pilar Interno	HE 260A	Alma	c/t	23,6	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	64,3
		$\alpha = 0,55$	Mesa	c/t	8,2	≤	$9\epsilon/\alpha$	16,3
	Pilares Externos	HE 220A	Alma	c/t	21,7	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	67,5
		$\alpha = 0,53$	Mesa	c/t	8	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,0
	Vigas	IPE 220	Alma	c/t	30,1	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	70,3
		$\alpha = 0,51$	Mesa	c/t	4,4	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,6
Pórtico Sul	Pilar Interno	HE 260A	Alma	c/t	23,6	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	59,2
		$\alpha = 0,59$	Mesa	c/t	8,2	≤	$9\epsilon/\alpha$	15,2
	Pilares Externos	HE 220A	Alma	c/t	21,7	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	65,0
		$\alpha = 0,55$	Mesa	c/t	8	≤	$9\epsilon/\alpha$	16,5
	Vigas	IPE 270	Alma	c/t	33,3	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	70,5
		$\alpha = 0,51$	Mesa	c/t	4,8	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,7

α é a percentagem do elemento submetido às tensões de compressão

Como os critérios de classificação foram atendidos para a classe 1, pode-se concluir que todos os perfis escolhidos são da classe 1 para as condições de carregamento apresentadas.

II) Verificação da resistência da seção transversal

Após a classificação das seções foi realizada a verificação da resistência da seção transversal dos perfis, utilizando as prescrições do Eurocode 3 [6] através das fórmulas descritas abaixo. O resumo dos dados obtidos nas verificações é apresentado na Tabela 4.4 (Pórticos Leste, Oeste e Central) e Tabela 4.5 (Pórticos Norte e Sul).

a) Tração

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4.7)$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.8)$$

Onde:

N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço normal atuante;

$N_{t,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente de tração;

$N_{pl,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;

A é a área da secção transversal;

f_y é a tensão de escoamento do aço;

γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais.

b) Compressão

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.9)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.10)$$

Onde:

$N_{c,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão.

c) Momento fletor

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.11)$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.12)$$

$$M_{c,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.13)$$

$$M_{c,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.14)$$

Onde:

M_{Ed} é o valor de cálculo do momento fletor atuante;

$M_{c,Rd}$ é o valor de cálculo do momento fletor resistente;

$M_{pl,Rd}$ é o valor de cálculo do momento fletor plástico resistente;

W_{pl} representa o módulo plástico de flexão.

d) Cortante

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.15)$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \text{mas : } \eta h_w t_w < A_v \quad (4.16)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (4.17)$$

Onde:

V_{Ed} é o valor de cálculo do esforço cortante atuante;

$V_{c,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço cortante resistente;

A_v é a área resistente ao esforço cortante;

η é o coeficiente para calcular a área de corte;

$V_{pl,Rd}$ é a resistência plástica ao cortante de cálculo.

Notas:

- 1) O valor de η foi considerado igual a 1,0, de forma conservativa [6];
- 2) Para todos os casos, os esforço cortante solicitante (V_{Ed}) foi inferior a metade do esforço cortante resistente plástico ($V_{Pl,Rd}$), logo o seu efeito sobre o momento fletor resistente foi desprezado, conforme prescrito pela cláusula 6.2.8 (2) do Eurocode 3 [6].

e) Flexão composta

Baseado na cláusula 6.2.9.1 (4) do Eurocode 3 [6], foi verificado a necessidade de levar em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento fletor resistente plástico, em relação ao eixo y-y e eixo z-z [6].

- Eixo y-y:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \times N_{pl,Rd} \quad (4.18)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.19)$$

- Eixo z-z:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.20)$$

Em todos os casos não foi necessário considerá-lo, pois atenderam aos critérios estabelecidos no Eurocode 3 [6] através das fórmulas 4.18, 4.19 e 4.20 para seções duplamente simétricas (perfis “H” e “I”) e classe 1. O resumo dos resultados obtidos foi apresentado também na Tabela 4.4 (pórticos Leste, Oeste e Central) e Tabela 4.5 (pórticos Norte e Sul).

Tabela 4.4 – Resistência das seções transversais dos pórticos Leste Oeste e Central

Esforços solicitantes Pórtico Leste e Oeste		Pilares - HE 220A			Vigas - IPE 220		
		Rd	C	Ed	Rd	C	Ed
$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd}$ (kN)		1512,0	≥	22,9	784,2	≥	5,7
$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$		133,6		82,2	67,1		49,5
$M_{c,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$		63,6		33,3	-		-
$V_{pl,Rd}$ (kN)		280,4		11,4	215,5		15,2
Eixo y-y	$0,25XN_{pl,Rd}$	378,0		22,9	196,0		5,7
	$0,50 \times h_w \times t_w \times f_y$	125,0			123,1		
Eixo z-z	$h_w \times t_w \times f_y$	250,0			246,2		
Esforços solicitantes Pórtico Central		Pilares - HE 260A			Vigas - IPE 270		
		Rd	C	Ed	Rd	C	Ed
$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd}$ (kN)		2040,3	≥	46	1079,8	≥	10,8
$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$		216,2		153,7	113,7		98,1
$M_{c,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$		101,1		15	-		-
$V_{pl,Rd}$ (kN)		390,2		21,3	300,4		33,1
Eixo y-y	$0,25XN_{pl,Rd}$	510,1		46	270,0		10,8
	$0,50 \times h_w \times t_w \times f_y$	156,0			170,3		
Eixo z-z	$h_w \times t_w \times f_y$	312,0			340,6		
C = Condição							

Tabela 4.5 – Resistência das seções transversais dos pórticos Norte e Sul

Esforços solicitantes Pórtico Norte		Pilar Interno - HE 260A			Pilares Externos - HE 220A			Vigas - IPE 220		
		Rd	C	Ed	Rd	C	Ed	Rd	C	Ed
$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd}$ (kN)		2040,3	≥	31,6	1512,0	≥	14,2	784,2	≥	4,9
$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$		216,2		118,3	133,6		67,8	67,1		40,6
$M_{c,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$		101,1		16	63,6		24,8	-		-
$V_{pl,Rd}$ (kN)		390,2		3,3	280,4		5,8	215,5		16,7
Eixo y-y	$0,25XN_{pl,Rd}$	510,1		31,6	378,0		14,2	196,0		4,9
	$0,50 \times h_w \times t_w \times f_y$	156,0			125,0			123,1		
Eixo z-z	$h_w \times t_w \times f_y$	312,0			250,0			246,2		
Esforços solicitantes Pórtico Sul		Pilar Interno - HE 260A			Pilares Externos - HE 220A			Vigas - IPE 270		
		Rd	C	Ed	Rd	C	Ed	Rd	C	Ed
$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd}$ (kN)		2040,3	≥	57	1512,0	≥	22,7	1079,8	≥	6,3
$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$		216,2		153,7	133,6		82,2	113,7		72,8
$M_{c,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$		101,1		15	63,6		33,3	-		-
$V_{pl,Rd}$ (kN)		390,2		3,4	280,4		7,1	300,4		29,6
Eixo y-y	$0,25XN_{pl,Rd}$	510,1		57	378,0		22,7	270,0		6,3
	$0,50 \times h_w \times t_w \times f_y$	156,0			125,0			170,3		
Eixo z-z	$h_w \times t_w \times f_y$	312,0			250,0			340,6		

C = Condição

III) Verificação da resistência à flambagem

A cláusula 6.3.3 (1) e (4) do Eurocode 3 [6], estabelece que a estabilidade deverá ser verificada para seções transversais duplamente simétricas solicitados à flexão composta com compressão e não sujeitas à distorção, onde se faz uma distinção entre:

- elementos não suscetíveis às deformações por torção, por exemplo, secções tubulares circulares ou secções travadas em relação à torção;
- elementos suscetíveis às deformações por torção, por exemplo, elementos com secções transversais abertas e não travadas em relação à torção.

Onde estes elementos deverão satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (4.21)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (4.22)$$

Onde:

χ_y , χ_z são os coeficientes de redução devido à flambagem por flexão no eixo considerado;

$N_{Rk} = M_{y,Ed} = M_{z,Ed}$ são os valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento, em relação aos eixos y-y e z-z;

χ_{LT} é o coeficiente de redução devido à flambagem lateral;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} são os fatores de interação.

Nos Anexos do Eurocode 3 [6] são apresentados dois métodos para o cálculo dos fatores de interação k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} : o Método 1, desenvolvido por um grupo de estudiosos Franco-Belgas e o Método 2, desenvolvido por um grupo de estudiosos Austros-Alemães. O anexo do Eurocode 3 [6] permite a utilização de qualquer um dos métodos citados [14].

Como a seção transversal do perfil estudado (seção aberta simétrica “H” e “I”) pode sofrer deformações por torção assume-se que a flambagem lateral é mais condicionante. Logo, foi aplicado o Método 2 utilizando as equações do Anexo B do Eurocode 3 [6], com os respectivos coeficientes de redução devidos à flambagem por flexão (χ_y e χ_z) conforme cláusula 6.3.1, coeficiente de redução devido à flambagem lateral (χ_{LT}) conforme cláusula 6.3.2 e fatores de interação (k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz}).

Os resumos dos resultados obtidos foram apresentados também na Tabela 4.6 (pórticos Leste, Oeste e Central), Tabela 4.7 (pórtico Norte) e Tabela 4.8 (pórtico Sul).

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \Rightarrow \bar{\lambda}_i = \frac{l_{e,i}}{i_i \times \lambda_1} \quad (4.23)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{e,y}}{i_y \times \lambda_1} \quad (4.24)$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{e,z}}{i_z \times \lambda_1} \quad (4.25)$$

Seleção da curva de flambagem - Seção H - Quadro 6.2 do Eurocode 3 [6].

- Eixo de flexão em y – curva b - $\alpha = 0,34$

- Eixo de flexão em z – curva c - $\alpha = 0,49$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y] \quad (4.26)$$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z] \quad (4.27)$$

$$\chi_y = \frac{1,0}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} \leq 1,0 \quad (4.28)$$

$$\chi_z = \frac{1,0}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} \leq 1,0 \quad (4.29)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,el} \times f_y}{M_{cr}}} \quad (4.30)$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (4.31)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1,0}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad (4.32)$$

Onde:

λ_1 é o valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada;

$l_{e,i}$ é o comprimento equivalente;

i_i é o raio de giração;

χ é o coeficiente de redução associado ao modo de flambagem considerado;

ϕ é o valor para determinar o coeficiente de redução χ ;

α é o fator de imperfeição para a flambagem de elementos comprimidos;

χ_{LT} é o coeficiente de redução para a flambagem lateral;

ϕ_{LT} é o valor para determinar o coeficiente de redução χ_{LT} ;

α_{LT} é o fator de imperfeição para a flambagem lateral;

λ_{LT} é a esbelteza normalizada para a flambagem lateral.

Conforme Tabela B3 do Eurocode 3 [6], obteve-se que: $\psi = - 0,195$

$$C_{mz} = C_{my} = 0,6 + 0,4\psi \geq 0,4 \quad (4.33)$$

$$K_{zz} = C_{mz} \left[1 + \left(2\bar{\lambda}_z - 0,6 \right) \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] \leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \quad (4.34)$$

$$N_{Rk} = f_y \times A \quad (4.35)$$

$$K_{yz} = 0,6 \times K_{zz} \quad (4.36)$$

$$K_{yy} = C_{my} \left[1 + \left(2\bar{\lambda}_y - 0,2 \right) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \quad (4.37)$$

$$K_{zy} = 0,6 \times K_{yy} \quad (4.38)$$

Onde:

ψ é a relação entre os momentos de extremidade;

C_{My} e C_{Mz} são os coeficientes de momentos uniformes equivalentes.

