



UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO - UNICAP  
PRÓ-REITORIA ACADÊMICA - PRAC  
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



## **ESTUDO DO REFORÇO DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE POR PERFIS METÁLICOS**

ADELMO SIQUEIRA ARAÚJO

RECIFE/PE

2010

ADELMO SIQUEIRA ARAÚJO

**ESTUDO DO REFORÇO DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA  
RESISTENTE POR PERFIS METÁLICOS**

Dissertação apresentada à Universidade Católica de Pernambuco como requisito parcial exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil, na Área de Tecnologia das Construções.

Orientador: Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira.

RECIFE/PE

2010

A663e Araújo, Adelmo Siqueira  
Estudo do reforço de edifícios em alvenaria resistente por perfis metálicos / Adelmo Siqueira Araújo ; orientador Romilde Almeida de Oliveira, 2010.  
214 f. : il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Católica de Pernambuco. Pró-Reitoria Acadêmica. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 2010.

1. Construção civil. 2. Aço - estruturas. 3. Construção metálica. 4. Resistência dos materiais. I. Título.

CDU 624.014

# **ESTUDO DO REFORÇO DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE COM PERFIS METÁLICOS**

**ADELMO SIQUEIRA ARAÚJO**

Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil na área de concentração Engenharia das Construções.

Aprovado por:

---

Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira,  
Orientador - UNICAP

---

Prof. Dr. Fernando Artur Nogueira Silva  
Examinador Interno - UNICAP

---

Prof. Dr. José Jeferson Rêgo Silva  
Examinador Externo - UNICAP

Recife - Pernambuco – Brasil  
Dezembro - 2010

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a minha esposa Patrícia, minhas filhas, Bruna e Marina, e minha mãe Adeilza, pelo carinho e compreensão dedicados.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente a Deus por ter permitido que eu vivesse tudo isto e ter me dado forças para chegar até o fim.

A minha esposa, Patrícia, pelos anos de amor, carinho e compreensão dedicados a mim e às nossas filhas, Marina e Bruna.

A minha mãe, Adeilza, exemplo de amor, por ter sempre apoiado e incentivado a minha formação profissional.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira, pelas incansáveis horas de orientações, pela paciência e conceitos transmitidos, além da amizade oferecida.

À Universidade Católica de Pernambuco, pela disponibilidade de suas dependências e laboratórios bem estruturados e atualizados.

Ao Corpo Docente do Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco, pelos conhecimentos ensinados ao longo de todo o curso de mestrado.

A minha filha Bruna, pela paciência e carinho dedicados à fase final de elaboração do meu trabalho.

A todos que colaboraram para a realização deste trabalho.

## RESUMO

ARAÚJO, A.S. (2010). **Estudo do reforço de edifícios em alvenaria resistente por perfis metálicos**. Dissertação (mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife – PE.

Estima-se que existam cerca de seis mil edifícios tipo caixão na região metropolitana do Recife que apresentam estrutura em situação de risco. Cerca de doze edifícios colapsaram espontaneamente, treze foram demolidos e dezenas de outros foram constatadas manifestações patológicas graves, motivando suas interdições.

Este trabalho apresenta uma metodologia para o enfrentamento do problema, contemplando não apenas os aspectos técnicos, mas questões referentes aos riscos. Com isso se espera eliminar o estigma dessas edificações e resgatar a dignidade e segurança dos moradores dos prédios, através de um trabalho que tenham como base conceitos técnicos e científicos consagrados na Engenharia.

A solução para o problema trata-se de uma proposta de criação de uma estrutura metálica a ser implantada nos prédios construídos em alvenaria resistente, em casos de falência das alvenarias que originalmente serviram de suporte para cargas que atuam na referida obra. Esta estrutura foi modelada e dimensionada pelo programa computacional *Metálica 3D*, apresentando resultados que responderam com total segurança todas as ações de carregamento que atuam nesse tipo de edificação para a modelagem adotada.

Espera-se que a solução aqui proposta tenha um impacto social bastante significativo, dado a ocorrência de diversos acidentes com edifícios desta natureza, construídos em alvenaria resistente com a utilização de tijolos de vedação, vulgarmente conhecidos como prédios caixão.

**Palavras-chave:** Alvenaria resistente; Prédios caixão; Recuperação; Estr metálica; Estrutura mista.

## ABSTRACT

ARAÚJO, A.S. (2010). Substitution of structural elements of non structural masonry by, steel structures to “Prédio Caixão”. Dissertation (Master) – Catholic University of Pernambuco, Recife – PE.

One can estimate that there are approximately six thousand four storey residential box-type buildings in Recife Metropolitan Region which presents structures in risk situation. Among those buildings, twelve collapsed spontaneously, thirteen were demolished and in many others it was observed serious pathologies that demanded restrictions to their occupation.

This work presents a methodology to deal with this problem, contemplating technical aspect as well as risks issues. One expects to eliminate the stigma of these buildings and to contribute to give dignity and security back to their inhabitants through a work that must be done based on technical and scientific concepts accepted worldwide in structural engineering.

The solution to the problem consists of a proposal to create a steel structure to be installed in such building that, in case of collapse of their support walls, should carry all loads that act on them. This solution was modeled and designed using a software called Metálica 3D, showing results that assure security to all load cases that usually act in this type of structure.

One expects that the proposed solution can generate significant social impact, due to the occurrence of several accidents with this type of buildings constructed with non structural bricks carrying loads beyond its own weight.

**Keywords:** Non Structural masonry, “Prédios Caixão”, Rehabilitation, Steel Structures, Mixed Structures

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 1 – Aços microligados comumente ofertados	38
Tabela 2 - Influência dos elementos químicos comumente encontrados	40
Tabela 3 - Teores de microelementos em aços estruturais	42
Tabela 4 - Resistência a tração do metal da solda	75
Tabela 5 - Tamanho mínimo da perna de uma solda de filete	75
Tabela 6: Orçamento com preço global para confecção da obra	163

## **LISTA DE GRÁFICOS**

Gráfico 1 - Consumo total de aço (kg/m <sup>3</sup> )	72
---	----

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Desaprumo do Bloco e Rachadura no Bloco em Edifício da Rmr	16
Figura 2 - Preenchimento de Paineis (Rai E Goel, 1996)	26
Figura 3 - Injeção de Grout (Tomazevic, 1993)	28
Figura 4 - Revestimento com Argamassa Armada	29
Figura 5 - Jateamento de Argamassa ou de Concreto (Elgawady Et Al. 2004)	30
Figura 6 – Tela Deployer usada em Ferrocimento	30
Figura 7 – Braces Verticais e Diagonais (Taghdi, 2000)	32
Figura 8 – Paredes Reforçadas com Fibras nas Aberturas	34
Figura 9 – Técnica de Reforço Próximo da Superfície	35
Figura 10 - Ação de Forças Verticais sobre Estrutura de Edifício	45
Figura 11 - Ação de Forças Horizontais sobre Estrutura de Edifício	46
Figura 12 - Estrutura com Pórticos Rígidos (Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2004)	48
Figura 13 - (A) Edifício Saraiva Marinho: em São Paulo, Contraventamento em “V”. (B) Hotel Arts, Barcelona: Contraventamento Metálico com Travamento Em “X” (Arquitextos, 2004)	49
Figura 14 - Estrutura com Paredes de Cisalhamento em Colunas (Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2004)	51

Figura 15 - Estrutura com Núcleo de Concreto (Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2004)	53
Figura 16 - Estrutura Tubular (lbs/Cbca, 2004).	54
Figura 17 - Diferentes tipos de Contraventamentos	55
Figura 18 - Desenho Esquemático dos Blocos de Apartamentos	57
Figura 19 - Planta Baixa em Forma de "H"	59
Figura 20 - Orientação das Nervuras das Lajes Pré-Moldadas	63
Figura 21 - Orientação das Nervuras das Lajes Pré-Moldadas	64
Figura 22 - Representação Gráfica das Ações de Carregamento na Estrutura saída de Resultados Gerados pelo Programa	65
Figura 23 – Corrosão em estaca metálica da ponte da Rua Wandenkol Sobre Rio Tamandateí, São Paulo - Sp (Perfis Estruturais da Aço Minas)	68
Figura 24 - Perfis Gerdau em "H" Utilizados como Colunas (Aço Minas Gerais S.A)	69
Figura 25 - Laje Pré-Moldada	70
Figura 26 - Trama do Vigamento Empregado	73
Figura 27 - Furo na Alvenaria para Passagem da Viga	73
Figura 28 - Pórtico gerado pelo Programa <i>Novo Metálicas 3d</i>	79

## SUMÁRIO

<b>Capítulo 1</b>	<b>Introdução</b> .....	13
1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	13
1.2	JUSTIFICATIVA .....	16
1.3	OBJETIVOS .....	18
1.3.1	OBJETIVO GERAL.....	18
1.3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	18
1.4	METODOLOGIA.....	19
1.5	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	19
<b>Capítulo 2</b>	<b>Revisão Bibliográfica</b> .....	21
2.1	TÉCNICAS DE RECUPERAÇÃO DE OBRAS DE ALVENARIA NÃO-ARMADA .....	21
2.2	MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS EDIFICAÇÕES EM ALVENARIA RESISTENTE.....	22
2.2.1	EXPANSÃO POR UNIDADE (EPU) .....	22
2.2.2	FISSURAS PROVOCADAS POR CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES .	23
2.2.3	FISSURAS POR EFEITOS HIGROTÉRMICOS .....	24
2.2.4	DEGRADAÇÃO POR SULFATOS .....	24
2.3	TÉCNICAS DE RECUPERAÇÃO.....	24
2.3.1	PREENCHIMENTO DE ABERTURAS .....	26
2.3.2	REFORÇO DA LIGAÇÃO LAJE-PAREDE .....	26
2.3.3	INJEÇÃO DE GRAUTE E RECOLOCAÇÃO DE ARGAMASSA NAS JUNTAS .....	27
2.3.4	REBOCO ARMADO .....	28
2.3.5	APLICAÇÃO DE CONCRETO PROJETADO.....	29
2.3.6	USO DE FERROCIMENTO.....	30

2.3.7 GRAUTEAMENTO COM ARMADURA .....	31
2.3.8 USO DE BRACES METÁLICOS .....	32
2.3.9 USO DE FAIXAS DE AÇO .....	32
2.3.10 REFORÇOS COM FIBRAS POLIMÉRICAS .....	33
2.3.11 COBERTURA DA PAREDE OU EMPREGO DE FAIXAS .....	33
2.3.12 REFORÇOS DE ABERTURAS .....	33
2.3.13 REFORÇOS PRÓXIMOS DAS SUPERFÍCIES.....	34
2.4 RECUPERAÇÃO UTILIZANDO AÇOS ESTRUTURAIS .....	35
2.4.1 CLASSIFICAÇÃO DOS AÇOS .....	36
2.4.2 FATORES QUE AFETAM AS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO .....	39
2.4.3 HISTÓRICOS TERMOMECÂNICO .....	41
2.4.4 AÇOS ESTRUTURAIS .....	41
2.5 CONCEITO ESTRUTURAL BÁSICO.....	44
2.6 TIPOS DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS.....	47
2.6.1 ESTRUTURA COM PÓRTICOS RÍGIDOS.....	47
2.6.2 ESTRUTURA CONTRAVENTADA.....	49
2.6.3 ESTRUTURA COM PAREDES DE CISALHAMENTO.....	50
2.6.4 ESTRUTURA COM NÚCLEO DE CONCRETO.....	52
2.6.5 ESTRUTURA TUBULAR.....	53
<b>Capítulo 3</b> <b>Descrição da obra</b> .....	<b>56</b>
3.1 CARACTERÍSTICAS DA ALVENARIA RESISTENTE .....	56
3.2 CARACTERÍSTICA DA OBRA .....	57
3.3 CARACTERÍSTICAS DOS BLOCOS DE APARTAMENTOS.....	58
3.3.1 SUPERESTRUTURA .....	58
3.3.2 INFRAESTRUTURA.....	59