N_{Rk} é o valor característico do esforço normal resistente da secção transversal condicionante

Tabela 4.6 – Resistência das vigas colunas dos pórticos Leste Oeste e Central

Resistência à flambagem por flexão com compressão							
Pórtico Leste e Oeste	Pilares HE 220A	λ_1	93,9	ϕ_{LT}	0,99	χ_{LT}	0,68
		λ_y	1,63	C_{my}	C_{mz}	0,52	
		λ_z	1,68	k_{zz} (mínimo)	0,605	ou	0,564
		ϕ_y	2,06	$K_{yz} = 0,6 \times K_{zz}$	k_{yz}	0,339	
		ϕ_z	2,28	k_{yy} (mínimo)	0,56	ou	0,543
		χ_y	0,3	$K_{zy} = 0,6 \times K_{yy}$	k_{zy}	0,326	
		χ_z	0,26	1ª Equação	0,719	≤ 1	ATENDE
		λ_{LT}	0,87	2ª Equação	0,648	≤ 1	ATENDE
	Viga IPE 220	λ_1	93,9	χ_{LT}		0,44	
		λ_y	1,17	C_{my}	C_{mz}	0,52	
		ϕ_y	1,29	k_{yy} (mínimo)	0,529	ou	0,528
		χ_y	0,55	$K_{zy} = 0,6 \times K_{yy}$	k_{zy}	0,317	
		λ_{LT}	1,36	1ª Equação	0,905	≤ 1	ATENDE
		ϕ_{LT}	1,55	2ª Equação	0,68	≤ 1	ATENDE
Pórtico Central	Pilares HE 260A	λ_1	93,9	ϕ_{LT}	1	χ_{LT}	0,67
		λ_y	1,36	C_{my}	C_{mz}	0,52	
		λ_z	1,43	k_{zz} (mínimo)	0,6	ou	0,57
		ϕ_y	1,62	$K_{yz} = 0,6 \times K_{zz}$	k_{yz}	0,342	
		ϕ_z	1,82	k_{yy} (mínimo)	0,556	ou	0,546
		χ_y	0,4	$K_{zy} = 0,6 \times K_{yy}$	k_{zy}	0,327	
		χ_z	0,34	1ª Equação	0,684	≤ 1	ATENDE
		λ_{LT}	0,88	2ª Equação	0,497	≤ 1	ATENDE
	Viga IPE 270	λ_1	93,9	χ_{LT}		0,48	
		λ_y	0,95	C_{my}	C_{mz}	0,52	
		ϕ_y	1,03	k_{yy} (mínimo)	0,528	ou	0,528
		χ_y	0,7	$K_{zy} 0,6 \times K_{yy}$	k_{zy}	0,317	
		λ_{LT}	1,28	1ª Equação	0,954	≤ 1	ATENDE
		ϕ_{LT}	1,43	2ª Equação	0,701	≤ 1	ATENDE

Tabela 4.7 – Resistência das vigas colunas do pórtico Norte

Resistência à flambagem por flexão com compressão							
Pórtico Norte	Pilar Interno HE 260A	λ_1	93,9	ϕ_{LT}	0,99	χ_{LT}	0,68
		λ_y	1,36	C_{my}	C_{mz}	0,52	
		λ_z	1,43	$k_{zz}(\text{mínimo})$	0,576	ou	0,555
		ϕ_y	1,62	$K_{zy} = 0,6 \times K_{zz}$	k_{yz}	0,333	
		ϕ_z	1,82	$k_{yy}(\text{mínimo})$	0,545	ou	0,538
		χ_y	0,4	$K_{zy} = 0,6 \times K_{yy}$	k_{zy}	0,323	
		χ_z	0,34	1ª Equação	0,525	≤ 1	ATENDE
		λ_{LT}	0,87	2ª Equação	0,394	≤ 1	ATENDE
	Pilares Externos HE 220A	λ_1	93,9	ϕ_{LT}	1	χ_{LT}	0,67
		λ_y	1,63	C_{my}	C_{mz}	0,52	
		λ_z	1,68	$k_{zz}(\text{mínimo})$	0,574	ou	0,548
		ϕ_y	2,06	$K_{zy} = 0,6 \times K_{zz}$	k_{yz}	0,329	
		ϕ_z	2,28	$k_{yy}(\text{mínimo})$	0,545	ou	0,535
		χ_y	0,3	$K_{zy} = 0,6 \times K_{yy}$	k_{zy}	0,321	
		χ_z	0,26	1ª Equação	0,562	≤ 1	ATENDE
		λ_{LT}	0,88	2ª Equação	0,491	≤ 1	ATENDE
	Vigas IPE 220	λ_1	93,9	χ_{LT}		0,4	
		λ_y	1,29	C_{my}	C_{mz}	0,52	
		ϕ_y	1,44	$k_{yy}(\text{mínimo})$	0,529	ou	0,527
		χ_y	0,48	$K_{zy} = 0,6 \times K_{yy}$	k_{zy}	0,316	
		λ_{LT}	1,43	1ª Equação	0,807	≤ 1	ATENDE
		ϕ_{LT}	1,66	2ª Equação	0,626	≤ 1	ATENDE

Tabela 4.8 – Resistência das vigas colunas do pórtico Sul

Resistência à flambagem por flexão com compressão							
Pórtico Sul	Pilar Interno HE 260A	λ_1	93,9	ϕ_{LT}	1	χ_{LT}	0,67
		λ_y	1,36	C_{my}	C_{mz}	0,52	
		λ_z	1,43	$k_{zz}(\text{mínimo})$	0,619	ou	0,582
		ϕ_y	1,62	$K_{yz} = 0,6 \times K_{zz}$	k_{yz}	0,349	
		ϕ_z	1,82	$k_{yy}(\text{mínimo})$	0,564	ou	0,551
		χ_y	0,4	$K_{zy} = 0,6 \times K_{yy}$	k_{zy}	0,331	
		χ_z	0,34	1ª Equação	0,704	≤ 1	ATENDE
		λ_{LT}	0,88	2ª Equação	0,518	≤ 1	ATENDE
	Pilares Externos HE 220A	λ_1	93,9	ϕ_{LT}	0,99	χ_{LT}	0,68
		λ_y	1,63	C_{my}	C_{mz}	0,52	
		λ_z	1,68	$k_{zz}(\text{mínimo})$	0,605	ou	0,564
		ϕ_y	2,06	$K_{yz} = 0,6 \times K_{zz}$	k_{yz}	0,338	
		ϕ_z	2,28	$k_{yy}(\text{mínimo})$	0,559	ou	0,543
		χ_y	0,3	$K_{zy} = 0,6 \times K_{yy}$	k_{zy}	0,326	
		χ_z	0,26	1ª Equação	0,718	≤ 1	ATENDE
		λ_{LT}	0,87	2ª Equação	0,647	≤ 1	ATENDE
	Vigas IPE 220	λ_1	93,9	χ_{LT}	0,45		
		λ_y	1,04	C_{my}	C_{mz}	0,52	
		ϕ_y	1,13	$k_{yy}(\text{mínimo})$	0,526	ou	0,526
		χ_y	0,64	$K_{zy} = 0,6 \times K_{yy}$	k_{zy}	0,316	
		λ_{LT}	1,34	1ª Equação	0,763	≤ 1	ATENDE
		ϕ_{LT}	1,52	2ª Equação	0,548	≤ 1	ATENDE

4.3.3 Dimensionamento elástico segundo o método P- Δ

Após o dimensionamento dos perfis mais adequados para atender aos esforços solicitantes foi realizada a análise global elástica dos pórticos planos utilizando o método P- Δ .

Partindo dos carregamentos das estruturas calculados anteriormente e deslocamentos obtidos através das configurações deformadas da estrutura obtidos com o programa FTOOL [13], conforme Figura 4.8, o dimensionamento foi realizado de acordo com as etapas a seguir.

I) Cargas axiais nos pilares

$$P_i = AP/n \quad (4.39)$$

Onde:

P_i é a Carga axial no pilar;

AP é a Carga axial permanente no pilar;

n é o número de pilares do pórtico.

II) Deslocamentos

Os deslocamentos iniciais (Δ_i) foram extraídos das configurações deformadas da estrutura, do topo de cada um dos pórticos. A Figura 4.8 foi utilizada como exemplo da deformada da estrutura.

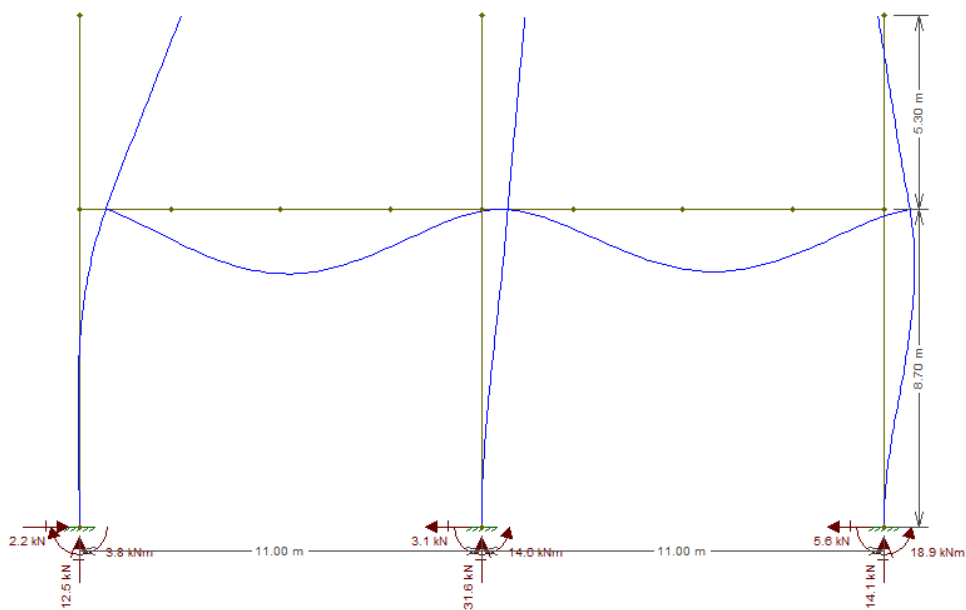


Figura 4.8 – Configuração deformada do pórtico Norte.

III) Análises

As análises foram realizadas para cada um dos pórticos planos, utilizando as equações 4.40 e 4.41, os carregamentos verticais e os deslocamentos obtidos no programa FTOOL [13].

$$V_i = \frac{P_i}{h_i} (\Delta_i - \Delta_{i-1}) \quad (4.40)$$

$$H_i = V_i - V_{i-1} \quad (4.41)$$

Onde:

V_i é a nova carga axial no pilar;

P_i é a carga axial permanente no pilar;

h_i é o comprimento do pilar;

H_i é a carga horizontal.

IV) Interações

As cargas horizontais obtidas na fase anterior foram agora somadas ao carregamento horizontal do topo do pórtico, gerando uma nova configuração deformada e, conseqüentemente, novo deslocamento. As etapas II a IV deveriam ser repetidas até a convergência dos valores, mas para todos os pórticos planos estudados os valores convergiram na 1ª interação, onde os resultados estão representados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Resumo do dimensionamento elástico segundo o método P- Δ

Variáveis	Pórticos				Unidade
	Leste e Oeste	Central	Norte	Sul	
P_i	10,6	23,7	14,4	25,05	kN
Δ_i	259	257	47,9	50,8	mm
V_i	0,20	0,44	0,05	0,09	kN
H_i	0,20	0,44	0,05	0,09	kN
W_i	0,10+0,20=0,30	0,10+0,44=0,54	0,20+0,05=0,25	0,30+0,09=0,4	kN
Δ	262	261	49,4	52	mm
V	0,20	0,44	0,05	0,05	kN

4.4 Estrutura em Aço Inoxidável com Perfis “I” e “H”

Neste capítulo foram dimensionados os perfis “H” (pilares) e perfil “I” (vigas) em aço inoxidável que compõem a estrutura estuda para atender os esforços solicitantes, conforme prescrito em 5 (Estados limites últimos) do Eurocode 3 [7]. Para tal, também utilizando o programa FTOOL assim como realizado no item 4.3

desta dissertação (Estrutura em Aço Carbono com Perfis “I” e “H”), foram criados os modelos estruturais dos pórticos planos, incluindo todas as dimensões e os respectivos carregamentos para a obtenção dos diagramas de esforços solicitantes e deslocamentos das estruturas.

O resumo dos esforços solicitantes da estrutura foi apresentado na Tabela 4.10. Nela estão representados os perfis dimensionados para atender aos esforços nos perfis mais solicitados, os quais foram utilizados para o dimensionamento da estrutura.

Tabela 4.10 – Resumo dos esforços solicitantes na estrutura e perfis

	Eixo Leste Oeste		Eixo Central		Eixo Norte			Eixo Sul		
	Pilares (1, 2, 5 e 6)	Vigas (14 e 16)	Pilares (3 e 4)	Viga (15)	Pilares (1, 3 e 5)		Vigas (8 e 9)	Pilares (2, 4 e 6)		Vigas (12 e 13)
Elemento mais carregado	2 e 6	14 e 16	4	15	3	5	8	4	6	12
N_{Ed} (kN)	21,6	5,5	48,1	12,1	30,6	14,5	5,3	54,7	23,0	7,7
M_y (kNm)	86,6	45,3	137,6	96,5	114,0	73,0	37,9	137,6	84,1	67,9
M_z (kNm)	34,1	0,0	14,1	0,0	14,9	27,7	0,0	14,1	35,1	0,0
V_{Ed} (kN)	11,6	12,8	20,0	35,2	3,0	6,5	16,1	3,2	8,7	28,2
Perfil	HE260A	IPE220	HE280A	IPE300	HE280A	HE260A	IPE220	HE280A	HE260A	IPE270

Na Tabela 4.11 estão representadas as características dos perfis utilizados nos cálculos para o dimensionamento da estrutura.

Tabela 4.11 – Características dos perfis utilizados no dimensionamento

Grandeza	IPE 220	IPE 270	IPE 300	HE260A	HE280A	Unidade
A	3.337	4.595	5.381	8.682	9.726	mm ²
f _y	235	240	235	240	240	N/mm ²
b	110	135	150	260	280	mm
h	220	270	300	250	270	mm
h _w	177,6	219,6	249	177	196	mm
t _f	9	10	11	13	13	mm
t _w	5,9	6,6	7,1	7,5	8,0	mm
i _z	25	30	34	65	70	mm
i _y	91,1	112,3	124,6	109,7	118,6	mm
r	12	15	15	24	24	mm
W _{El,z}	3,73x10 ⁴	6,22x10 ⁴	8,05x10 ⁴	2,82x10 ⁵	3,40x10 ⁵	mm ³
W _{El,y}	2,52x10 ⁵	4,29x10 ⁵	5,57x10 ⁵	8,36x10 ⁵	1,01x10 ⁶	mm ³
W _{Pl,z}	5,81x10 ⁴	9,70x10 ⁴	1,25x10 ⁵	4,30x10 ⁵	5,18x10 ⁵	mm ³
W _{Pl,y}	2,85x10 ⁵	4,84x10 ⁵	6,28x10 ⁵	9,20x10 ⁵	1,11x10 ⁶	mm ³
I _z	2,05x10 ⁶	4,20x10 ⁶	6,04x10 ⁶	3,67x10 ⁷	4,76x10 ⁷	mm ⁴
I _y	2,77x10 ⁷	5,79x10 ⁷	8,36x10 ⁷	1,05x10 ⁸	1,37x10 ⁸	mm ⁴
I _w	2,27x10 ¹⁰	7,06x10 ¹⁰	1,26x10 ¹¹	5,16x10 ¹¹	7,58x10 ¹¹	mm ⁶
I _t	9,07x10 ⁴	1,59x10 ⁵	2,01x10 ⁵	5,24x10 ⁵	6,21x10 ⁵	mm ⁴
Massa linear	26,2	36,1	42,2	68,2	76,4	kg/m

4.4.1 Modelo estrutural e diagrama de esforços

Os modelos estruturais para o aço inoxidável são os mesmos que os do aço carbono, divergindo apenas nos esforços solicitantes, já apresentados na Tabela 4.10.

4.4.2 Dimensionamento dos perfis dos pórticos

Utilizando os dados da Tabela 4.10 e Tabela 4.11, foi executado o dimensionamento dos perfis conforme prescrição do Eurocode 3 [7].

Os cálculos para o dimensionamento dos pórticos planos em aço inoxidável são diferentes aos do aço carbono apenas quanto à verificação da resistência a flambagem dos elementos. Portanto, os cálculos foram desenvolvidos e os resumos

dos resultados estão na Tabela 4.12 a Tabela 4.16. A verificação da resistência a flambagem dos elementos foi desenvolvida apenas para o pórtico leste e oeste e para os demais foi apresentado também em tabelas.

I) Classificação das seções transversais.

Tabela 4.12 – Classificação da seção transversal dos pórticos

PÓRTICO	PERFIL		COMPONENTE	COMPONENTE SOLICITADO À FLEXÃO E COMPRESSÃO				
				c/t		≤		
Pórtico Leste e Oeste	Pilares	HE 260A	Alma	c/t	23,6	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	75,0
		$\alpha = 0,53$	Mesa	c/t	8	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,1
	Viga	IPE 220	Alma	c/t	23,7	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	73,7
		$\alpha = 0,51$	Mesa	c/t	4,2	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,8
Pórtico Central	Pilares	HE 280A	Alma	c/t	26,1	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	76,2
		$\alpha = 0,56$	Mesa	c/t	8,4	≤	$9\epsilon/\alpha$	16,2
	Viga	IPE 300	Alma	c/t	33,1	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	74,8
		$\alpha = 0,51$	Mesa	c/t	5,1	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,9
Pórtico Norte	Pilar Interno	HE 280A	Alma	c/t	26,1	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	75,4
		$\alpha = 0,54$	Mesa	c/t	8,4	≤	$9\epsilon/\alpha$	16,9
	Pilares Externos	HE 260A	Alma	c/t	23,6	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	74,6
		$\alpha = 0,52$	Mesa	c/t	8	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,4
	Vigas	IPE 220	Alma	c/t	23,7	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	73,8
		$\alpha = 0,51$	Mesa	c/t	4,2	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,9
Pórtico Sul	Pilar Interno	HE 280A	Alma	c/t	26,1	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	76,7
		$\alpha = 0,57$	Mesa	c/t	8,4	≤	$9\epsilon/\alpha$	15,9
	Pilares Externos	HE 260A	Alma	c/t	23,6	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	75,3
		$\alpha = 0,54$	Mesa	c/t	8	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,0
	Vigas	IPE 270	Alma	c/t	29,3	≤	$396\epsilon/13\alpha-1$	73,8
		$\alpha = 0,51$	Mesa	c/t	4,6	≤	$9\epsilon/\alpha$	17,8

α é a percentagem do elemento submetido às tensões de compressão

Como os critérios de classificação foram atendidos para a classe 1, pode-se concluir que todos os perfis escolhidos são da classe 1 para as condições de carregamento apresentadas.

II) Verificação da resistência da seção transversal

Tabela 4.13 – Resistência das seções transversais dos pórticos Leste, Oeste e Central

Esforços solicitantes Pórtico Leste e Oeste		Pilares - HE 260A			Vigas - IPE 220		
		Rd	C	Ed	Rd	C	Ed
$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd}$ (kN)		1894,3	≥	21,6	728,1	≥	5,5
$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$		200,7		89,6	62,3		45,3
$M_{c,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$		93,9		35,1	-		-
$V_{pl,Rd}$ (kN)		362,3		11,6	200,0		12,8
Eixo y-y	$0,25XN_{pl,Rd}$	473,6		21,6	182,0		5,5
	$0,50 \times h_w \times t_w \times f_y$	144,8			114,3		
Eixo z-z	$h_w \times t_w \times f_y$	289,6			228,6		
Esforços solicitantes Pórtico Central		Pilares - HE 280A			Vigas - IPE 300		
		Rd	C	Ed	Rd	C	Ed
$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd}$ (kN)		2122,0	≥	48,1	1149,6	≥	12,1
$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$		242,6		137,6	134,2		96,5
$M_{c,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$		113,0		14,1	-		-
$V_{pl,Rd}$ (kN)		399,8		20	316,7		35,2
Eixo y-y	$0,25XN_{pl,Rd}$	530,5		48,1	287,4		12,1
	$0,50 \times h_w \times t_w \times f_y$	171,1			188,5		
Eixo z-z	$h_w \times t_w \times f_y$	342,1			377,1		
C = Condição							

Tabela 4.14 – Resistência das seções transversais dos pórticos Norte e Sul

Esforços solicitantes Pórtico Norte		Pilar Interno HE 280A			Pilares Externos HE 260A			Vigas - IPE 220		
		Rd	C	Ed	Rd	C	Ed	Rd	C	Ed
$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd}$ (kN)		2122	≥	30,6	1894,3	≥	14,5	728,1	≥	5,3
$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$		242,6		114	200,7		73	62,3		37,9
$M_{c,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$		113,0		14,9	93,9		27,7	-		-
$V_{pl,Rd}$ (kN)		399,8		3	362,3		6,5	200,0		16,1
Eixo y-y	$0,25XN_{pl,Rd}$	530,5		30,6	473,6		14,5	182,0		5,3
	$0,50 \times h_w \times t_w \times f_y$	171,1			144,8			114,3		
Eixo z-z	$h_w \times t_w \times f_y$	342,1			289,6			228,6		
Esforços solicitantes Pórtico Sul		Pilar Interno - HE 280A			Pilares Externos - HE 260A			Vigas - IPE 270		
		Rd	C	Ed	Rd	C	Ed	Rd	C	Ed
$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd}$ (kN)		2122	≥	54,7	1894,3	≥	23	1002,5	≥	7,7
$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$		242,6		137,6	200,7		84,1	105,6		67,9
$M_{c,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$		113,0		14,1	93,9		35,1	-		-
$V_{pl,Rd}$ (kN)		399,8		3,2	362,3		8,7	278,9		28,2
Eixo y-y	$0,25XN_{pl,Rd}$	530,5		54,7	473,6		23,0	250,6		7,7
	$0,50 \times h_w \times t_w \times f_y$	171,1			144,8			158,1		
Eixo z-z	$h_w \times t_w \times f_y$	342,1			289,6			316,2		
C = Condição										

III) Verificação da resistência à flambagem

a) Resistência à flexão composta com compressão

Conforme prescrito no Eurocode 3 [7], a estabilidade para seções transversais duplamente simétricas solicitados à flexão composta com compressão deverá satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + K_y \left(\frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{\beta_{w,y} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) + K_z \left(\frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{\beta_{w,z} \cdot W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \right) \leq 1 \quad (4.42)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.43)$$

$$K_i = 1,0 + 2(\lambda_i - 0,5) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,i}} \quad (4.44)$$

mas,

$$1,2 \leq K_i \leq 1,2 + 2 \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,i}} \quad (4.45)$$

Onde:

$N_{b,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência à flambagem do elemento comprimido;

Tabela 4.15 – Resistência das vigas colunas dos pórticos Leste, Oeste e Central

Resistência à flambagem por flexão com compressão								
Pórtico Leste e Oeste	Pilares HE 260A	λ_y	1,34	$N_{b,y,Rd}$		740,4	kN	
		λ_z	1,41	$N_{b,z,Rd}$		687,44	kN	
		ϕ_y	1,63	Compressão Axial e flexão biaxial				
		ϕ_z	1,74	k_y	1,049	ou	1,2	
		χ_y	0,39	k_z	1,057	ou	1,2	
		χ_z	0,36	Equação	0,565	≤ 1	ATENDE	
	Vigas IPE 220	λ_y	1,15	$N_{b,y,Rd}$		354,67	kN	
		λ_z	4,24	$N_{b,z,Rd}$		36,48	kN	
		ϕ_y	1,35	Compressão Axial e flexão uniaxial				
		ϕ_z	10,43	k_y	1,02	ou	1,2	
		χ_y	0,49	k_z	2,128	ou	1,3	
		χ_z	0,05	Equação	0,888	≤ 1	ATENDE	
Pórtico Central	Pilares HE 280A	λ_y	1,24	$N_{b,y,Rd}$		932,4	kN	
		λ_z	1,31	$N_{b,z,Rd}$		863,61	kN	
		ϕ_y	1,48	Compressão Axial e flexão biaxial				
		ϕ_z	1,58	k_y	1,076	ou	1,2	
		χ_y	0,44	k_z	1,09	ou	1,2	
		χ_z	0,41	Equação	0,732	≤ 1	ATENDE	
	Vigas IPE 300	λ_y	0,84	$N_{b,y,Rd}$		810,06	kN	
		λ_z	3,11	$N_{b,z,Rd}$		103,53	kN	
		ϕ_y	0,96	Compressão Axial e flexão uniaxial				
		ϕ_z	5,99	k_y	1,01	ou	1,2	
		χ_y	0,7	k_z	1,609	ou	1,5	
		χ_z	0,09	Equação	0,878	≤ 1	ATENDE	

Tabela 4.16 – Resistência das vigas colunas dos pórticos Norte e Sul

Resistência à flambagem por flexão com compressão							
Pórtico Norte	Pilar Interno HE 280A	λ_y	1,24	$N_{b,y,Rd}$	932,4	kN	
		λ_z	1,31	$N_{b,z,Rd}$	863,61	kN	
		ϕ_y	1,48	Compressão Axial e flexão biaxial			
		ϕ_z	1,58	k_y	1,049	ou	1,2
		χ_y	0,44	k_z	1,057	ou	1,2
		χ_z	0,41	Equação	0,755	≤ 1	ATENDE
	Pilares Externos HE 260A	λ_y	1,34	$N_{b,y,Rd}$	740,4	kN	
		λ_z	1,41	$N_{b,z,Rd}$	687,44	kN	
		ϕ_y	1,63	Compressão Axial e flexão biaxial			
		ϕ_z	1,74	k_y	1,033	ou	1,2
		χ_y	0,39	k_z	1,038	ou	1,2
		χ_z	0,36	Equação	0,81	≤ 1	ATENDE
	Vigas IPE 220	λ_y	1,27	$N_{b,y,Rd}$	309,42	kN	
		λ_z	4,66	$N_{b,z,Rd}$	30,42	kN	
		ϕ_y	1,52	Compressão Axial e flexão uniaxial			
		ϕ_z	12,42	k_y	1,026	ou	1,2
		χ_y	0,42	k_z	2,451	ou	1,7
		χ_z	0,04	Equação	0,748	≤ 1	ATENDE
Pórtico sul	Pilar Interno HE 280A	λ_y	1,24	$N_{b,y,Rd}$	932,4	kN	
		λ_z	1,31	$N_{b,z,Rd}$	863,61	kN	
		ϕ_y	1,48	Compressão Axial e flexão biaxial			
		ϕ_z	1,58	k_y	1,087	ou	1,2
		χ_y	0,44	k_z	1,102	ou	1,2
		χ_z	0,41	Equação	0,889	≤ 1	ATENDE
	Pilares Externos HE 260A	λ_y	1,34	$N_{b,y,Rd}$	740,4	kN	
		λ_z	1,41	$N_{b,z,Rd}$	687,44	kN	
		ϕ_y	1,63	Compressão Axial e flexão biaxial			
		ϕ_z	1,74	k_y	1,052	ou	1,2
		χ_y	0,39	k_z	1,061	ou	1,2
		χ_z	0,36	Equação	0,983	≤ 1	ATENDE
	Vigas IPE 270	λ_y	1,03	$N_{b,y,Rd}$	566,33	kN	
		λ_z	3,83	$N_{b,z,Rd}$	60,92	kN	
		ϕ_y	1,18	Compressão Axial e flexão uniaxial			
		ϕ_z	8,67	k_y	1,014	ou	1,2
		χ_y	0,56	k_z	1,842	ou	1,7
		χ_z	0,06	Equação	0,785	≤ 1	ATENDE

4.4.3 Dimensionamento elástico segundo o método P- Δ

A metodologia para a realização da análise global elástica dos pórticos planos, utilizando o método P- Δ para os perfis “H” e “I” em aço inoxidável, é a mesma utilizada para os perfis em aço carbono.