<b>Capítulo 4</b>	<b>Solução Proposta</b> .....	60
4.1	DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS.....	60
4.1.1	AÇÕES VERTICAIS.....	60
4.1.1.1	<i>Cargas Permanentes</i> .....	60
4.1.1.2	<i>Cargas Acidentais</i> .....	66
4.1.2	AÇÕES HORIZONTAIS.....	66
4.1.2.1	<i>Cargas Acidentais</i> .....	66
4.1.3	CASOS DE CARREGAMENTOS CONSIDERADOS.....	66
4.2	PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS.....	67
4.2.1	ESCOLHA DO AÇO.....	67
4.3	PERFIS UTILIZADOS.....	68
4.3.1	PERFIS PARA VIGAS:.....	69
4.3.2	LAJE PRÉ-MOLDADA.....	70
4.3.3	PAREDES.....	70
4.4	CONSIDERAÇÕES SOBRE O PESO DA ESTRUTURA.....	71
4.5	POSICIONAMENTOS DO AÇO.....	72
4.6	EQUIPAMENTOS REQUERIDOS.....	74
4.7	IMPLANTAÇÕES COM TRANSFERÊNCIA DE CARGAS MACAQUEAMENTO.....	74
4.8	SOLDAGEM.....	75
<b>Capítulo 5</b>	<b>Análises, Discussões e Orçamento</b> .....	77
5.1	MODELAGEM TRIDIMENSIONAL DA ESTRUTURA METÁLICA.....	77
5.1.1	CÁLCULO DA ESTRUTURA UTILIZANDO O PROGRAMA VIGAMIX.....	80
<b>Capítulo 6</b>	<b>Conclusões e Sugestões</b> .....	165
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	167

# Capítulo 1

# Introdução

## 1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os brasileiros enfrentam sérios problemas habitacionais. Essa deficiência associada às restrições de recursos financeiros acaba causando um aumento significativo de medidas econômicas na construção de moradias. Deve-se valorizar a utilização de materiais, técnicas locais de construção e de mão-de-obra, objetivando reduzir os custos na construção de conjuntos habitacionais.

A alvenaria estrutural é o processo de construção que se caracteriza pelo uso de paredes como a principal estrutura suporte de edificações simples ou dispositivos complementares em substituição ao concreto dimensionada através de cálculo racional. Já a alvenaria resistente é uma técnica construtiva que se caracteriza pela utilização de unidades (cerâmicas ou de concreto) de vedação com finalidade estrutural, ou seja, com o objetivo de suportar cargas além do seu próprio peso (OLIVEIRA, 2010).

Nota-se que a alvenaria estrutural vem sendo amplamente utilizada. Quando executada corretamente minimiza o consumo e o desperdício de materiais, sendo executado rapidamente e possuindo menor custo (ROMAN, 1996).

O emprego de alvenaria estrutural em edifícios, parte da idéia de transformar paredes que, além de serem elementos divisórios ou de vedação, sejam portantes constituindo a própria estrutura. Podem, portanto, eliminar pilares e vigas que dão suporte a uma estrutura convencional, desde que se controle perfeitamente a resistência da alvenaria (RAMALHO; CORREA, 2003).

Deve ser considerado que o projeto de alvenaria estrutural requer grande avanço tecnológico para se aproximar do desenvolvimento observado em relação às estruturas executadas em concreto armado ou aço. Então, é importante que se concentrem esforços para a execução de pesquisas direcionadas ao

desenvolvimento de tecnologias aplicadas à realidade brasileira a fim de fornecer suporte às normas nacionais vigentes (HOLLANDA-JÚNIOR, 2002).

É importante o conhecimento dos materiais utilizados na composição da alvenaria, pois eles possuem muitas variações. A pesquisa brasileira em alvenaria estrutural apesar de produzir conhecimento de ponta em nível mundial, ainda apresenta pesquisa para caracterização dos materiais locais deficientes (MENDES, 1998).

Em novembro de 1981, a Secretaria de Habitação do governo do estado de Pernambuco promoveu uma pesquisa intitulada “Processo de alvenaria estrutural Aplicada à Habitação Popular”, através da secretaria de habitação e Diretoria de Planejamento (ARAÚJO; HOROWITZ; OLIVEIRA, 1981). Essa pesquisa teve como principal objetivo a viabilização da execução de moradias no padrão COHAB, em regiões urbanas onde se tivesse infraestrutura instalada e que não fossem comercialmente valorizadas, desta forma promovendo a minimização dos custos por unidade habitacional, de terreno e infraestrutura, através do aumento da densidade de unidades habitacionais devido à verticalização das construções utilizando o processo de alvenaria estrutural substituindo a estrutura convencional de concreto armado.

Araújo, Horowitz e Oliveira (1981) analisaram edifícios contendo oito pavimentos sem o uso de elevadores. Para que esta solução atendesse aos códigos municipais seria aproveitada a topografia e projetado um sistema viário que permitisse os acessos aos primeiro e quarto pavimentos. Desta maneira, seria possível o acesso a qualquer pavimento através das escadas utilizando no máximo quatro andares. Verificou-se que esse sistema permitia uma redução de 28%, no custo, quando comparado ao sistema convencional de concreto armado. De acordo com Duarte (1999) e Gomes (2001) poderá haver uma redução de até 30%.

Em 1981 não existiam normas para alvenaria racionalizada de blocos de concreto, seja dos componentes ou de procedimentos de projeto e execução. Foi então utilizado a norma americana da época a ACI-531-79 (ACI 531, 1979).

A primeira obra de alvenaria estrutural racionalizada, projetada dentro de padrões internacionais na Região Metropolitana do Recife foi construída após 2000. Observa-se uma tendência de adotar esse sistema construtivo, tendo como motivação adicional a proibição de construções de edificações além de dois pavimentos em alvenaria resistente, através da Lei Municipal N.17184/2006.

Morfologicamente, a Cidade do Recife apresenta duas paisagens distintas: os morros e a planície. Cada uma destas paisagens apresenta particularidades que concorrem para surgimento de questões de engenharia também distintas.

Na história geológica do subsolo da Região Metropolitana do Recife estão presentes diversos processos geodinâmicos que contribuíram na formação dos diferentes depósitos. Dentre estes processos, as sucessivas transgressões e regressões marinhas no Quaternário foram responsáveis pela formação de depósitos da planície com diferentes propriedades geotécnicas (OLIVEIRA et al., 2002)

Face à crescente expansão imobiliária e valorização dos terrenos costeiros, existe uma tendência no mercado à verticalização das edificações, o que resulta em um maior carregamento nas fundações assentes sobre os diferentes depósitos encontrados no Recife, entre os quais estão presentes camadas de argilas moles, areias fofas, turfas, arenitos, fragmentos de conchas e de corais, que apresentam características bastante variadas do ponto de vista geotécnico (OLIVEIRA et al., 2002).

Na Figura 1, estão ilustrados casos típicos de danos estruturais em edifícios construídos em alvenaria resistente localizados na Região Metropolitana de Recife (RMR). Este edifício possui no solo de fundação uma camada de material compressível, de espessura significativa, sob uma camada de aterro, que pelo próprio adensamento natural, carrega esta camada inferior. Esse adensamento natural causou sérios desaprumos, fissuras e rachaduras provocadas por recalques diferenciais significativos.



**FIGURA 1 - DESAPRUMO DO BLOCO E RACHADURA NO BLOCO EM EDIFÍCIO DA RMR**

## **1.2 JUSTIFICATIVA**

No Brasil, a partir da década de 70, com a implantação do Banco Nacional de Habitação, observou-se, em larga escala, um aumento na construção de habitações populares. Naquela época, iniciaram a produção de edifícios residenciais de até quatro pavimentos onde eram empregados blocos caracterizados como de vedação com finalidade estrutural, como extensão das construções que vinham sendo realizadas com menor número de pavimentos (OLIVEIRA; PIRES SOBRINHO, 2006; OLIVEIRA; SILVA; PIRES SOBRINHO, 2008).

A maioria destas edificações foi executada de forma empírica não atendendo a requisitos de normas técnicas específicas que permitissem o estabelecimento de padrões de confiabilidade estrutural aceitáveis. Outros fatores agravantes foram as intervenções feitas pelos moradores sem orientações técnicas, a qualidade dos materiais e componentes utilizados, que é efetivamente muito variável e, freqüentemente, falha sob o ponto de vista técnico, criando um quadro favorável ao mau desempenho de tais edificações (OLIVEIRA; SILVA; PIRES SOBRINHO, 2008).

A partir do início da década de 80, com as crises financeiras que o país atravessou, houve a redução do poder aquisitivo da população e dos potenciais usuários deste tipo de moradia e, tentando viabilizar economicamente as unidades, foram eliminados elementos essenciais como cintas, pilaretes, vergas e contravergas. Adicionalmente, ainda para reduzir custos, foram adotadas soluções tecnicamente inadequadas, como por exemplo, o “caixão vazio” (OLIVEIRA; SILVA; PIRES SOBRINHO, 2008).

Observou-se, então, um processo de degradação acelerado, um envelhecimento precoce e inúmeras manifestações patológicas das obras, desde as mais simples até mais complexas com o comprometimento da segurança das edificações (PIRES SOBRINHO; MELO, 2002; OLIVEIRA; SILVA; PIRES SOBRINHO, 2008).

A ocorrência de diversos acidentes com edifícios de alvenaria resistente, caracterizada como edificações em alvenaria que utilizam blocos de vedação com a finalidade estrutural, tem chamado a atenção da comunidade técnica local para a necessidade de se estabelecer critérios de investigação, estudo e reabilitação deste tipo de edificação, dentro de níveis de confiabilidade aceitáveis.

É oportuno lembrar que até recentemente, antes da lei municipal da Prefeitura da Cidade do Recife em 2006, proibindo a construção de edificações contendo mais de dois pavimentos, não se tinha a prática da construção de alvenaria estrutural racionalizada, executada com princípios internacionalmente testados e validados (GUSMÃO *et al*, 2009).