Todas as análises convergiram na primeira interação, assim como para os perfis em aço carbono, onde os resultados estão representados na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 – Resumo do dimensionamento elástico segundo o método P- Δ

Variáveis	Pórticos				Unidade
	Leste e Oeste	Central	Norte	Sul	
P_i	10,6	23,7	14,4	25,05	kN
Δ_i	162	161	31,8	34,9	mm
V_i	0,12	0,27	0,03	0,06	kN
H_i	0,12	0,27	0,03	0,06	kN
W_i	0,10+0,12=0,22	0,10+0,27=0,37	0,20+0,03=0,23	0,30+0,06=0,4	kN
Δ	163	163	31,8	35,7	mm
V	0,20	0,27	0,03	0,06	kN

4.5 Estrutura em Aço Carbono com Cantoneiras

Neste capítulo foram dimensionadas as cantoneiras em aço carbono que compõem os pilares e as vigas da estrutura treliçada estudada para atender os esforços solicitantes, conforme prescrito em 5.5 (Classificação das seções transversais) e 6 (Estados limites últimos) do Eurocode 3 [6].

Os pilares e vigas que formam a estrutura treliçada da SE estudada são elementos espaciais de seções quadradas (50x50 cm). Para simplificar o dimensionamento, os elementos foram divididos ao meio longitudinalmente, formando duas treliças planas idênticas e foi aplicada a metade do carregamento em cada treliça plana. Desta forma obtendo o mesmo efeito que os carregamentos totais nas treliças espaciais.

Utilizando o programa FTOOL [13], foram criados os modelos estruturais dos pórticos planos, formados por treliças planas que compõem os pilares e vigas, incluindo todas as dimensões e os respectivos carregamentos para a obtenção dos diagramas de esforços solicitantes e deslocamentos das estruturas.

Na Tabela 4.18 à Tabela 4.21 estão representadas as características das cantoneiras utilizadas nos cálculos para o dimensionamento da estrutura. Com o objetivo de comparar com a estrutura da SE existente, optou-se por utilizar cantoneiras de abas iguais com dimensões em polegadas com as mesmas características que as cantoneiras reais do pórtico existente. Os resumos dos esforços nos elementos mais solicitados da estrutura, também estão representados na Tabela 4.18 a Tabela 4.21.

Tabela 4.18 – Resumo dos esforços solicitantes e características dos perfis dimensionados para os pórticos Leste e Oeste

Grandeza	Diagonais dos pilares e vigas	Montantes das vigas	Montantes e diagonais de reforço dos Pilares	Unidade
	L1 3/4"x3/16	L3"x1/4"	L3"x3/8"	
A	4,00	9,29	13,61	mm ²
h	44,5	75,9	75,9	mm
e ₂	22,2	38,0	38,0	mm
t	4,76	6,42	9,52	mm
d ₀	14,0	14,0	14,0	mm
I	0,75x10 ⁵	5,00x10 ⁵	7,5x10 ⁵	mm ⁴
L _{comp}	600	630	710	mm
Massa linear	3,15	7,29	10,71	kg/m
N _{Ed} (Tração)	10,1	44,5	69,8	kN
N _{Ed} (Compressão)	7,0	47,6	72,0	kN

Tabela 4.19 – Resumo dos esforços solicitantes e características dos perfis dimensionados para o pórtico Central

Grandeza	Diagonais dos pilares e viga	Diagonais de reforço dos pilares	Montantes dos pilares e viga	Unidade
	L2"x3/16"	L3"x3/8"	L4"x3/8"	
A	4,58	13,61	18,45	mm ²
h	50,8	75,9	101,6	mm
e ₂	25,4	38,0	50,8	mm
t	4,76	9,52	9,52	mm
d ₀	14,0	14,0	14,0	mm
I	1,17x10 ⁵	7,5x10 ⁵	1,83x10 ⁶	mm ⁴
L _{comp}	620	710	734	mm
Massa linear	3,63	10,71	14,57	kg/m
N _{Ed} (Tração)	22,3	97,3	123,5	kN
N _{Ed} (Compressão)	22,9	134,9	154,6	kN

Tabela 4.20 – Resumo dos esforços solicitantes e características dos perfis dimensionados para o pórtico Norte

Grandeza	Diagonais das vigas	Diagonais do pilar 3	Montantes das vigas	Montantes dos pilares 1, 5 e diagonais de reforço dos pilares	Montantes do pilar 3	Unidade
	L1 3/4"x3/16	L2"x3/16"	L3"x1/4"	L3"x3/8"	L4"x3/8"	
A	4,00	4,58	9,29	13,61	18,45	mm ²
h	44,5	50,8	75,9	75,9	101,6	mm
e ₂	22,2	25,4	38,0	38,0	50,8	mm
t	4,76	4,76	6,42	9,52	9,52	mm
d ₀	14,0	14,0	14,0	14,0	14,0	mm
I	0,75x10 ⁵	1,17x10 ⁵	5,00x10 ⁵	7,5x10 ⁵	1,83x10 ⁶	mm ⁴
L _{comp}	600	620	630	710	730	mm
Massa linear	3,15	3,63	7,29	10,71	14,57	kg/m
N _{Ed} (Tração)	10,7	1,7	30,6	17,6	4,9	kN
N _{Ed} (Compressão)	10,1	1,8	26,9	22,9	20,2	kN

Tabela 4.21 – Resumo dos esforços solicitantes e características dos perfis dimensionados para o pórtico Sul

Grandeza	Diagonais das vigas	Diagonais do pilar 3	Montantes das vigas	Montantes dos pilares 2, 6 e diagonais de reforço dos pilares	Montantes do pilar 4	Unidade
	L1 3/4"x3/16"	L2"x3/16"	L3"x1/4"	L3"x3/8"	L4"x3/8"	
A	4,00	4,58	9,29	13,61	18,45	mm ²
h	44,5	50,8	75,9	75,9	101,6	mm
e ₂	22,2	25,4	38,0	38,0	50,8	mm
t	4,76	4,76	6,42	9,52	9,52	mm
d ₀	14,0	14,0	14,0	14,0	14,0	mm
I	0,75x10 ⁵	1,17x10 ⁵	5,00x10 ⁵	7,5x10 ⁵	1,83x10 ⁶	mm ⁴
L _{comp}	600	620	630	710	730	mm
Massa linear	3,15	3,63	7,29	10,71	14,57	kg/m
N _{Ed} (Tração)	18,2	1,8	50,6	29,0	2,0	kN
N _{Ed} (Compressão)	17,2	1,8	44,2	44,0	26,1	kN

4.5.1 Modelo estrutural e diagramas de esforços

De forma representativa foi escolhido o pórtico Leste e Oeste para apresentação dos modelos estruturais, respectivos carregamentos e dimensões (Figura 4.9) e o diagrama de esforços normais (Figura 4.10), utilizados para o dimensionamento estrutural do pórtico Leste e Oeste.

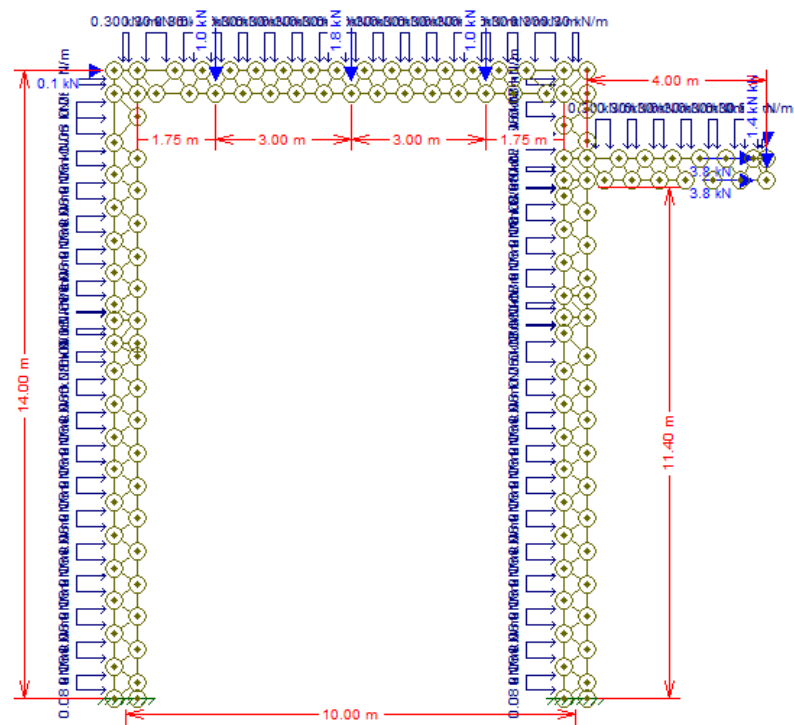


Figura 4.9 – Modelo estrutural do pórtico Leste e Oeste (carga distribuída vertical é 0,30 kN/m e a carga distribuída horizontal é 0,08 kN/m).

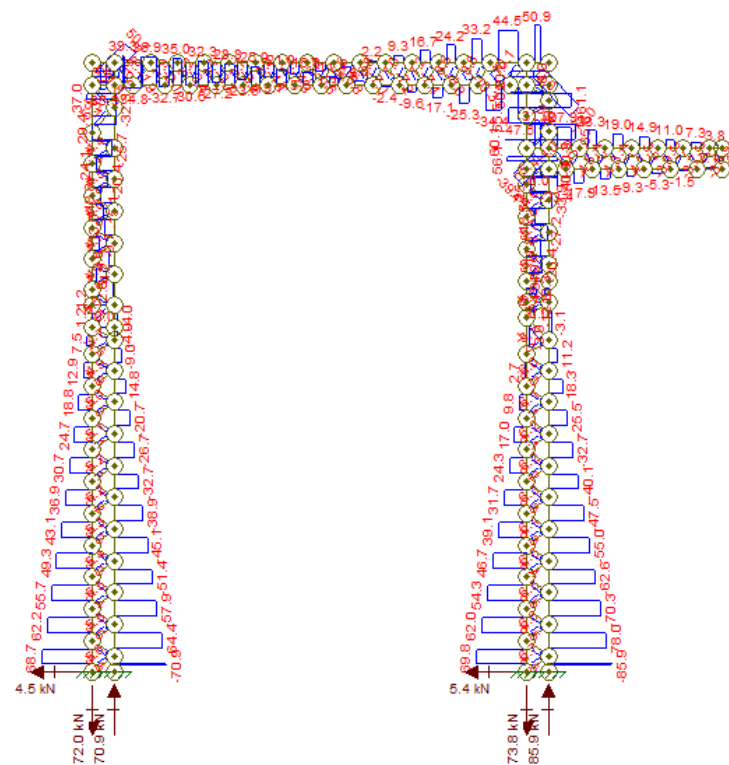


Figura 4.10 – Diagrama de esforços normais (N) do pórtico Leste e Oeste.

4.5.2 Dimensionamento das cantoneiras dos pórticos

Utilizando os dados da Tabela 4.18 à Tabela 4.21, foi executado o dimensionamento das cantoneiras conforme prescrição do Eurocode 3 [6] e passos descritos a seguir.

I) Classificação das seções transversais.

De posse das características dos perfis (Tabela 4.18 a Tabela 4.21) e fórmulas descritas abaixo foram realizados as classificações das seções das cantoneiras escolhidas para o dimensionamento da estrutura (Tabela 4.22 a Tabela 4.25).

$$h/t \leq 15\varepsilon \quad (4.46)$$

Onde:

ε é o parâmetro = $\sqrt{235/f_y}$;

t é a espessura das abas da cantoneira;

h é a altura das abas das cantoneiras;

II) Verificação da resistência da seção transversal das cantoneiras

Após a classificação das seções foi realizada a verificação da resistência da seção transversal das cantoneiras, utilizando as prescrições do Eurocode 3 [6] e Eurocode 3 [7], através das fórmulas descritas abaixo. O resumo dos dados obtidos nas verificações será apresentado na Tabela 4.22 (pórticos Leste e Oeste), Tabela 4.23 (pórtico Central), Tabela 4.24 (pórtico Norte) e Tabela 4.25 (pórtico Sul).

Como a treliça é constituída por cantoneiras de abas iguais, ligadas por 1 parafuso em apenas uma das abas, as prescrições da clausula 3.10.3 do Eurocode [6] foi seguido e o valor de cálculo da resistência última da seção útil foi determinado pela equação 4.50.

a) Tração

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4.47)$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.48)$$

$$N_{u,Rd} = \frac{2,0(e_2 - 0,5d_0)tf_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.49)$$

Onde:

N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço normal atuante;

$N_{t,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente de tração;

$N_{pl,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;

A é a área da secção transversal;

f_y é a tensão de escoamento do aço;

γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais;

$N_{u,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação;

e_2 é a distância dos furos a extremidade lateral da cantoneira;

d_0 é o diâmetro dos furos,

t é a espessura das abas da cantoneira;

f_u é a tensão de ruptura do aço;

γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência à ruptura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação.

b) Compressão

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.50)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.51)$$

III) Verificação da resistência das cantoneiras à compressão

Conforme prescrito em 6.3.1.1(1) [6], um elemento comprimido deverá ser verificado em relação à flambagem através de (4.52). Como a seção do caso abordado é da classe 3, $N_{b,Rd}$ é calculado pela por (4.53).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (4.52)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.53)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \quad (4.54)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (4.55)$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.56)$$

$$\chi = \frac{1,0}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (4.57)$$

Onde:

λ_1 é o valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada;

α é o fator de imperfeição para a flambagem de elementos comprimidos;

ϕ é o valor para determinar o coeficiente de redução χ ;

X é o coeficiente de redução.

Seleção da curva de flambagem - Seção L - Quadro 6.2 do Eurocode 3 [6].

- curva b - $\alpha = 0,34$

O resumo dos dados obtidos nas verificações das resistências à compressão também será apresentado na Tabela 4.22 (pórticos Leste e Oeste), Tabela 4.23 (pórtico Central), Tabela 4.24 (pórtico Norte) e Tabela 4.25 (pórtico Sul).

Tabela 4.22 – Resistência à compressão dos elementos dos pórticos Leste e Oeste

Condição	Diagonais dos pilares e viga		Montantes das vigas		Montantes e diagonais de reforço dos Pilares						
	L1 3/4"x3/16"		L3"x1/4"		L3"x3/8"						
Classificação da Seção											
$h/t \leq 15\epsilon$	$h/t \leq 15\epsilon$		$h/t \leq 15\epsilon$		$h/t \leq 15\epsilon$						
	10,7	≤ 15	11,8	≤ 15	7,6	≤ 15					
Resistência das Seções Transversais											
	R_d (kN)		E_d (kN)		R_d (kN)		E_d (kN)				
$N_{pl,Rd,Tracção} \geq N_{Ed,Tracção}$	94,00	≥	10,1	≥	44,5	≥	69,8				
$N_{u,Rd,Tracção} \geq N_{Ed,Tracção}$	41,74		113,75		170,5						
$N_{pl,Rd,Compr} \geq N_{Ed,Compr}$	94,00		7,0		47,6		72,0				
Verificação da Resistência a Flexão											
N_{crit} (kN)	284,8		3344,2		3010,2						
λ_1	0,57		0,26		0,33						
ϕ	0,73		0,54		0,57						
χ	0,85	≤	1	0,98	≤	1	0,95	≤	1		
N_{b,Rd} (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)		R_d (kN)		E_d (kN)		R_d (kN)		E_d (kN)
	79,9	≥	7,0	≥	47,6	≥	305,3	≥	72,0		

Tabela 4.23 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Central

Condição	Diagonais dos pilares e viga			Diagonais de reforço dos pilares			Montantes dos pilares e viga		
	L2"x3/16"			L3"x3/8"			L4"x3/8"		
Classificação da Seção									
$h/t \leq 15\epsilon$	$h/t \leq 15\epsilon$			$h/t \leq 15\epsilon$			$h/t \leq 15\epsilon$		
	10,7	≤	15	7,6	≤	15,0	10,7	≤	15,0
Resistência das Seções Transversais									
	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)
$N_{pl,Rd,Tracão} \geq N_{Ed,Tracão}$	107,6	≥	22,3	319,8	≥	97,3	433,6	≥	123,5
$N_{u,Rd,Tracão} \geq N_{Ed,Tracão}$	50,4			170,5			240,2		
$N_{pl,Rd,Compr} \geq N_{Ed,Compr}$	107,6		22,9	319,8		134,9	433,6		154,6
Verificação da Resistência a Flexão									
N_{crit} (kN)	615,8			3010,2			6872,5		
λ_1	0,42			0,33			0,25		
ϕ	0,62			0,57			0,54		
χ	0,92	≤	1	0,95	≤	1	0,98	≤	1
$N_{b,Rd}$ (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)
	98,9	≥	22,9	305,3	≥	134,9	425,7	≥	154,6

Tabela 4.24 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Norte

Condição	Diagonais das vigas		Diagonais do pilar 3		Montantes das vigas		Montantes dos pilares 1, 5 e diagonais de reforço dos pilares		Montantes do pilar 3						
	L1 3/4"x3/16		L2"x3/16"		L3"x1/4"		L3"x3/8"		L4"x3/8"						
Classificação da Seção															
h/t ≤ 15ε	h/t ≤ 15ε		h/t ≤ 15ε		h/t ≤ 15ε		h/t ≤ 15ε		h/t ≤ 15ε						
	9,3	≤ 15,0	10,7	≤ 15,0	11,8	≤ 15,0	7,6	≤ 15,0	10,7	≤ 15,0					
Resistência das Seções Transversais															
	R_d (kN)	E_d (kN)	R_d (kN)	E_d (kN)	R_d (kN)	E_d (kN)	R_d (kN)	E_d (kN)	R_d (kN)	E_d (kN)					
N _{pl,Rd,Tracção} ≥ N _{Ed,Tracção}	94,0	10,7	107,6	1,7	218,3	30,6	319,8	17,6	433,6	4,9					
N _{u,Rd,Tracção} ≥ N _{Ed,Tracção}	41,7		50,4		113,8		170,5		240,2						
N _{pl,Rd,Compr} ≥ N _{Ed,Compr}	94,0	10,1	107,6	1,8	218,3	26,9	319,8	22,9	433,6	20,2					
Verificação da Resistência a Flexão															
N _{crit} (kN)	421,5		615,8		2548,8		2494,2		6872,5						
λ ₁	0,47		0,42		0,29		0,36		0,25						
φ	0,66		0,62		0,56		0,59		0,54						
χ	0,90	≤	1	0,92	≤	1	0,97	≤	1	0,94	≤	1	0,98	≤	1
	R_d (kN)	E_d (kN)	R_d (kN)	E_d (kN)	R_d (kN)	E_d (kN)	R_d (kN)	E_d (kN)	R_d (kN)	E_d (kN)					
N _{b,Rd} (kN)	84,3	≥	10,1	98,9	≥	1,8	211,1	≥	26,9	301,4	≥	22,9	425,9	≥	20,2

Tabela 4.25 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Sul

Condição	Diagonais das vigas			Diagonais do pilar 3			Montantes das vigas			Montantes dos pilares 1, 5 e diagonais de reforço dos pilares			Montantes do pilar 3		
	L1 3/4"x3/16			L2"x3/16"			L3"x1/4"			L3"x3/8"			L4"x3/8"		
Classificação da Seção															
h/t ≤ 15ε	h/t ≤ 15ε			h/t ≤ 15ε			h/t ≤ 15ε			h/t ≤ 15ε			h/t ≤ 15ε		
	9,3	≤	15,0	10,7	≤	15,0	11,8	≤	15,0	7,6	≤	15,0	10,7	≤	15,0
Resistência das Seções Transversais															
	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)
$N_{pl,Rd,Tracão} \geq N_{Ed,Tracão}$	94,0	≥	18,2	107,6	≥	1,8	218,3	≥	50,6	319,8	≥	29,0	433,6	≥	2,0
$N_{u,Rd,Tracão} \geq N_{Ed,Tracão}$	41,7		50,4	113,8		170,5	240,2								
$N_{pl,Rd,Compr} \geq N_{Ed,Compr}$	94,0		17,2	107,6		1,8	218,3		44,2	319,8		44,0	433,6		26,1
Verificação da Resistência a Flexão															
N_{crit} (kN)	421,5			615,8			2548,8			3010,2			6948,0		
λ_1	0,47			0,42			0,29			0,33			0,25		
ϕ	0,66			0,62			0,56			0,57			0,54		
χ	0,90	≤	1	0,92	≤	1	0,97	≤	1	0,95	≤	1	0,98	≤	1
N_{b,Rd} (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)
	84,3	≥	17,2	98,9	≥	1,8	211,1	≥	44,2	301,4	≥	44,0	425,9	≥	26,1

Como os critérios de classificação foram atendidos para a classe 1, pode-se concluir que todos os perfis escolhidos são da classe 1 para as condições de carregamento apresentadas.

IV) Verificação dos Elementos compostos uniformes solicitados à compressão

No item anterior foi verificada a resistência das cantoneiras como elementos trabalhando individualmente para os esforços atuantes.

Como os pilares são elementos compostos formados por cantoneiras de abas iguais nos montantes e diagonais, faz-se necessária a verificação destes elementos funcionando como elemento composto.

Para tal foi calculado o momento de inércia do elemento composto formado por quatro montantes e sua resistência a compressão conforme as seguintes fórmulas:

$$I_{Comp} = 4(I + Ad^2) \quad (4.58)$$

Onde:

I_{Comp} é o momento de inércia do elemento composto;

I é o momento de inércia da cantoneira;

A é a área da cantoneira;

d é a distância do centróide das cantoneiras ao centro do elemento composto.

$$N_{\text{cr}} = \frac{\pi^2 EI}{L_{\text{cr}}^2} \quad (4.59)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{\text{cr}}}} \quad (4.60)$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.61)$$

$$\chi = \frac{1,0}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (4.62)$$

$$N_{\text{b,Rd}} = \frac{\chi A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4.63)$$

A estrutura estudada possui dois tipos de pilares quanto às dimensões dos seus montantes para atender aos esforços solicitantes. Portanto, para verificação dos elementos compostos foram utilizados os esforços normais nos elementos mais carregamentos, onde os resultados da verificação estão representados na Tabela 4.26.

Tabela 4.26 – Verificação dos elementos compostos

Características	Cantoneiras				
	L3"x3/8"		L4"x3/8"		
A	1361	mm ²	1845	mm ²	
I _y = I _z	750000	mm ⁴	1830000	mm ⁴	
L	14000,0	mm	14000,0	mm	
X = Y	22,6	mm	29	mm	
f _y	235	N/mm ²	235	N/mm ²	
d	227,4	mm	221,0	mm	
I _{Comp}	71.128.344	mm ⁴	91.941.645	mm ⁴	
Verificação da Resistência					
N _{crit} (kN)	1535,0		1984,2		
λ	0,91		0,93		
φ	1,04		1,06		
χ	0,65	≤	1	0,64 ≤ 1	
N _{b,Rd} (kN)	R _d (kN)		E _d (kN)	R _d (kN)	E _d (kN)
	208,8	≥	45,3	276,9	≥ 102,8

4.6 Estrutura em Aço Inoxidável com Cantoneiras

Neste capítulo foram dimensionadas as cantoneiras em aço inoxidável que compõem os pilares e as vigas da estrutura treliçada estudada para atender os esforços solicitantes, conforme prescrito em 5.2 (Classificação das seções transversais), 5.3 (Resistências das seções transversais) e 5.4 (Resistência a flambagem de elementos) do Eurocode 3 [7].

A geometria dos pilares e vigas é idêntica aos elementos do item 4.5 desta dissertação (Estrutura em Aço Carbono com Cantoneiras).

Utilizando o programa FTOOL [13], foram criados os modelos estruturais dos pórticos planos, formados por treliças planas que compõem os pilares e vigas, incluindo todas as dimensões e os respectivos carregamentos para a obtenção dos diagramas de esforços solicitantes e deslocamentos das estruturas.

Diferentemente do dimensionamento da estrutura com perfis “H” e “I”, os perfis dimensionados com cantoneiras em aço carbono e aço inoxidável, possuem as mesmas características construtivas. Logo, na Tabela 4.18 à Tabela 4.21 estão representadas as características das cantoneiras utilizadas nos cálculos para o dimensionamento da estrutura.