Na Região Metropolitana do Recife - RMR foram registrados mais de dez casos de desabamentos de edifícios residenciais construídos com esta técnica nas duas últimas décadas, e ainda interditou-se uma dezena desses prédios. Houve vítimas fatais e muitos feridos em tais acidentes, o que contribuiu para a geração de um quadro de insegurança e incerteza generalizado, cujas repercussões ainda estão sendo contabilizadas (OLIVEIRA; SILVA; PIRES SOBRINHO, 2008)

Os edifícios Aquarela, Ijuí e Sevilha em Jabotão dos Guararapes, e os edifícios Éricka e Enseada de Serrambi em Olinda, são casos que merecem destaque. Neles, pela primeira vez, foram identificados fenômenos de degradação inéditos, nunca antes discutidos no meio técnico local, embora não constituam novidade sob o ponto de vista técnico-científico. No Edifício Aquarela foi observada a Expansão por Umidade, e no Edifício Éricka foi constatada a degradação dos componentes cimentícios (blocos e argamassas à base de cimento) por ataque das águas agressivas do subsolo, (OLIVEIRA, 2000; OLIVEIRA; SILVA; PIRES SOBRINHO, 2008).

Diante do problema exposto, este trabalho apresentou uma alternativa que propõe a reparação das condições de segurança dessas edificações, implantando uma estrutura que venha assumir o papel da alvenaria em casos de falência da mesma.

### **1.3 OBJETIVOS**

#### **1.3.1 OBJETIVO GERAL**

Estudar a viabilidade de utilização de estruturas metálicas para reforço de edifícios construídos em alvenaria resistente.

#### **1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Projetar um modelo aporticado, estruturado em aço para edifícios tipo caixão, para suportar com segurança todos os esforços decorrentes das ações de carregamento dessas edificações.
- Comparar os resultados com alternativas propostas para o reforço e recuperação de prédios caixão.

## 1.4 METODOLOGIA

Este trabalho fez uma breve revisão da literatura sobre as construções de alvenaria estrutural, patologias adquiridas por estas estruturas ao longo do tempo e os métodos empregados para sua recuperação.

Para este trabalho foi considerado um estudo de caso de um prédio tipo caixão da Região Metropolitana do Recife construído com alvenaria resistente utilizando blocos cerâmicos de vedação com função estrutural.

Analisou-se a recuperação de edifícios construídos em alvenaria resistente com a utilização de perfis metálicos, técnica empregada para o reforço da construção em questão.

Para análise das estruturas metálicas empregou-se o programa computacional *Novo Metálicas 3D*.

## 1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Para um melhor entendimento didático do trabalho desenvolvido, a dissertação foi organizada em capítulos que estão dispostos da seguinte forma:

No primeiro capítulo, é apresentada uma introdução, contemplando a importância do tema estudado, os objetivos e a estrutura da pesquisa.

O segundo capítulo consiste numa revisão da literatura, retratando a ocorrência desse fenômeno no mundo, e as técnicas de recuperação de obras de alvenaria não armada que são encontradas na bibliografia.

A descrição da obra eleita para o trabalho é apresentada no terceiro capítulo, no qual são mostradas as principais patologias que acometeram o prédio em questão.

O quarto capítulo apresenta a solução proposta para reforço de edificações tipo caixão em casos de falência de estrutura das mesmas.

No quinto capítulo encontra-se o passo a passo da modelagem tridimensional da estrutura metálica, bem como análises, discussões e o orçamento da solução proposta.

As conclusões são apresentadas no sexto capítulo, juntamente com as considerações finais e sugestões para futuros trabalhos.

## Capítulo 2

## Revisão Bibliográfica

### 2.1 TÉCNICAS DE RECUPERAÇÃO DE OBRAS DE ALVENARIA NÃO ARMADA

Estima-se que mais de 70% das construções existentes em todo o mundo sejam de alvenaria não armada. As construções em alvenaria não armada de pequeno porte assemelham-se aos prédios caixão (OLIVEIRA, 2010). Estes tipos de construções são vulneráveis a muitos agentes naturais, notadamente os sismos. No entanto, diversas ações ambientais produzem degradações nos componentes da estrutura (blocos e argamassas de assentamento).

No que diz respeito às estratégias de recuperação, são escassas as informações na literatura sobre o tema e o que se tem observado na prática é o emprego de soluções de recuperação fundamentadas em conhecimentos empíricos que carecem de reflexão mais aprofundada sobre sua eficácia e aplicabilidade (CAMPOS, 2006). Mas neste capítulo serão apresentadas algumas técnicas utilizadas na tentativa de reforçar, reparar e viabilizar a manutenção dos prédios construídos em alvenaria resistente para contornar os defeitos da estrutura adquiridos ao longo do tempo, devolvendo aos moradores a certeza das condições de segurança de suas residências.

A viabilização da realização do reparo das patologias está na dependência de: (a) modificações locais (introdução de conexões ou componentes resistentes); (b) remover ou reduzir irregularidades estruturais (simplificação da trajetória das cargas ou imposição de condições para ruptura dúctil); (c) enrijecimento estrutural global; Incremento global da resistência (se existe deficiência de resistência) e (e) fornecimento de ductilidade (OLIVEIRA; SILVA; PIRES-SOBRINHO, 2008; OLIVEIRA, 2010).

Cerca de 250.000 pessoas habitam 6.000 edificações de alvenaria resistente na Região Metropolitana do Recife, onde diversas manifestações patológicas têm

sido observadas, já tendo ocorrido desabamentos com vítimas fatais. Isso significa que cerca de 10% da população encontra-se potencialmente exposta à perda do patrimônio e ao risco de vida. Tratando-se de riscos estruturais de prédios tipo caixão, não se têm registros em uma escala tão grande como na Região Metropolitana do Recife (GUSMÃO et al., 2009).

Os casos mais significativos existentes na literatura estão relacionados com regiões que apresentam alta sismicidade. As soluções para combater ações sísmicas são ainda mais complexas, em razão das ações laterais produzidas pelos terremotos. Para esses casos, existem diversas alternativas de soluções, mas como na Região Metropolitana do Recife não apresenta problemas com esse tipo de fenômeno, tais soluções não serão aqui relacionadas.

## **2.2 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS EDIFICAÇÕES EM ALVENARIA RESISTENTE**

No estado de Pernambuco têm-se observado diversos tipos de manifestações patológicas nas edificações em alvenaria resistente. Dentre as quais, as mais frequentes são: expansão por umidade (EPU); fissuras provocadas por concentração de tensões; fissuras por efeitos higrotérmicos e degradação por sulfatos.

### **2.2.1 EXPANSÃO POR UMIDADE (EPU)**

A expansão por umidade ocorre nos blocos cerâmicos logo após a queima e, já nesta etapa, se torna irreversível como um resultado do efeito do vapor de água sobre os blocos. O aumento de volume denominado expansão por umidade (EPU) continua por um período bastante longo de tempo, após o bloco sair do forno. A expansão produz tensões em paredes e poderá ser suficiente para produzir trincas (MIRANDA, et al., 2000).

A EPU em blocos e em outros produtos resultantes da queima de argila é causada pela hidratação de materiais amorfos e vítreos existentes nos tijolos. Provavelmente envolve a parte não cristalina que constitui os restos dos minerais da argila ou os vidros formados dos álcalis contidos na argila.

A determinação da EPU já se encontra normatizada com enfoque marcadamente direcionado a revestimentos cerâmicos (NBR 13.818, 1997) muito embora não haja indicações normativas quanto aos valores limites a serem considerados. Esta norma apenas traz um adendo informando que deformações acima de 0,6 mm/m podem contribuir para a geração de problemas de falha em serviço de produtos cerâmicos. Normas internacionais específicas para projeto de obras em alvenaria (ACI/ASCE/TMS, 2005) sugerem valores mais rigorosos – 0,3 mm/m. A EPU em blocos cerâmicos foi observada pela primeira vez em Pernambuco por ocasião da ruptura do Edifício Aquarela em Piedade (OLIVEIRA, 1997).

## 2.2.2 FISSURAS PROVOCADAS POR CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES

São fissuras provocadas por tensões normais ou tangenciais que superam os limites de resistência à tração dos materiais utilizados. Muitas destas fissuras são de origem congênita, com início na maior parte dos casos, na fase de projeto da estrutura da edificação quando não são previstos, por exemplo, “coxins” para distribuição das eventuais cargas concentradas sobre as paredes, vergas e contravergas nas aberturas, cintas de amarração no nível dos pisos. Podem também ter origem na fase de construção quando se deixa de tomar os cuidados necessários com a qualidade dos materiais e com os processos construtivos que muitas vezes são conduzidos em total dissonância com o projeto estrutural da edificação. Este tipo de fissura é encontrado com indesejável frequência nas edificações em alvenaria resistente e poderiam ser evitadas aprimorando-se a qualidade, tanto do projeto quanto da construção.

### 2.2.3 FISSURAS POR EFEITOS HIGROTÉRMICOS

As variações de temperatura provocam contração e dilatação das paredes de alvenaria e dos elementos construtivos que lhes confinam. Tensões de importante ordem de grandeza podem ser geradas, uma vez que os coeficientes de dilatação térmica dos materiais constituintes destas obras são bastante diferentes. O concreto e as argamassas, por exemplo, apresentam coeficientes de dilatação térmica que superam em duas vezes o coeficiente dos blocos cerâmicos (THOMAZ, 1989). A ação da temperatura combinada com a ação da água pode ocasionar um expressivo quadro de fissuração que certamente contribuirá para a aceleração do processo de degradação da edificação com repercussão direta na redução de sua vida útil.

### 2.2.4 DEGRADAÇÃO POR SULFATOS

A degradação das argamassas e concretos em contato com águas sulfatadas é o resultado da interação dos sulfatos com o hidróxido de cálcio livre e os aluminatos de cálcio hidratados encontrados nos produtos cimentícios. Os resultados do ataque dos sulfatos é a formação do gesso e do trissulfoaluminato tricálcico hidratado (etringita). Esses dois compostos cristalizam com a água, num processo que é acompanhado de um aumento de volume e conseqüentemente expansão e fissuração que, sob exposição continuada, poderá provocar deterioração completa da pasta. Este fenômeno foi observado como principal elemento causador da degradação dos blocos de concreto da fundação do edifício Éricka em Olinda (OLIVEIRA et al., 2000).

## 2.3 TÉCNICAS DE RECUPERAÇÃO

Restaurar envolve a realização de uma série de operações necessárias na estrutura de uma edificação a fim de restabelecer sua eficiência estrutural original,

antes de ocorrer o dano. Reforçar representa melhorar o desempenho estrutural a fim de permitir que a edificação atenda às novas exigências funcionais, como por exemplo, novo tipo de carregamento ou a condições ambientais provocadas, por exemplo, pela modificação da área de abalos sísmicos. (TEIXEIRA CAMPOS, 2006).

As operações de reforço podem ser subdivididas em:

- Operações de melhorias simples, que envolvem uma variedade de trabalhos em elementos estruturais individuais de uma edificação a fim de se conseguir um nível mais elevado de segurança, mas sem modificar de forma significativa sua composição;

- Operações que levam a um sistema estrutural diferente do original, que fazem com que a estrutura suporte novas solicitações de projeto, isto é, adições verticais e/ou horizontais, e casos onde a mudança de uso envolve aumento do carregamento original.

A restauração/recuperação envolve a realização de uma série de operações necessárias na estrutura de uma edificação a fim de restabelecer sua eficiência estrutural original, antes de ocorrer o dano.

Serão descritas algumas das técnicas de recuperação existentes, aplicadas em alvenaria não armada de pequeno porte em caso de terremotos, que têm pontos comuns com o caso dos prédios caixão.

A melhor técnica de recuperação para qualquer projeto particular depende das peculiaridades da construção específica. Deve-se avaliar as causas que levaram à deficiência da edificação e qual o procedimento que deve ser adotado para reforço, levando-se em consideração a relação custo-benefício..

É necessário encontrar técnicas que resolvam o problema da edificação em longo prazo. É o caso dos prédios caixão, em que os usuários, geralmente, têm baixo poder aquisitivo, requerendo, portanto, soluções que conduzam a pouca manutenção.

A seguir são efetuadas algumas considerações sobre técnicas de reforço.

### 2.3.1 PREENCHIMENTO DE ABERTURAS

Um método simples de enrijecer uma parede em seu plano consiste em preencher janelas ou portas que eventualmente possam ser eliminadas ou reduzidas (Figura 2).

Esta ação previne contra concentrações de tensões que ocorrem nos cantos das aberturas e que privilegia o início de fissuras. É importante, neste caso, que a parte nova seja solidarizada com a antiga usando algum dispositivo que assegure a transferência de cisalhamento, para assegurar o comportamento conjunto.

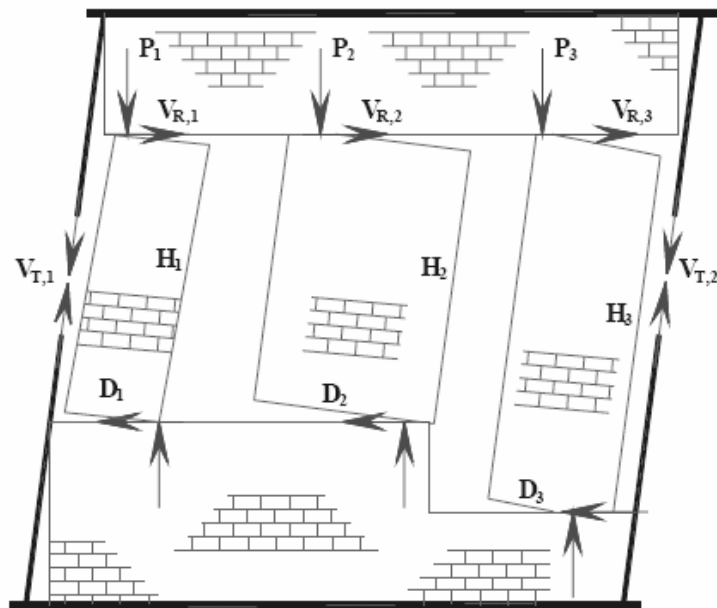


FIGURA 2 - PREENCHIMENTO DE PAINEL (RAI E GOEL, 1996)

### 2.3.2 REFORÇO DA LIGAÇÃO LAJE-PAREDE

Um problema comum em construções de alvenaria não armada são as ligações das paredes com as lajes. No caso dos prédios caixão, foram bastante

empregadas lajes apoiadas diretamente sobre as paredes, sem a utilização de cintas.

Na hipótese do colapso de uma parede, as cintas formam uma malha de tirantes horizontais, orientados segundo as direções das paredes, geralmente mutuamente perpendiculares, que podem manter alguma estabilidade durante a movimentação do conjunto.

Estes tirantes permitem que os arcos formados em cada uma das paredes se mantenham equilibrados evitando, assim, a forma caótica do colapso. Podem também impedir rupturas fora do plano da parede, especialmente nas paredes situadas nas fachadas.

Estes comportamentos foram observados nos edifícios Aquarela e Sevilha em Jabotão dos Guararapes.

### 2.3.3 INJEÇÃO DE GRAUTE E RECOLOCAÇÃO DE ARGAMASSA NAS JUNTAS

O uso de injeções de graute é bastante comum em alvenarias de blocos maciços ou de blocos estruturais com grandes furos alinhados na vertical. No primeiro caso, para injeções de trincas ou rachaduras e no segundo, com o objetivo de transformar em uma parede grauteada, aumentando sobremaneira a resistência à compressão (Figura 3).

Neste caso, deve ser assegurado que o graute tenha propriedades físicas e mecânicas análogas às da alvenaria existente, evitando assim deformações diferidas no sólido resultante. A resistência à compressão do graute ou da argamassa não deve ser inferior à da argamassa existente.



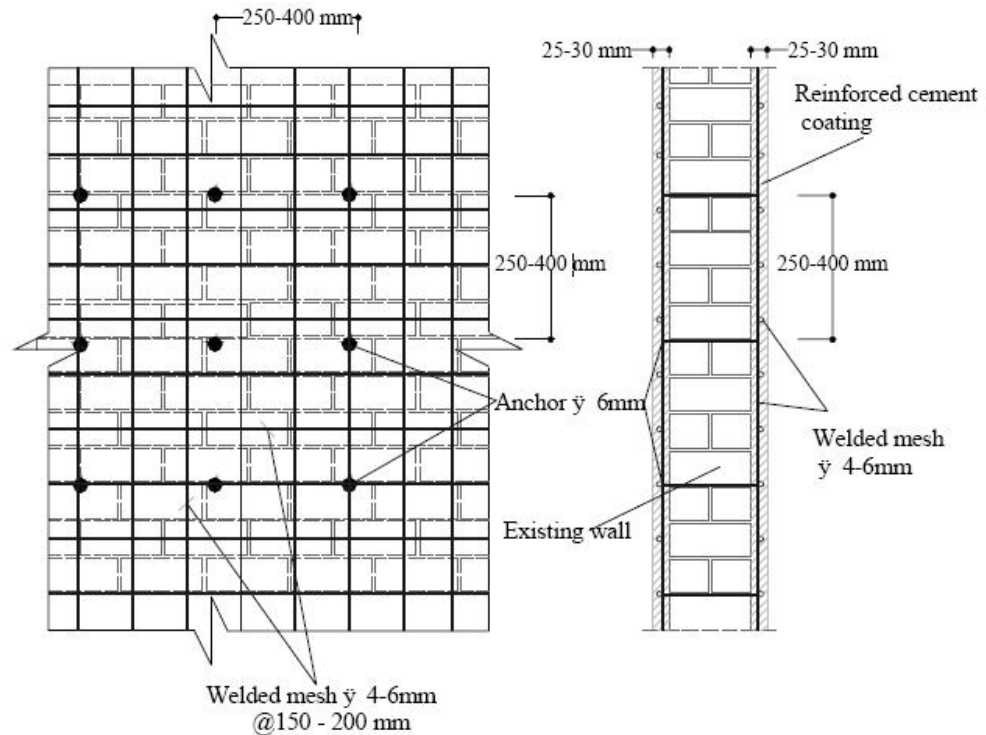
**FIGURA 3 - INJEÇÃO DE GRAUTE (TOMAZEVIC, 1993)**

No entanto, para alvenarias confeccionadas com blocos de vedação vazados, assentados com os furos na horizontal, as camadas de argamassas de assentamento horizontais e verticais (notadamente as verticais) vedam os túneis definidos pelos furos totalmente estanques, impedindo a utilização deste processo.

#### 2.3.4 REBOCO ARMADO

Uma camada de reboco de cimento e areia aplicado sobre uma tela de aço pode servir de reforço (Figura 4). Experimentos mostraram que o aumento de resistência no plano da parede pode atingir de 1,25 a 3 vezes (JABAROV et al., 1980), (SHEPPARD; TERCELJ, 1980).

O incremento de resistência depende da resistência da argamassa, da quantidade de armadura e da aderência com a superfície da parede a ser reforçada.



**FIGURA 4 - REVESTIMENTO COM ARGAMASSA ARMADA**

### 2.3.5 APLICAÇÃO DE CONCRETO PROJETADO

Outra opção para o emprego de argamassa armada é o uso de concreto ou argamassa projetada cobrindo a parede em cada uma das faces com uma camada de concreto projetado ou de argamassa projetada, como se pode visualizar na Figura 5.

O material resultante deverá funcionar como um compósito. O emprego de argamassa convenientemente projetada fornecerá uma resistência adicional elevada.



**FIGURA 5 - JATEAMENTO DE ARGAMASSA OU DE CONCRETO (ELGAWADY ET AL. 2004)**

### 2.3.6 USO DE FERROCIMENTO

São empregadas as telas deployer imersas em argamassa constituindo o ferrocimento (Figura 6). Originalmente, este material foi desenvolvido por Nervi, na Itália, que o aplicou em coberturas e também na confecção de barcos. (Patente PI9101715-7 Sistema de painéis auto-sustentáveis de ferro-cimento.

Na Região Metropolitana do Recife, foi largamente empregado até os anos 50 na confecção de estuque, para a execução de forros falsos. Com a entrada no mercado de diversos materiais industrializados e do gesso para forros, o estuque caiu em desuso.



**FIGURA 6 – TELA DEPLOYER USADA EM FERROCIMENTO**

A taxa de armadura empregada é da ordem de 3 a 8%, a argamassa rica em cimento, com resistência de 15 a 30 Mpa e espessura de 10 a 50 mm. O traço usual é de 1:1,5 a 3 de cimento e areia, com fator água-cimento,  $a/c = 0,4$  (MONTES; FERNANDEZ, 2001).

O desempenho da argamassa pode ser melhorado com o uso de fibras de baixo custo, como é o caso do polipropileno, com percentuais de 0,5 a 1%.

### 2.3.7 GRAUTEAMENTO COM ARMADURA

O uso de graute e armadura permitem transformar a alvenaria não armada em alvenaria armada com conseqüências altamente positivas. Neste caso, deve ser assegurada a aderência da armadura e a do graute nas paredes internas dos furos dos blocos para a transmissão das cargas de forma adequada. As emendas de tração das armaduras também são importantes para combater eventuais esforços de tração fora do plano da parede. Como anteriormente descrito, as propriedades físicas e mecânicas do graute devem ser análogas às da parede existente. O emprego de armadura poderá aumentar significativamente a resistência da parede.

Esta solução, no entanto, é impraticável para o caso dos blocos de concreto, destinados a vedação e usados com função estrutural em grande número de prédios caixão na RMR.

Em primeiro lugar, os blocos são tamponados na parte superior do furo. Os fornecedores assim o conceberam para atender prática de assentamento da argamassa formando as juntas horizontais dos blocos cerâmicos, aplicando argamassa em toda a superfície horizontal do bloco.

Em segundo lugar porque a técnica de fabricação empregada não se preocupava com a rugosidade das superfícies. São empregados formas metálicas e óleo lubrificante de motores automotivos resultantes da troca quando perdem as suas qualidades como lubrificantes dos motores.

No caso dos blocos cerâmicos esta solução também se torna irrealizável, em face das vedações das juntas horizontais, conforme exposto acima.

### 2.3.8 USO DE BRACES METÁLICOS

Uma forma óbvia de melhorar o comportamento de uma parede de alvenaria não armada é incorporar escoras (braces) para aumentar a sua rigidez (Figura 7). Este recurso aumenta a ductilidade. No caso de ações laterais a sua eficiência é óbvia, pois praticamente a parede é substituída por um quadro treliçado.