4.6.1 Modelo estrutural e diagramas de esforços

Os modelos estruturais para o aço inoxidável são os mesmos que os do aço carbono.

4.6.2 Dimensionamento das cantoneiras dos pórticos

Utilizando os dados da Tabela 4.18 a Tabela 4.21, foi executado o dimensionamento dos perfis conforme prescrição do Eurocode 3 [7] e passos descritos a seguir.

I) Classificação das seções transversais.

De posse das características dos perfis (Tabela 4.18 a Tabela 4.21) e fórmulas descritas abaixo foram realizados as classificações das seções das cantoneiras escolhidas para o dimensionamento da estrutura (Tabela 4.27 a Tabela 4.30).

$$h/t \leq 11,9\varepsilon \quad (4.64)$$

II) Verificação da resistência da seção transversal das cantoneiras

Após a classificação das seções foi realizada a verificação da resistência da seção transversal das cantoneiras, utilizando as prescrições do Eurocode 3 [7].

Vale ressaltar que as fórmulas são as mesmas que as prescritas para o aço carbono, divergindo apenas para o valor de cálculo da resistência última da seção útil, a qual foi determinada pela equação 4.57.

O resumo dos dados obtidos nas verificações será apresentado na Tabela 4.27 (pórticos Leste e Oeste), Tabela 4.28 (pórtico Central), Tabela 4.29 (pórtico Norte) e Tabela 4.30 (pórtico Sul).

a) Tração

$$N_{u,Rd} = \frac{k_r A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.65)$$

$$k_r = (1 + 3r(d_0 / u - 0,3)) \leq 1 \quad (4.66)$$

$$A_{\text{net}} = A - td_0 \quad (4.67)$$

$$u = 2e_2 \quad (4.68)$$

Onde:

$N_{u,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação;

K_r é o fator de redução para o aço inoxidável

A_{net} é a área útil de uma secção transversal;

f_u é a tensão de ruptura do aço;

γ_{M2} é o coeficiente parcial de segurança para a resistência à ruptura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação.

r é o [número de parafusos na secção transversal] / [número total de parafusos na ligação];

d_0 é o diâmetro dos furos;

t é a espessura das abas da cantoneira;

e_2 é a distância dos furos a extremidade lateral da cantoneira.

III) Verificação da resistência das cantoneiras à compressão

A resistência à flambagem de elementos uniformes sob compressão foi verificado conforme prescrição do Eurocode 3 [6], pois o Eurocode 3 [7], não prescreve uma fórmula específica. Este apenas estipula uma fórmula distinta para o parâmetro Φ para determinar o coeficiente de redução χ , conforme fórmula 4.69.

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.69)$$

Onde, conforme Tabela 5.3 do Eurocode 3 [7]:

$$\lambda_0 = 0,40;$$

$$\alpha = 0,49$$

O resumo dos dados obtidos nas verificações das resistências à compressão também será apresentado na Tabela 4.27 (pórticos Leste e Oeste), Tabela 4.28 (pórtico Central), Tabela 4.29 (pórtico Norte) e Tabela 4.30 (pórtico Sul).

Tabela 4.28 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Central

Condição	Diagonais dos pilares e viga			Diagonais de reforço dos pilares			Montantes dos pilares e viga		
	L2"x3/16"			L3"x3/8"			L4"x3/8"		
Classificação da Seção									
$h/t \leq 11,9\epsilon$	$h/t \leq 11,9\epsilon$			$h/t \leq 11,9\epsilon$			$h/t \leq 11,9\epsilon$		
	10,7	≤	11,9	7,6	≤	11,9	10,7	≤	11,9
Resistência das Seções Transversais									
	R_d		E_d	R_d		E_d	R_d		E_d
$N_{pl,Rd,Tração} \geq N_{Ed,Tração}$	99,93	≥	22,3	296,95	≥	97,3	402,5	≥	123,5
$N_{u,Rd,Tração} \geq N_{Ed,Tração}$	125,24			392,87			547,8		
$N_{pl,Rd,Compr} \geq N_{Ed,Compr}$	99,93		22,9	296,95		134,9	402,5		154,6
Verificação da Resistência a Flexão									
N_{crit} (kN)	660,9			3230,5			7375,3		
λ_1	0,41			0,32			0,25		
ϕ	0,59			0,53			0,49		
χ	0,99	≤	1	1,05	≤	1	1,09	≤	1
$N_{b,Rd}$ (kN)	R_d		E_d	R_d		E_d	R_d		E_d
	99,47	≥	22,9	296,95	≥	134,9	402,5	≥	154,6

Tabela 4.29 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Norte.

Condição	Diagonais das vigas			Diagonais do pilar 3			Montantes das vigas			Montantes dos pilares 1, 5 e diagonais de reforço dos pilares			Montantes do pilar 3		
	L1 3/4"x3/16			L2"x3/16"			L3"x1/4"			L3"x3/8"			L4"x3/8"		
Classificação da Seção															
$h/t \leq 11,9\epsilon$	$h/t \leq 11,9\epsilon$			$h/t \leq 11,9\epsilon$			$h/t \leq 11,9\epsilon$			$h/t \leq 11,9\epsilon$			$h/t \leq 11,9\epsilon$		
	9,3	≤	11,9	10,7	≤	11,9	11,8	≤	11,9	7,6	≤	11,9	10,7	≤	11,9
Resistência das Seções Transversais															
	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)
$N_{pl,Rd,Tracção} \geq N_{Ed,Tracção}$	87,3	≥	10,7	99,9	≥	1,7	202,7	≥	30,6	296,9	≥	17,6	402,5	≥	4,9
$N_{u,Rd,Tracção} \geq N_{Ed,Tracção}$	106,7		125,2	268,5		392,9	547,8								
$N_{pl,Rd,Compr} \geq N_{Ed,Compr}$	87,3		10,1	99,9		1,8	202,7		26,9	296,9		22,9	402,5		20,2
Verificação da Resistência a Flexão															
N_{crit} (kN)	452,4			660,9			2735,3			2676,7			7456,4		
λ_1	0,46			0,41			0,29			0,35			0,24		
ϕ	0,62			0,59			0,51			0,55			0,49		
χ	0,96	≤	1	0,99	≤	1	1,07	≤	1	1,03	≤	1	1,09	≤	1
$N_{b,Rd}$ (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)	R_d (kN)		E_d (kN)
	84,1	≥	10,1	99,5	≥	1,8	202,7	≥	26,9	296,9	≥	22,9	402,5	≥	20,2

Tabela 4.30 – Resistência à compressão dos elementos do pórtico Sul

Condição	Diagonais das vigas			Diagonais do pilar 3			Montantes das vigas			Montantes dos pilares 1, 5 e diagonais de reforço dos pilares			Montantes do pilar 3		
	L1 3/4"x3/16			L2"x3/16"			L3"x1/4"			L3"x3/8"			L4"x3/8"		
Classificação da Seção															
h/t ≤ 11,9ε	h/t ≤ 11,9ε			h/t ≤ 11,9ε			h/t ≤ 11,9ε			h/t ≤ 11,9ε			h/t ≤ 11,9ε		
	9,3	≤	11,9	10,7	≤	11,9	11,8	≤	11,9	7,6	≤	11,9	10,7	≤	11,9
Resistência das Seções Transversais															
	R_d		E_d	R_d		E_d	R_d		E_d	R_d		E_d	R_d		E_d
N _{pl,Rd,Tração} ≥ N _{Ed,Tração}	87,3		18,2	99,9		1,8	202,7		50,6	296,9		29	402,5		2
N _{u,Rd,Tração} ≥ N _{Ed,Tração}	106,7	≥		125,2	≥		268,5	≥		392,9	≥		547,8	≥	
N _{pl,Rd,Compr} ≥ N _{Ed,Compr}	87,3		17,2	99,9		1,8	202,7		44,2	296,9		44	402,5		26,1
Verificação da Resistência a Flexão															
N _{crit} (kN)	452,4			660,9			2735,3			3230,5			7456,4		
λ ₁	0,46			0,41			0,29			0,32			0,24		
φ	0,62			0,59			0,51			0,53			0,49		
χ	0,96	≤	1	0,99	≤	1	1,07	≤	1	1,05	≤	1	1,09	≤	1
	R_d		E_d	R_d		E_d	R_d		E_d	R_d		E_d	R_d		E_d
N_{b,Rd} (kN)	84,1	≥	17,2	99,5	≥	1,8	202,7	≥	44,2	296,9	≥	44	402,5	≥	26,1

Conforme demonstrado na Tabela 4.30, todos os critérios de classificação das seções transversais foram atendidos para a classe 1. Logo, pode-se concluir que para as condições de carregamento apresentadas, todos os perfis escolhidos pertencem a classe 1.

IV) Verificação dos Elementos compostos uniformes solicitados à compressão

A metodologia para a realização da verificação dos pilares como elemento composto em aço inoxidável é a mesma utilizada para os em aço carbono, divergindo apenas nos valores de resistência dada a diferença nos valores da tensão de escoamento (f_y) e módulo de elasticidade (E), onde os resultados da verificação estão representados na Tabela 4.31.

Tabela 4.31 – Verificação dos Elementos compostos

Características	Cantoneiras				
	L3"x3/8"		L4"x3/8"		
A	1361	mm ²	1845	mm ²	
I _y = I _z	750000	mm ⁴	1830000	mm ⁴	
L	14000,0	mm	14000,0	mm	
X = Y	22,6	mm	29	mm	
f _y	235	N/mm ²	235	N/mm ²	
d	227,4	mm	221,0	mm	
I _{Comp}	71.128.344	mm ⁴	91.941.645	mm ⁴	
Verificação da Resistência					
N _{crit} (kN)	1535,0		1984,2		
λ	0,91		0,93		
φ	1,04		1,06		
χ	0,65	≤	1	0,64 ≤ 1	
N _{b,Rd} (kN)	R _d (kN)		E _d (kN)	R _d (kN)	E _d (kN)
	208,8	≥	45,3	276,9	≥ 102,8

5 COMPARAÇÃO DE CUSTO

Neste capítulo serão abordados os custos da estrutura metálica treliçada dimensionada no capítulo anterior, para os dois tipos de aço utilizados.

Os custos das estruturas dimensionadas em perfis “H” e “I” serão apresentados, porém não serão discutidos, ficando como sugestão para trabalhos futuros.

A solução treliçada se mostrou mais eficaz, dada à sua versatilidade, pois são compostas de peças relativamente pequenas e leves, podem ser transportadas com facilidade. Além de possuírem excelente resistência mecânica, tanto a esforços verticais, quanto a esforços horizontais.

Estes custos serão comparados com a finalidade de mostrar que, mesmo o aço inoxidável tendo em média, um custo inicial de 1,5 vezes maior que o aço carbono galvanizado [15], ao longo da vida útil da estrutura, o custo final deste se torna menor que o custo do aço carbono galvanizado.

A proposta é mostrar que o investimento inicial será compensado sob dois pontos de vista:

1º - sob o ponto de vista da manutenção propriamente dita, onde ao longo da vida útil dos materiais envolvidos, o aço inoxidável tem um custo menor porque possui um custo de manutenção muito reduzido, já sendo suficiente para justificar a utilização do aço inoxidável;

2º - sob o ponto de vista do ganho elétrico incorporado ao faturamento da concessionária, gerado pela continuidade e qualidade da energia fornecida aos seus clientes.

Para demonstrar estes custos serão apresentados os valores das estruturas dimensionadas no capítulo anterior, os gastos com as manutenções da estrutura de aço carbono galvanizado e, por fim, os custos elétricos incorporados pela utilização do aço inoxidável.

5.1 Custo das Estruturas Dimensionadas

Partindo dos perfis dimensionados para cada um dos casos estudados no capítulo anterior, foi calculado o peso de aço necessário para a construção das

estruturas. Isto motivou a realização de uma pesquisa de mercado para obtenção dos custos de fornecimento destas, onde o resumo dos dados obtidos está apresentado na Tabela 5.1. Os custos de montagem das estruturas não foram computados porque são comuns as duas estruturas, como numa configuração estrutural.

Tabela 5.1 - Pesos e custos de fornecimento das estruturas

Tipo de Aço	Perfil	Peso da estrutura (kg)	Custo unitário	Custo total
Aço carbono	"H" e "I"	7.856,0	R\$ 7,70	R\$ 60.451,92
Aço inoxidável		9.382,5	R\$ 11,54	R\$ 108.297,51
Aço carbono	Cantoneiras	16.321,0	R\$ 5,70	R\$ 93.029,70
Aço inoxidável			R\$ 8,55	R\$ 139.544,55

A diferença entre os pesos do aço carbono e o aço inoxidável para os perfis "H" e "I", deve-se a falta de estudos específicos e ensaios laboratoriais mais detalhados sobre a utilização do aço inoxidável como elemento estrutural. Principalmente nos casos do dimensionamento de vigas-colunas, conforme detalhado no quarto capítulo deste trabalho, em 4.3.2 e 4.4.2.