**FIGURA 7 – BRACES VERTICAIS E DIAGONAIS (TAGHDI, 2000)**

### 2.3.9 USO DE FAIXAS DE AÇO

Pode também ser usada uma variante do caso anterior em que, além das barras segundo diagonais, são empregadas barras verticais. Esta concepção é muito eficiente quanto ao aumento da resistência e ductilidade.

### 2.3.10 REFORÇO COM FIBRAS POLIMÉRICAS

Polímero reforçado com fibras é um dos materiais mais usados em reforços estruturais. A baixa densidade e elevada resistência torna os polímeros reforçados com fibras muito eficientes em reforços. Estudos experimentais mostram que paredes de alvenaria não armada reforçadas com fibras tem significativo aumento da resistência a ações que a solicitam no seu plano ou fora dele.

### 2.3.11 COBERTURA DA PAREDE OU EMPREGO DE FAIXAS

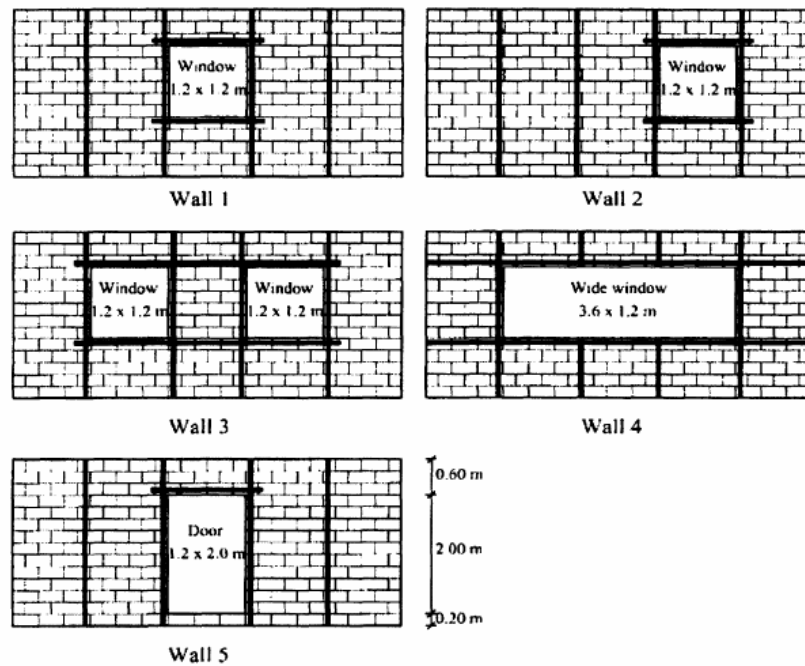
Pode-se revestir a parede inteira com fitas de polímeros reforçados com fibras ou parte dela usando faixas. A aplicação em ambos os lados incrementa a resistência no próprio plano e fora dele.

Estes elementos são colados com epóxi resultando em confinamento dos componentes da alvenaria. Quando for o caso, pode reduzir a fissuração e a propagação de trincas.

### 2.3.12 REFORÇOS DE ABERTURAS

Os polímeros reforçados com fibras podem ser usados para reforçar aberturas, conforme exemplificado na Figura 8.

Este procedimento permite aumentar a resistência e a ductilidade normais ao plano da parede.



**FIGURA 8 – PAREDES REFORÇADAS COM FIBRAS NAS ABERTURAS**

### 2.3.13 REFORÇOS PRÓXIMOS DAS SUPERFÍCIES

Os casos anteriores, apesar de terem eficiência sob o ponto de vista estrutural, eles modificam drasticamente a aparência da estrutura. São soluções inaceitáveis para o caso de obras históricas, nas quais a aparência da alvenaria deverá ser preservada.

Uma alternativa consiste em introduzir cabos de fibra de carbono nas juntas, dentro da argamassa de assentamento, distribuídas horizontal e verticalmente (Figura 9).

A técnica envolve o corte, em alguns casos, dos blocos para passagem dos cabos. A recomposição dos vazios decorrentes do corte deverá ser efetuada com o preenchimento desses espaços com epóxi. Com este recurso se consegue tornar o reforço invisível.

Experimentos mostram que paredes reforçadas desta maneira passam a ter significativo aumento de resistência, absorção de energia e deformabilidade.

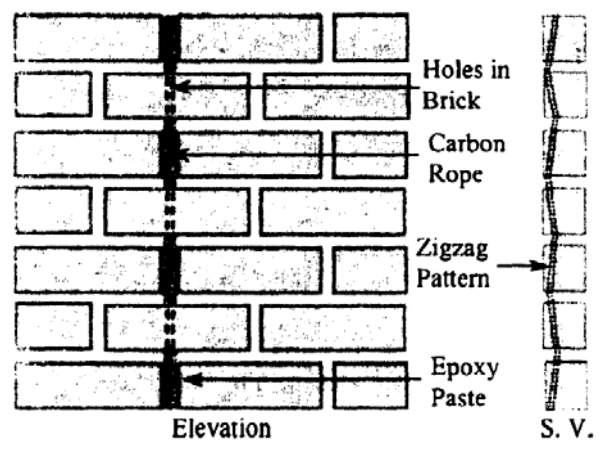


FIGURA 9 – TÉCNICA DE REFORÇO PRÓXIMO DA SUPERFÍCIE

## 2.4 RECUPERAÇÃO UTILIZANDO AÇOS ESTRUTURAIS

Atualmente, observa-se a utilização do aço na reabilitação, modernização e recuperação de edificações antigas. Os antigos edifícios de alvenaria, danificados, muitas vezes, pelo tempo de uso, e pelas intempéries, requerem sua reabilitação funcional que passa pela sua recuperação estrutural. Do ponto de vista estrutural, as estruturas de aço podem ser usadas em todos os níveis da reabilitação estrutural (TEIXEIRA CAMPOS, 2006).

Muitos materiais encontrados no dia-a-dia são reconhecidos como sendo metais, embora uma grande maioria seja, de fato, ligas metálicas. Características como o brilho metálico, opacidade, boa condutibilidade elétrica e térmica, ductilidade, etc., são propriedades facilmente associadas ao conceito de metal.

Uma liga pode ser definida pela íntima união de dois ou mais elementos químicos onde pelo menos um é metal, e onde todas as fases existentes têm propriedades metálicas. O latão (liga de cobre e zinco), o aço carbono (liga de ferro e carbono) e o bronze são exemplos de algumas ligas metálicas.

O aço é a mais versátil e a mais importante das ligas metálicas, bastante utilizado devido às suas notáveis propriedades, preço competitivo e à abundância das matérias-primas empregadas em sua confecção. Visando atender certo uso específico, o aço pode ser produzido em uma enorme variedade de características que podem ser controladas, podendo resultar como produto final um bisturi cirúrgico, um arranha-céu, uma ponte, um petroleiro, um reator nuclear ou um fogão. . Esta variedade decorre da necessidade contínua de adequar o produto às exigências de aplicações específicas que vão surgindo no mercado, seja pelo controle da composição química, seja pela garantia de propriedades específicas ou ainda na forma final. Existem mais de 3500 tipos diferentes de aços e cerca de 75% deles foram desenvolvidos nos últimos vinte anos.

A definição da natureza do aço é relativamente complexa, tendo em vista que, a rigor, os aços não são ligas binárias. Apesar de serem compostas principalmente pelos elementos ferro e carbono, as ligas sempre possuem outros elementos secundários, presentes devido aos processos de fabricação.

#### 2.4.1 CLASSIFICAÇÃO DOS AÇOS

Após o entendimento da definição proposto anteriormente sobre aço, pode-se fazer uma distinção entre os aços-carbono comuns e os aços especiais também chamados de Aço-liga (Tabela 1).

Aços-carbono são ligas de Ferro-Carbono contendo geralmente de 0,008% até 2,11% de carbono, além de certos elementos residuais resultantes dos processos de fabricação;

Aços especiais são os aços carbono que contém outros elementos de liga, ou apresenta os elementos residuais em teores acima dos que são considerados normais. Os primeiros podem ser subdivididos em:

a). Aços de baixo teor de carbono, com  $[C] < 0,3\%$ , são aços que possuem grande ductilidade, bons para o trabalho mecânico e soldagem (construção de

pontes, edifícios, navios, caldeiras e peças de grandes dimensões em geral). Estes aços não são temperáveis;

b). Aços de médio carbono, com  $0,3 < [C] < 0,7\%$ , são aços utilizados em engrenagens, bielas, etc.. São aços que, temperados e revenidos, atingem boa tenacidade e resistência;

c). Aços de alto teor de carbono, com  $[C] > 0,7\%$ . São aços de elevada dureza e resistência após à tempera, e são comumente utilizados em molas, engrenagens, componentes agrícolas sujeitos ao desgaste, pequenas ferramentas, etc..

Pode-se subdividir ainda, os aços-liga em dois grupos: os que possuem baixo teor de ligas (com menos de 8% desses elementos), e os que possuem alto teor de ligas (que apresentam mais de 8% dos elementos de liga).

Os aços de maior interesse para construção civil são os chamados aços estruturais de média e alta resistência mecânica, termo designativo de todos os aços que, devido à sua resistência, ductilidade e outras propriedades, são adequados para a utilização em elementos da construção sujeitos a carregamento. As principais características dos aços destinados a aplicação estrutural são: elevada tensão de escoamento, elevada tenacidade, boa soldabilidade, homogeneidade microestrutural, susceptibilidade de corte por chama sem endurecimento e boa trabalhabilidade em operações tais como corte, furação e dobramento, sem que se originem fissuras ou outros defeitos (TEIXEIRA CAMPOS, 2006).

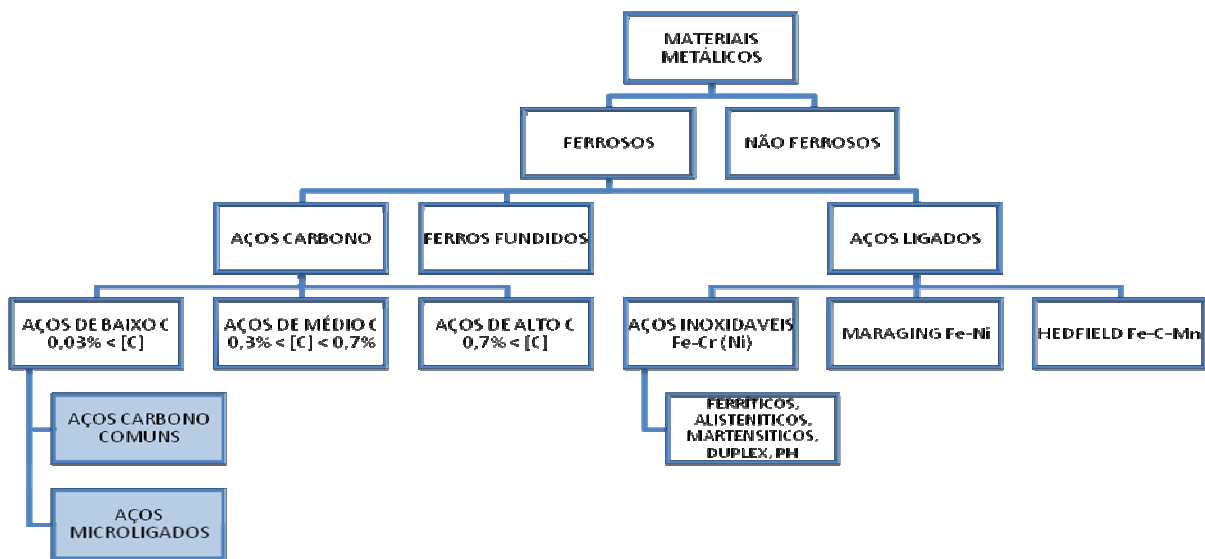
A Açominas atende o mercado da construção civil produzindo um aço carbono (ASTM A-36) e um aço-carbono microligado de alta resistência mecânica com elevada resistência à corrosão atmosférica (ASTM A-572 Grau 50)

A especificação dos aços microligados é dada pela sua resistência mecânica e não pela sua composição química. Seu desenvolvimento é feito a partir dos aços de baixo carbono (como o ASTM A-36), adicionando pequenas quantidades de Mn (até 2%) e outros elementos em níveis muito pequenos. Estes aços possuem maior resistência mecânica que aqueles de baixo carbono

idênticos, mantendo a soldabilidade e a ductilidade, sendo destinados às estruturas onde resistência e soldagem são requisitos importantes (carbono baixo).

Geralmente, a utilização de aços microligados proporciona uma grande economia de aço na estrutura, reduzindo o custo consideravelmente.

**QUADRO 1 – CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAS METÁLICAS**



**TABELA 1 - AÇOS MICROLIGADOS COMUMENTE OFERTADOS**

GRAUS	LIMITE DE ESCOAMENTO	PRINCIPAIS ELEMENTOS DE	FORMAS TÍPICAS
A 242 (2 Graus)	290-345	Mn, Cu, Cr, Ni	Chapas grossas, perfis, laminados a quente
A 440	290-345	Mn, Cu, Si	Chapas grossas, perfis, laminados a quente
A 441	275-345	Mn, V, Cu, Si	Chapas grossas, perfis pesados, laminados a quente
A 572 (6 Graus)	290-450	Mn, Nb, V, N	Chapas grossas, perfis, laminados a quente
A 588 (10 Graus)	290-345	Mn, Nb, Cu, Cr, Si, Ti	Chapas grossas, perfis, laminados a quente

A 606 (4 Graus)	290-345	Mn	Tiras a quente e chapas finas
A 607 (6 Graus)	290-485	Mn, Nb, V, Ni, Cu	Tiras a quente e chapas finas
A 618 (3 Graus)	345	Mn, Nb, V, Si	Tubos estruturais
A 635 (5 Graus)	320-410	Mn, V, Al, N, Ti	Perfis para serviço em baixas temperaturas
A 656 (2 Graus)	550	Mn, V, Al, N, Ti	Chapas grossas para veículos
A 715 (4 Graus)	345-550	Mn, V, Cr, Nb, N	Tiras a quente e chapas finas

Os aços microligados que possuem alta resistência mecânica são muito utilizados onde se objetiva:

- Aumentar a resistência mecânica, com o objetivo de obter-se um aumento da carga unitária da estrutura, ou uma diminuição proporcional da seção, ou seja, o emprego de seções mais leves;
- Melhorar a resistência à corrosão atmosférica, possibilitando a utilização de seções mais finas pode conduzir diminuição da vida da estrutura, a não ser que um aumento correspondente da resistência à corrosão do material acompanhe a redução da seção;
- Melhorar a resistência ao impacto e o limite de fadiga;
- Elevar a relação do limite de escoamento para o limite de resistência à tração, sem redução significativa da ductilidade.

#### 2.4.2 FATORES QUE AFETAM AS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

Os valores medidos das propriedades mecânicas são aparentados principalmente pelos seguintes fatores: histórico termomecânico do material, a geometria, temperatura, estado de tensões, velocidade de deformação da

estrutura e composição química; sendo este o fator mais importante na determinação das características de um certo tipo de aço.

Os elementos Carbono e Manganês influenciam no controle da resistência, ductilidade e soldabilidade nos aços carbono comuns. A maioria dos aços carbonos estruturais possuem mais de 98% de Ferro, de 0,2 a 1% de Carbono e aproximadamente 1% de Manganês (em peso). A concentração do Carbono aumenta a dureza e a resistência, mas, em compensação, afeta a ductilidade e a soldabilidade. Assim, para melhorar as propriedades do aço, são utilizados outros elementos de liga em pequena quantidade, visando obter o máximo das propriedades de uma liga contendo um baixo teor de Carbono.

Pode-se observar a influência de alguns elementos químicos comumente encontrados na Tabela 2.

**TABELA 2 - INFLUÊNCIA DOS ELEMENTOS QUÍMICOS COMUMENTE ENCONTRADOS**

<i>ELEMENTO</i>	<i>SOLUÇÃO SÓLIDA</i>	<i>FORMANDO CARBONETOS</i>	<i>TAMANHO DE GRÃO</i>	<i>TEMPERATURA DE TRANSFORMAÇÃO A1</i>	<i>TENACIDADE</i>	<i>RESISTÊNCIA À TRAÇÃO</i>	<i>RESISTÊNCIA À CORROSÃO</i>	<i>SOLDABILIDADE</i>
Si	SIM	NÃO	↗	↗	↗	↗	↗	↘
Mn	SIM	NÃO	↗	↘	↗	↗	...	↘
Cr	PARTE	PARTE	↗	↗	↗	↗	↗	↘
Ni	SIM	NÃO	REFINA	↘	↗	↗	↗	↘
Cu	SIM	NÃO	REFINA	↘	↘	↗	↗	↘
V	NÃO	SIM	REFINA	↗	↗	...	...	...
W	NÃO	SIM	REFINA	↗	↗	...	...	...
Co	SIM	NÃO	IMPEDE AUMENTO	...	...	...	...	...
Mo	NÃO	SIM	IMPEDE AUMENTO	↗	↘	↗	↗	↗

De maneira geral, deve haver o sacrifício de alguma ductilidade para o ganho de resistência mecânica. Isto é aceitável, visto que normalmente o material exibe uma ductilidade “extra”. O fundamental é que a ductilidade adequada seja exibida na estrutura final, fabricada, sendo função do material, do projeto, dos procedimentos utilizados na fabricação e das condições de serviço.

### 2.4.3 HISTÓRICO TERMOMECÂNICO

O histórico termomecânico do aço inclui a carga de deformação no laminador (que leva à redução da seção), velocidade de resfriamento e da temperatura de acabamento do processo de laminação a quente. Estas variáveis estão diretamente relacionadas às propriedades mecânicas do aço.

### 2.4.4 AÇOS ESTRUTURAIS

Dentre todos os aços estruturais, os aços carbono estruturais são os mais utilizados. Para desenvolver sua resistência, eles dependem do teor de Carbono, e possuem limite de escoamento numa faixa de 170 a 275 MPa. O ASTM A-36 é um aço característico deste grupo.

Os aços microligados (aqueles que possuem alta resistência mecânica e baixa liga) acrescentam vários elementos de liga ao carbono (Tabela 3) para que possam atingir resistências mecânicas superiores, o limite de escoamento para estes aços varia de 290 a 450 MPa.

TABELA 3 - TEORES DE MICROELEMENTOS EM AÇOS ESTRUTURAIS

ELEMENTO QUÍMICO	ASTM 36	ASTM 572 Grau 50	ASTM 588 Grau K
%C	0,26 máx	0,23máx	0,17 máx
%Mn	...	1,35 máx	0,50-1,20
%P	0,04 máx	0,04máx	0,04 máx
%S	0,05 máx	0,05máx	0,05 máx
%Si	0,40 máx	0,49 mäs	0,25-0,50
%Ni	..	...	0,40 máx
%Cr	..	...	0,40 -0,70
%Mo	..	...	0,10 máx
%Cu	0,20*	...	0,30-0,50
%V	..	...	...
%Nb	..	0,005-0,5*	0,005-0,05**
<b>PROPRIEDADES MECÂNICAS</b>			
Limite de resistência	400-550	450 mín	485 mín
Limite de escoamento	250 mín	345 mín	345 mín

\*Caso solicitado

\*\*(%Nb+%V)≥0,010%

A Aço Minas Gerais S.A. – AÇOMINAS produz o ASTM A-572 Grau 50 e o A-588 grau K, que são exemplos de aços microligados. O aço ASTM A-588 apresenta elevada resistência à corrosão atmosférica (sendo considerado um aço “patinável”), superior a dos aços carbono comuns.

Os aços microligados estruturais devem possuir os seguintes requisitos fundamentais:

1. Ductilidade e homogeneidade;

2. Valor elevado da relação entre limite de resistência e limite de escoamento;
3. Soldabilidade;
4. Susceptibilidade de corte por chama, sem endurecimento;
5. Resistência razoável à corrosão.

Os requisitos – exceto a resistência à corrosão – são satisfeitos em maior ou menor grau pelos aços carbonos, de baixo a médio carbono, obtidos por laminação, cujos limites de resistência à tração variam de 390 a 490 MPa, com alongamento girando em torno de 20%.

O baixo teor de carbono e o trabalho a quente proporcionado pela laminação dos perfis estruturais garantem a ductilidade necessária, além de produzir uma homogeneidade muito boa em toda a extensão das peças, com pequenas variações de resistência à tração e à compressão, variações essas que, entretanto, não prejudicam as propriedades. Por outro lado, a ductilidade apresentada por esses aços, garante excelente trabalhabilidade em operações tais como corte, furação, dobramento, etc., sem que se originem fissuras ou outros defeitos.

O projeto e cálculo de estruturas requerem características de grande importância como o limite de escoamento e módulo de elasticidade, que são perfeitamente satisfatórios nos aços referidos, sobretudo considerando que sua resistência não deve ser necessariamente muito elevada. Outra característica muito importante para este tipo de material é a soldabilidade, visto que é comum a soldagem de peças estruturais. Os aços-carbono comuns podem ser soldados sem alteração da estrutura, então satisfazem plenamente àquele requisito. Do mesmo modo, muito empregado em peças estruturais, o corte por chama pouco afeta os aços em estudo, sob o ponto de vista de alterações estruturais, nas vizinhanças da zona de corte.