Os valores dos pesos da estruturas das cantoneiras em aço carbono e o inoxidável foram considerados os mesmos, porque nas tabelas dos fabricantes consultados, os valores das massas lineares encontrados para os dois materiais foram os mesmos ou bem próximo, divergindo em alguns casos na segunda casa decimal.

Como pode ser verificado na Tabela 5.1 o custo inicial de fornecimento do aço inoxidável é cerca de 1,5 vezes maior que o custo do aço carbono galvanizado a quente [15].

5.2 Custo de Manutenção das Estruturas Metálicas

A escolha de um sistema de proteção à corrosão consiste em um passo essencial para a elaboração do seu projeto. Estima-se que o gasto com a corrosão represente cerca de 3% do PIB de um país. Além disso, o custo de manutenção ao longo do ciclo de vida de uma estrutura pode chegar a representar até cinco vezes o custo inicial do sistema [19].

Independente do material utilizado na construção da estrutura, seja esse aço ou concreto, eles estão sujeitos à degradação através da corrosão. Para as estruturas sujeitos às intempéries atmosféricas, é necessária a aplicação da pintura de manutenção, esta sem dúvida é a forma mais eficaz de se preservar e aumentar a vida útil das estruturas metálicas. A durabilidade de uma pintura depende de uma série de fatores e, portanto requer uma metodologia bem definida com relação e aplicação do revestimento anticorrosivo [16].

O aço carbono utilizado na estrutura estudada, passa por processo de galvanização por imersão a quente como proteção superficial. A vida útil da galvanização, dependendo da agressividade do local da instalação, pode variar entre 10 a 30 anos. Esta proteção faz o custo do material dobrar de valor, aumentando cerca de 214% [15]. Após este período, a estrutura deverá receber nova proteção superficial através de pintura, chamada de “galvanização a frio”. A vida útil deste processo, também dependendo do intemperismo, pode variar de 7 a 15 anos [16], aumentando o custo final da estrutura.

Em geral, não há especificação da vida útil das estruturas, no qual se subentende que estes são função do ambiente que estão submetidos, como: os fenômenos naturais (vento, temperatura, umidade, salinidade etc), poluição industrial (proximidade de fábricas), as condições do solo e as condições de carregamento, dado aos equipamentos que as estrutura sustentam [16].

Se todas as intempéries consideradas forem observadas no dimensionamento das estruturas, e com a atual tecnologia que tem a capacidade de produzir elementos mais resistentes a esforços mecânicos e elétricos, pode-se estimar uma vida útil econômica por volta de 50 anos para as estruturas suportes de equipamentos e barramentos da SE [16].

Para efeito do cálculo dos custos de manutenção, conforme prescrito pela ANEEL [16], foi adotado o período de 50 anos para a estrutura metálica de suporte do barramento. Para este período, os gastos com as manutenções foram somados aos custos de fornecimento das estruturas.

Os custos de manutenção da estrutura em aço carbono galvanizado, representam os gastos com pinturas realizadas a cada 10 anos, com finalidade de recompor a sua galvanização. Já os custos com a manutenção da estrutura em aço inoxidável, representam os gastos com as lavagens por hidrojateamento realizados

também a cada 10 anos. Na Tabela 5.2 foram representados os custos comparativos das estruturas no período de estudo.

Tabela 5.2 – Comparativo de custo da estrutura após 50 anos de utilização

Serviço de Manutenção (5 vezes em 50 anos)	Pintura	Hidrojateamento	Custo Elétrico (1 hora)
Custo unitário da manutenção	R\$ 35.420	R\$ 10.000	R\$ 9.249
Custo de fornecimento da estrutura	R\$ 93.030	R\$ 139.545	R\$ 93.030
Custo após 10 anos	R\$ 128.450	R\$ 149.545	137.698,57
Custo após 20 anos	R\$ 163.870	R\$ 159.545	182.367,44
Custo após 30 anos	R\$ 199.290	R\$ 169.545	227.036,31
Custo após 40 anos	R\$ 234.710	R\$ 179.545	271.705,18
Custo após 50 anos	R\$ 270.130	R\$ 189.545	316.374,05

Como pode ser observado na Tabela 5.2 e Figura 5.1, considerando apenas os custos de manutenção, a diferença de custo inicial do aço inoxidável foi compensada em aproximadamente 18 anos, ou seja, antes da metade do período estudado. Somando os custos elétricos aos de manutenção, a diferença de custo inicial do aço inoxidável foi compensada em aproximadamente 14 anos. Comprovado que a utilização do aço inoxidável, sob o ponto de vista dos custos com manutenção e custos elétricos, é economicamente mais viável que o aço carbono.

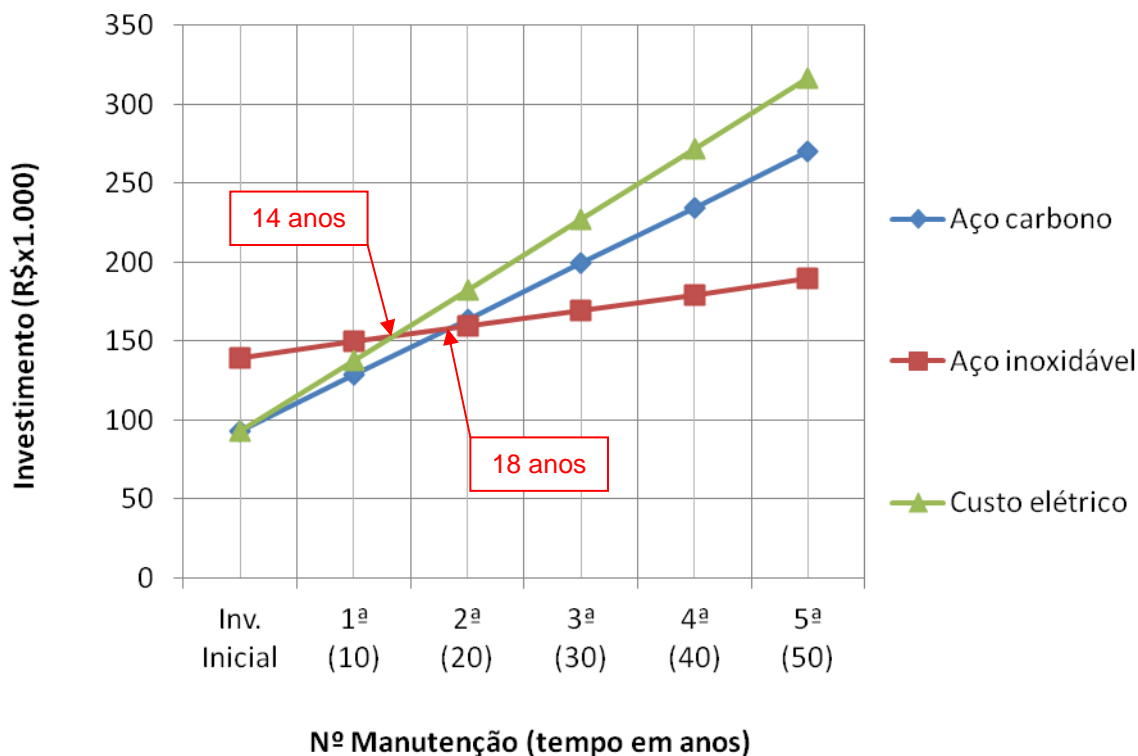


Figura 5.1 – Comparação de custos dos aços para um período de 50 anos

5.3 Custo Elétrico

Para fundamentar o ganho das concessionárias com a qualidade do fornecimento, será abordado o conceito de custo agregado, o qual foi chamado de custo elétrico e representa a perda de faturamento da energia não fornecida.

Outro modelo de custo elétrico que poderia ser abordado seria o custo gerado pela perda de faturamento, imputado pelo agente fiscalizador (ANEEL), devido aos valores que deveriam ser ressarcidos aos clientes, pela má qualidade no fornecimento de energia. Este modelo não será abordado porque não faz parte do escopo do presente trabalho.

5.3.1 Custo com a energia não fornecida

Conforme comentado no segundo capítulo, uma SE deve ser projetada de tal forma que, a falha em um transformador deve ser suprida pelos demais transformadores da mesma SE ou ainda, suprido por outros transformadores de outras SEs interligadas. Porém, conforme divulgado corriqueiramente nos meios de

comunicação, a notória falta de investimento no setor elétrico e freqüentes apagões, pode-se concluir que o sistema elétrico brasileiro não está adequadamente dimensionado para atender às demandas de energia. Problema este que se agrava a cada dia com o atual crescimento da economia brasileira.

A estrutura metálica estudada possui como função principal a sustentação do barramento elétrico de 138 kV e de seus dispositivos de manobra, que por sua vez alimentam dois transformadores com potência de 40 MVA, totalizando 80 MVA. Eles funcionam separadamente em seções, de forma que um pode ser retirado de serviço sem intervenção no funcionamento do outro, conforme ilustrado na Figura 5.2.

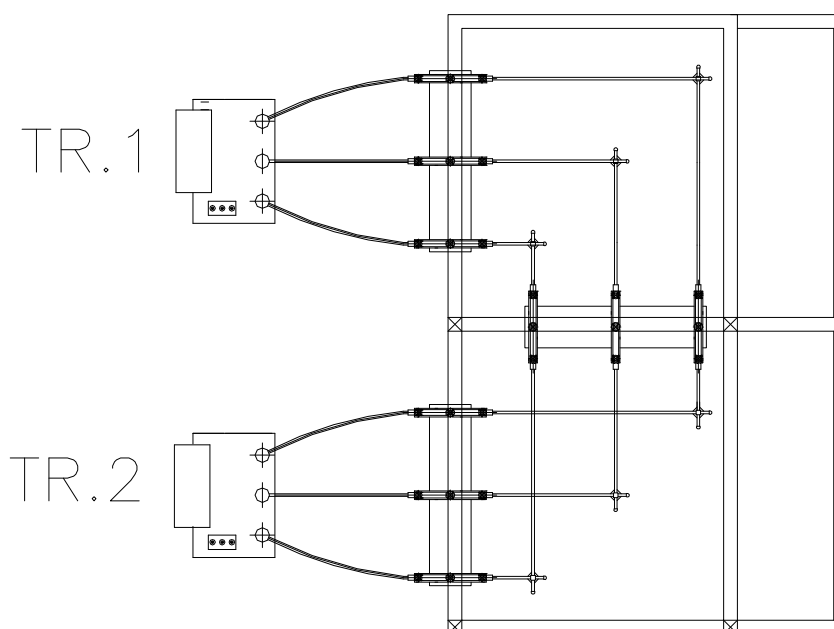


Figura 5.2 – Planta do barramento e transformadores da SE de 138 kV

Para realização da pintura da estrutura metálica, faz-se necessário o desligamento da energia de uma seção do barramento e, conseqüentemente, de um transformador. Outra opção seria a realização da pintura com o barramento energizado, elevando drasticamente os custos e os riscos à integridade dos trabalhadores. Aumentando ainda, a probabilidade de problemas no fornecimento de energia no caso de acidentes com a rede energizada.

O valor da energia não suprida por transformador de 40 MVA com um fator de potência de 0.92, foi calculada utilizando as fórmulas descrita abaixo para um período de desligamento de 1 hora.

$$P_{\text{Ativa}} = P_{\text{Aparente}} \times FP \quad (5.1)$$

$$E_{\text{NS}} = P_{\text{Ativa}} \times \Delta_t \quad (5.2)$$

$$CE_{\text{NS}} = E_{\text{NS}} \times t \times p \quad (5.3)$$

Onde:

P_{Ativa} é a potência ativa do transformador (W);

P_{Aparente} é a potência total do transformador (VA);

FP é o fator de potência do transformador (adimensional);

E_{ns} é a energia não suprida com o desligamento do transformador (Wh);

Δ_t é intervalo de tempo pelo qual o transformador ficou desligado (h);

CE_{NS} é o custo da energia não suprida (R\$/kWh);

t é o valor da tarifa de energia elétrica cobrada pelas concessionárias;

p é o percentual da energia fornecida, subtraído o somatório das perdas técnicas e comerciais das concessionárias.

Sendo:

$$P_{\text{Ativa}} = 40 \text{ (MW)} \times 0,92 = 36,8 \text{ MW} = 36.800 \text{ kW},$$

$$E_{\text{NS}} = 36.800 \text{ (kW)} \times 1 \text{ (h)} = 36.800 \text{ kWh}$$

$$CE_{\text{NS}} = 36.800 \text{ (kWh)} \times 0,31416 \text{ (V)} \times 0.80 = \text{R\$ } 9.248,87 \text{ por hora.}$$

As unidades das grandezas utilizadas são usuais para faturamento de energia elétrica. Foi utilizado 0,92 como valor de FP, conforme regulamentado pela ANEEL [20]. Foi utilizada uma perda de 20% para cálculo dos custos da energia não suprida [20]. Foi adotado a tarifa de R\$ 0,31416, salvo os impostos, como custo da energia elétrica aprovada para os clientes residências para uma concessionária de energia [20].