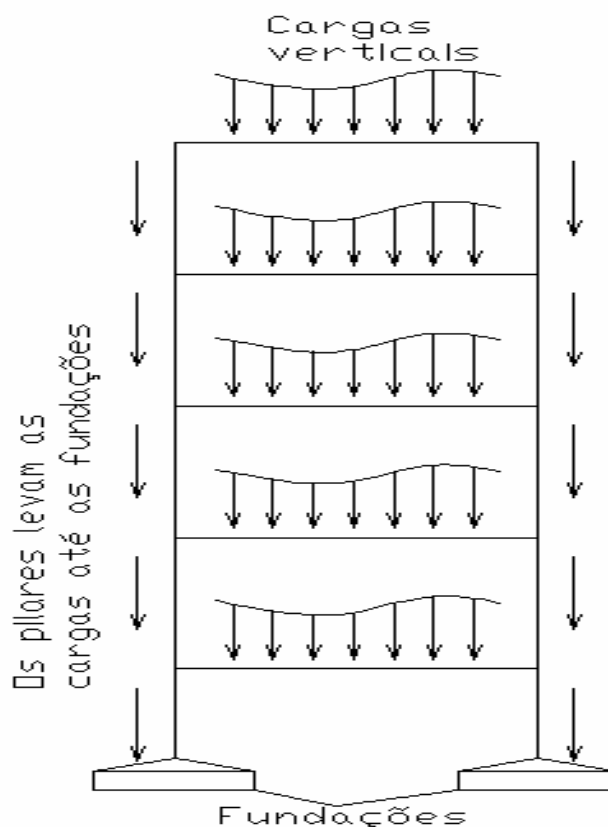
A soldabilidade de um aço pode ser estimada através da utilização de uma das expressões desenvolvidas para essa finalidade. Uma das mais conhecidas é

$$\%C_{eq} = \% \left( C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \right)$$

Dessa forma, quanto maior for o carbono equivalente, menor a soldabilidade do aço, e mais lentamente deverá ser feito o resfriamento do conjunto. As temperaturas de pré-aquecimento e interpasse e o controle do hidrogênio deverão ser maiores.

## 2.5 CONCEITO ESTRUTURAL BÁSICO

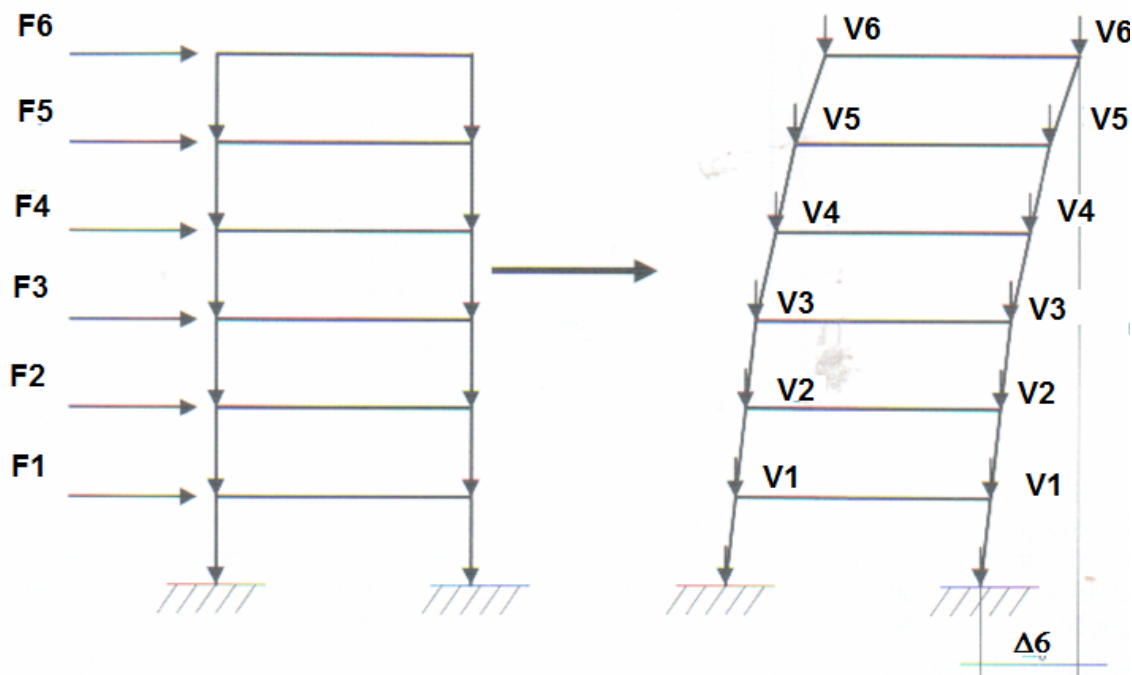
Geralmente, as estruturas de edifícios de vários andares são solicitadas por ações horizontais e verticais. Estas se dão devido à carga permanente pelo peso próprio das vigas, colunas, lajes, escadas, fachadas, caixa d'água, alvenarias, revestimentos, entre outros – e à sobrecarga – carga distribuída por metro quadrado nos andares, devido às pessoas, móveis, divisórias, e carga devido à água na caixa d'água, tubulações, etc. As ações verticais são absorvidas pelas lajes e transmitidas às vigas de aço. As vigas, por sua vez, transmitem as ações ou para outras vigas nas quais se apóiam ou diretamente para as colunas. Estas, por conseguinte, transmitem as ações verticais diretamente para as fundações, como pode-se observar na Figura 10.



**FIGURA 10 - AÇÃO DE FORÇAS VERTICAIS SOBRE ESTRUTURA DE EDIFÍCIO**

As ações horizontais são aquelas ocasionadas pelo vento sobre as faces expostas do edifício, provocando efeitos de pressão e sucção nas fachadas, dependendo da sua forma externa e resultando numa força global de arrasto na estrutura. Embora as Normas Brasileiras não considerassem os efeitos sísmicos em nosso território, eles também provocam ações horizontais nas estruturas. O critério para a combinação básica de cálculo é estabelecido pela NBR 8681 (2003) descrito no item 4.2.1.2.

A intensidade de efeito do vento, atuando isoladamente ou em conjunto com qualquer outra ação que também gere efeito horizontal, influencia terminantemente a solução estrutural a ser adotada – deve-se buscar a que resiste aos esforços horizontais de maneira mais econômica, observando-se os deslocamentos horizontais (Figura 11).



**FIGURA 11 - AÇÃO DE FORÇAS HORIZONTAIS SOBRE ESTRUTURA DE EDIFÍCIO**

Deslocamento horizontal de uma estrutura conforme o item da NBR 8800(2008) - Anexo 1 - mostra os valores máximos recomendados para deformações horizontais em edifícios de múltiplos andares sob a ação dos valores nominais da carga de vento (aqueles obtidos diretamente na NBR 6123 de 1998 - Forças Devido ao Vento em Edificações, sem os coeficientes de ponderação das cargas):

- deslocamento horizontal do edifício, relativo à base, devido a todos os efeitos:

1/400 da altura do edifício - deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos, devido à força horizontal total no andar entre os dois pisos considerados, quando fachadas e divisórias (ou suas ligações com a estrutura) não absorvem as deformações da estrutura:

1/500 da altura do andar - idem, quando absorverem:

Para a limitação da flecha em  $1/400$  da altura do andar, de modo geral, a estrutura do edifício de andares múltiplos adquire configurações típicas conhecidas em função da maneira como são resistidos os esforços horizontais:

- Estrutura com pórticos rígidos
- Estrutura contraventada
- Estrutura com paredes de cisalhamento
- Estrutura com núcleo de concreto
- Estrutura tubular.

As características e os confrontos entre essas configurações foram aqui mostradas de maneira resumida. A escolha de cada uma delas deve depender da experiência do engenheiro estrutural e também ser baseada em estudos aprofundados constante da bibliografia técnica existente sobre o assunto.

## **2.6 TIPOS DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS**

### **2.6.1 ESTRUTURA COM PÓRTICOS RÍGIDOS**

As ligações de algumas vigas com colunas projetadas como rígidas, convenientemente escolhidas, ao longo das filas e eixos da estrutura, formam um conjunto de pórticos rígidos com a mesma altura do edifício.

São rotuladas nas colunas as vigas que não fazem parte dos pórticos.

As forças horizontais exercidas no plano do piso são transferidas aos pórticos através da rigidez da laje de piso dos andares. Esse sistema tem como principal vantagem deixar livres para utilização todos os vãos entre colunas, livrando os inconvenientes dos contraventamentos ou paredes dos demais sistemas (Figura 12).

Possui como principais desvantagens: ser um sistema menos econômico quando comparado com os outros, visto que as ligações engastadas vigas-colunas são de execução mais elaborada; e possuir colunas significativamente mais pesadas porque, além da compressão, são dimensionadas também a flexão e, freqüentemente, as deformações horizontais são fator preponderante no dimensionamento, ocasionando menor aproveitamento da resistência do aço.

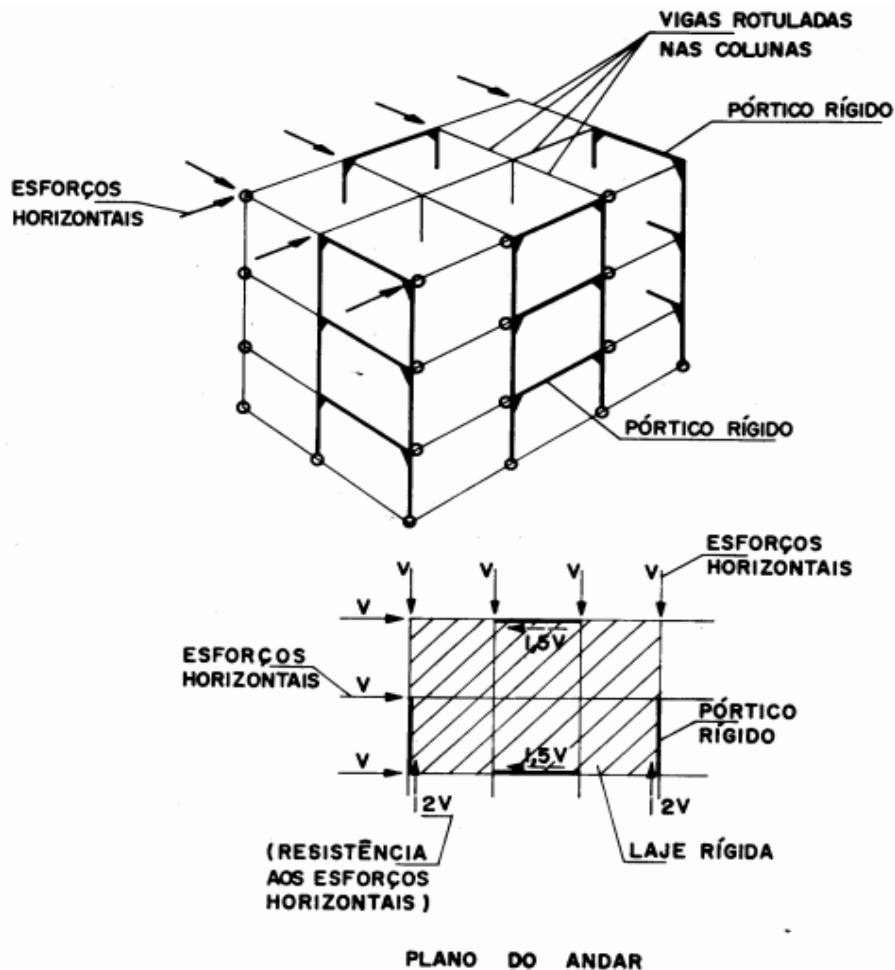
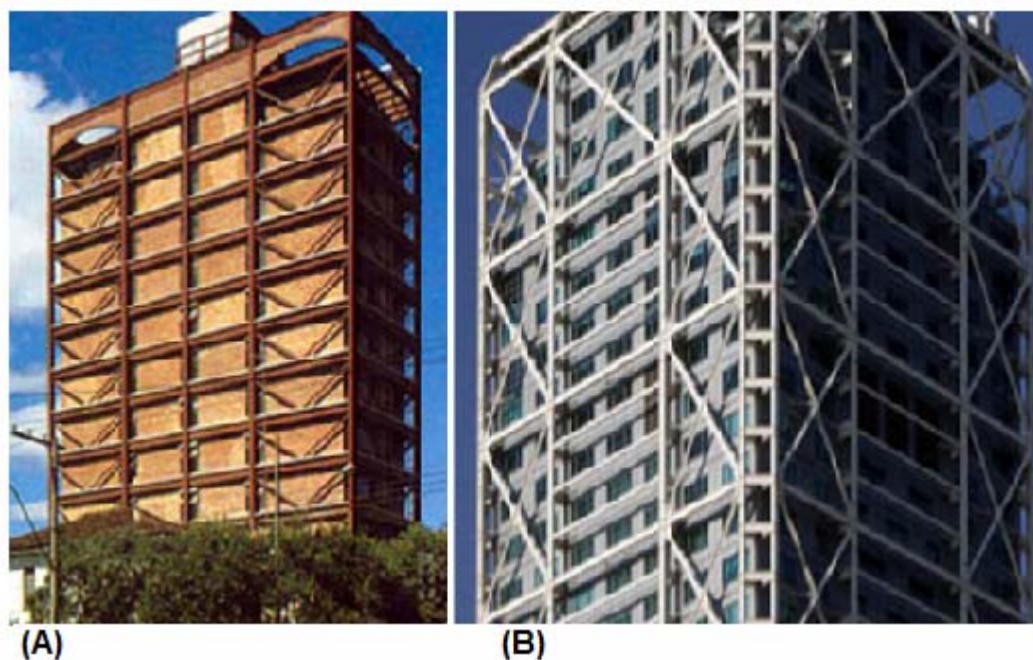