Pode ser concluído que o desligamento/hora de um transformador de 40 MVA, sem o suprimento por outro, representaria uma perda no faturamento de mais de 9 mil reais para a concessionária. Podendo chegar a 6,7 milhões por mês.

No entanto estes valores são meramente ilustrativos, pois estão condicionados a muitas variantes, os quais dependeriam de dados internos das concessionárias para a realização de estudos bem fundamentos.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Introdução

A crescente utilização do aço inoxidável como elemento estrutural vem despertando o interesse de clientes, arquitetos e engenheiros nos últimos anos. Apesar do custo ainda elevado, a sua aplicação na construção civil vem substituindo outros elementos estruturais em inúmeros projetos. Seja por sua alta resistência à corrosão, aumentando a relação custo benefício; sua estética, proporcionando formas cada vez mais ousadas ou; seu apelo ambiental, gerando menos resíduos no meio ambiente.

O principal objetivo do engenheiro e do arquiteto é fornecer à obra um projeto adequado com respeito à função, fabricação e resistência mecânica. O meio mais eficiente e barato de evitar a corrosão é projetar corretamente a obra, não favorecendo o ataque corrosivo.

Uma construção econômica é aquela que apresenta os menores custos totais ao longo de sua vida útil. Custos de manutenção, particularmente a pintura de manutenção, constituem parte importante do custo total. Assim, a construção mais barata pode não ser a mais econômica.

As SEs representam um papel muito importante no fornecimento de energia para os diversos fins de utilização. Dada a complexidade de realização de paradas para manutenção, as SEs devem ser construídas com equipamentos e materiais que eliminem ou minimizem estas paradas. As estruturas suportes dos equipamentos e barramentos das SEs são elementos sujeitos às intempéries, cujas paradas para manutenção podem gerar comprometimento no fornecimento de energia. Estas estruturas são construídas, geralmente de aço carbono galvanizado ou concreto armado.

Os materiais empregados como elementos estruturais sofrem os efeitos das intempéries. Dada sua ótima resistência aos agentes corrosivos, neste trabalho foi apresentado o proposta de utilização do aço inoxidável como elemento estrutural, em substituição aos comumente utilizados. Desta forma, minimizando as paradas para realização de manutenções das estruturas, possibilitando maior qualidade no fornecimento de energia elétrica.

Para fins comparativos foi escolhido o projeto de uma SE existente, cuja estrutura de suporte do barramento, foi construída por treliças formadas por cantoneiras de aço carbono galvanizado por imersão a quente.

Inicialmente, com a intenção de buscar uma alternativa às estruturas treliçadas, o dimensionamento foi desenvolvido utilizando perfis “H” e “I”. Estes, dado aos esforços solicitantes, foram dimensionados como viga-coluna formando pórticos planos, tanto para o aço carbono como para o aço inoxidável.

Num segundo momento a estrutura foi dimensionada como treliças planas, também para os dois tipos de aço estruturais.

Todos os dimensionamentos foram realizados de acordo com as prescrições normativas do EUROCODE 3, sendo parte 1.1 [6] para o aço carbono e parte 1.4 [7] para o aço inoxidável.

Após realização dos dimensionamentos, foram apresentadas as análises comparativas dos custos envolvidos para os tipos de aço utilizados. Desde o investimento inicial, os gastos com manutenção ao longo da vida útil da estrutura e por fim, os custos elétricos agregados à redução das paradas para manutenção.

6.2 Principais contribuições

Desde o início do século, quando surgiram as primeiras SEs no Brasil, o aço carbono e o concreto vêm sendo utilizados como elementos estruturais.

Como uma das principais contribuições desta dissertação, pode-se destacar o pioneirismo e quebra de paradigma, propostos com a utilização do aço inoxidável como elemento estrutural em SEs.

O ganho financeiro que pode ser alcançado com a utilização do aço inoxidável, também merece destaque, seja sob o ponto de vista da economia com as manutenções ou, pelo ganho com a melhora na continuidade da energia fornecida.

Outra grande contribuição foi o despertar para o custo elétrico, que pode ser incorporado ao faturamento das concessionárias com a redução das paradas para manutenção.

Sob o ponto de vista estrutural, pode-se destacar as divergências do EUROCODE 3 [6] e [7] nos procedimentos de dimensionamento das vigas-colunas para os dois aços aqui discutidos. O conservadorismo da parte 1.4 do EUROCODE

3 [7], para vigas-colunas utilizando perfis “H” e “I”, implicou em perfis de aço inoxidável mais robustos que os de aço carbono.

6.3 Conclusões

Ao longo do texto, foram apresentadas as principais conclusões obtidas no desenvolvimento desta dissertação.

Em uma primeira avaliação, considerando-se os resultados obtidos ao longo deste estudo, observou-se que os perfis “H” e “I” dimensionados com aço inoxidável foram mais pesados em relação ao aço carbono, para os mesmos esforços solicitantes. Fato este que atribuiu-se ao conservadorismo da parte 1.4 do EUROCODE 3 [7], quando da utilização do aço inoxidável em elementos sujeitos à esforços combinados de compressão com flexão composta, ou seja, elementos funcionando como viga-coluna. O que pode ser justificado pela falta de estudos específicos e ensaios laboratoriais mais detalhados sobre assunto.

Sob o ponto de vista estrutural, a utilização do aço inoxidável nas SEs, mostrou-se satisfatória porque atendeu aos esforços solicitantes conforme as prescrições normativas adotadas.

Foi possível observar que o aço inoxidável mostrou-se economicamente mais viável, pois apresentou um custo final menor que o aço carbono, ao longo da vida útil da estrutura estudada.

Outro ponto a ser destacado é a discussão sobre o custo do material ao longo da vida útil. Neste trabalho foi possível concluir que já na segunda manutenção da estrutura, a utilização do aço inoxidável se mostrou mais eficiente sob o ponto de vista econômico.

6.4 Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para a continuidade e desenvolvimento de trabalhos futuros sobre o tema aqui apresentado e outros correlatos, pode-se citar:

- a) Desenvolver a estrutura em modelo reduzido e sua modelagem computacional, buscando a avaliação de desempenho;

- b) Desenvolver estudos sobre os possíveis tipos de ligações em aço inoxidável para a estrutura apresentada;
- c) Estudar sobre o comportamento do aço inoxidável como elemento estrutural, visando propor adequações na parte 1.4 do EUROCODE 3 [7], tornando-a menos restritiva nos casos do dimensionamento como viga-coluna;
- d) Estender o estudo proposto para as estruturas suporte dos equipamentos das SEs, que são instalados ao nível do solo e que possuem os mesmos problemas apresentado pela estrutura estudada;
- e) Desenvolver pesquisas para a utilização de perfis com seções fechadas mistas (aço inoxidável e concreto) para a estrutura apresentada, como por exemplo, perfis tubulares mistos;
- f) Desenvolver estudos sobre a utilização do aço inoxidável nas torres de transmissão de energia elétrica, que possuem os mesmos problemas de manutenção. Com a particularidade da dificuldade de acesso para a sua realização. Já Em 2008, o sistema elétrico brasileiro possuía 90 mil quilômetros nas tensões de 230, 345, 440, 500 e 750 kV, com aproximadamente 343 mil toneladas de aço empregado na construção das torres de transmissão [9]. Atualmente o sistema elétrico brasileiro, em grande expansão, ultrapassou a marca dos 100 mil quilômetros de linhas com 382 mil toneladas de aço [9].

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Prodwebdigital. 100 anos do Aço Inoxidável [base de dados na Internet]. San Bruno (CA): You Tube. c2005 [acesso em 2012 Out 6]. Disponível em: http://www.youtube.com/watch?v=AhuHvGUR9Xc&feature=player_embedded
- [2] Mei, P. R., Silva, A. L. C. *Aços e Ligas Especiais*. São Paulo. Ed. Edgard Blücler. 3. ed. c2010. 664f.
- [3] Construções Metálicas: O uso do Aço na Construção Civil [base de dados na Internet]. São Paulo (SP): Met@lica. c1999 [acesso em 2012 Out 7]. Disponível em: http://pt.wikipedia.org/wiki/A%C3%A7o_inoxid%C3%A1vel
- [4] Núcleo Inox. Convocação para 2014. Inox [periódico na Internet]. 2010 Jan/Abr [acesso em 2012 out 6]; 34:[aproximadamente 3 p.]. Disponível em: <http://www.abinox.org.br/revista-inox-edicoes.php?e=1&bsc=&ret=V&returl=http%3A%2F%2Fwww.abinox.org.br%2Frevista-inox-edicoes.php&slcRevista=24>
- [5] Houska, C., Sustainable Stainless Steel. [base de dados na Internet]. Toronto (Ontario): Nickel Institute. c2004 [acesso em 2012 Out 7]. Disponível em: http://www.nickelinstitute.org/en/NickelUseInSociety/MaterialsSelectionAndUse/ArchitectureBuildingAndConstruction/~/_media/Files/NickelUseInSociety/Architecture/SustainableStainlessSteelArchitecture.ashx
- [6] EUROCODE 3, ENV - 1993-1-1: Design of Steel Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardisation, Brussels, 2003.
- [7] EUROCODE 3, prEN 1993-1-4, Design of steel structures – Part 1.4: General rules – Stainless steel . CEN, European Committee for Standardisation, Brussels, 2003.
- [8] FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS SA, *Construção de Subestações: Noções de Projetos e Construção*. rev. jul 2006.
- [9] AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (Brasil). Atlas de energia elétrica do Brasil. Brasília, c2008. 3. ed.
- [10] Pereira, M. J. *Engenharia de Manutenção: Teoria e Prática*. Rio de Janeiro. Ed. Ciência Moderna. 1. ed. c2009. 228f.

- [11] MINISTÉRIO DO TRABALHO E EMPREGO (Brasil). Norma Regulamentadora. NR 10: Segurança em Instalações e Serviços em Eletricidade. Brasília, 2004. 13p.
- [12] SIMÕES, R. A.D. *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas*. 2. ed. Coimbra: Ed. CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, c2007. 221f.
- [13] Ftool: Two-Dimensional Frame Analysis Tool [programa de computador]. Versão 2.12. Rio de Janeiro (RJ): Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro; 2008.
- [14] EUROCODE 3, prEN 1993-1-8, Design of steel structures – Part 1.8: Design of joints. CEN, European Committee for Standardisation, Brussels, 2003.
- [15] Relatório de Insumos [base de dados na Internet]. São Paulo (SP): Caixa Econômica Federal. c2012 [acesso em 2012 Nov 15]. Disponível em: <http://www1.caixa.gov.br/download/asp/download.asp?subCategoryId=1027&CategoryId=120&subCateglayout=Relat%F3rios+de+Insumos+Dezembro%2F12&Categlayout=SINAPI++Sist.+Nac.+Pesq.+Custos+e+Indices+Const.+Civil>.
- [16] AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (Brasil). Estudo de Vida Útil Econômica e Taxa de Depreciação. Brasília, c2008. 3. ed.
- [17] SANTOS, J.J. Comportamento Estrutural de Elementos em Aço Inoxidável. Rio de Janeiro, 2008. 170 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, UERJ.
- [18] SILVA, A.T. Modelagem numérica de elementos tracionados em aço inoxidável com parafusos defasados. Rio de Janeiro, 2009. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, UERJ.
- [19] FERNANDES, J.C. Desenvolvimento de um Dispositivo Tipo Carga Constante para Avaliação da Susceptibilidade à Corrosão Sob Tensão de Aço Inoxidável Austenítico. Itajubá, 2010. 94 f. Dissertação (Mestrado em Materiais para Engenharia) – Universidade Federal de Itajubá, UNIFEI, 2010.
- [20] AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (Brasil). Brasília (DF): ANEEL. c2013 [acesso em 2013 Fev 20]. Disponível em <http://www.aneel.gov.br/aplicacoes/tarifaAplicada/index.cfm>.
- [21] LOUREIRO, C. R. O. Efeito da chuva ácida em aços inoxidáveis coloridos, Revista Escola de Minas, Vol. 60, N° 1, p. 45-48. Janeiro, 2007.
- [22] DELFORGE, D. Y. M. Sinterização de uma mistura de cavaco de aço inoxidável com pó do mesmo material: uma nova tecnologia para a reciclagem de metais. Revista Escola de Minas, Vol. 60, N° 1, p. 95-100. Janeiro, 2007.

- [23] FILHO, D. F. Influência do gás de proteção na soldagem MIG/MAG do aço inoxidável ferrítico com arames ferríticos. Uberlândia, 2007. 101 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Universidade Federal de Uberlândia.