FIGURA 12 - ESTRUTURA COM PÓRTICOS RÍGIDOS (INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA/CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO, 2004)

## 2.6.2 ESTRUTURA CONTRAVENTADA

A estabilidade estrutural é obtida através de contraventamentos verticais ao invés de ligações vigas-colunas engastadas.

Os contraventamentos geralmente, em "V", "X" (ambas ilustradas na Figura 13) ou "K" são colocados ao longo de toda a altura do edifício.



**FIGURA 13 - (A) EDIFÍCIO SARAIVA MARINHO: EM SÃO PAULO, CONTRAVENTAMENTO EM "V". (B) HOTEL ARTS, BARCELONA: CONTRAVENTAMENTO METÁLICO COM TRAVAMENTO EM "X" (ARQUITEXTOS, 2004)**

A estrutura adquire rigidez horizontal através de efeitos de tração e compressão nas diagonais, além dos efeitos adicionais de tração e compressão nas colunas adjacentes aos contraventamentos.

Nesse sistema estrutural, os esforços também serão transferidos aos pórticos através da rigidez das lajes dos pisos.

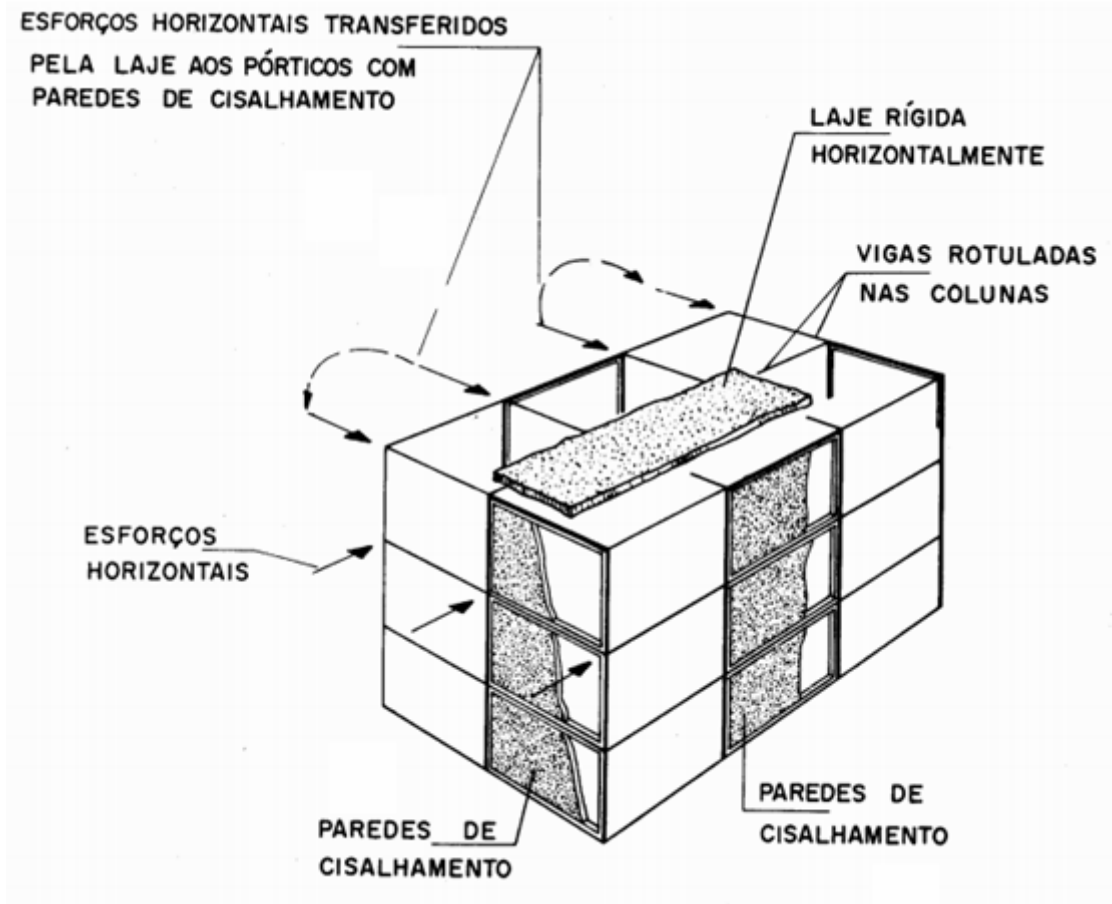
Apresenta como principal desvantagem: a interferência provocada pelos vãos contraventados internamente com a circulação dentro do edifício e externamente com a colocação de esquadrias nas fachadas.

### 2.6.3 ESTRUTURA COM PAREDES DE CISALHAMENTO

Este tipo de estrutura apresenta como as principais vantagens:

- a) resultar em um edifício mais leve, portanto mais econômico;
- b) as ligações das vigas com colunas são de execução mais fácil;
- c) as colunas são mais leves porque são dimensionadas apenas ao efeito de forças normais;
- d) alta rigidez proporcionando baixos deslocamentos horizontais.

No caso da figura 14, a rigidez horizontal da estrutura se dá através de paredes de concreto armado ou alvenaria estrutural, construídas nos vãos entre vigas e colunas, em cada andar.



**FIGURA 14 - ESTRUTURA COM PAREDES DE CISALHAMENTO EM COLUNAS (INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA/CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO, 2004)**

Como opção, pode-se substituir uma linha inteira de colunas de um edifício por uma parede armada, de tal forma que, além de promover um enrijecimento horizontal, também absorve as cargas verticais das colunas. Esse sistema resulta em uma estrutura final leve, com as vigas rotuladas nas colunas.

As suas principais desvantagens com relação às paredes de cisalhamento são: a) perda de flexibilidade de circulação interna e de recursos arquitetônicos nas fachadas, devido à presença das paredes de cisalhamento; b) necessidade destas paredes serem construídas numa rapidez compatível com a montagem da estrutura, ou a utilização de contraventamentos de montagem.

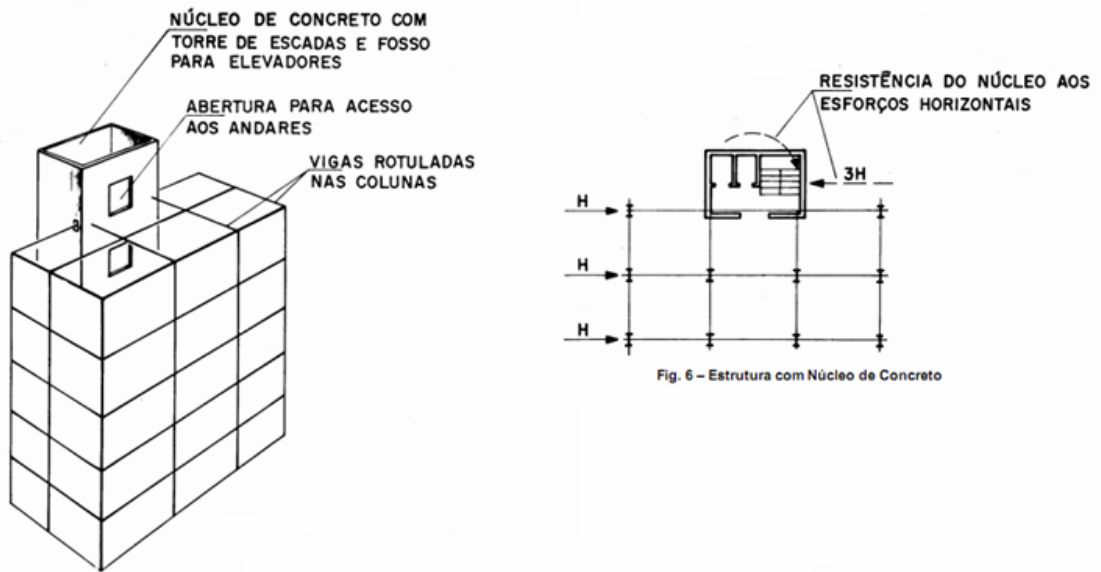
#### 2.6.4 ESTRUTURA COM NÚCLEO DE CONCRETO

Este tipo de solução lança mão de um núcleo rígido de concreto, que é utilizado para dar estabilidade horizontal à estrutura do edifício, convenientemente conciliado à circulação vertical. No interior dos núcleos, ficam localizados torres de escadas e o poço dos elevadores, estando assim isolados do corpo do edifício através das paredes laterais do núcleo, ao longo de toda altura.

Os núcleos estruturais ganham importância à medida que se aumenta ainda mais a altura da edificação. Geralmente são utilizadas as circulações verticais enclausuradas para que este elemento seja viável arquitetonicamente. Dessa maneira as caixas de escada e de elevadores são posições viáveis de concepção. Núcleos estruturais são constituídos pela união de paredes maciças de concreto (pilares-paredes) em direções diferentes, ou por pilares metálicos contraventados formando estruturas tubulares treliçadas. A Figura 6 ilustra algumas possibilidades de concepção de núcleos.

O núcleo deve absorver os esforços de torção, além dos esforços horizontais e verticais, mesmo quando se localiza fora do centro de gravidade do edifício. A conveniência dessa solução surge quando, além de necessária a presença do núcleo por questões de segurança (contra incêndio, por exemplo), a ação de resistir aos esforços horizontais não exigir espessura de parede elevada e, portanto, antieconômica.

Como desvantagem possui a possibilidade de atraso na montagem da estrutura em decorrência da velocidade de execução do núcleo de concreto.

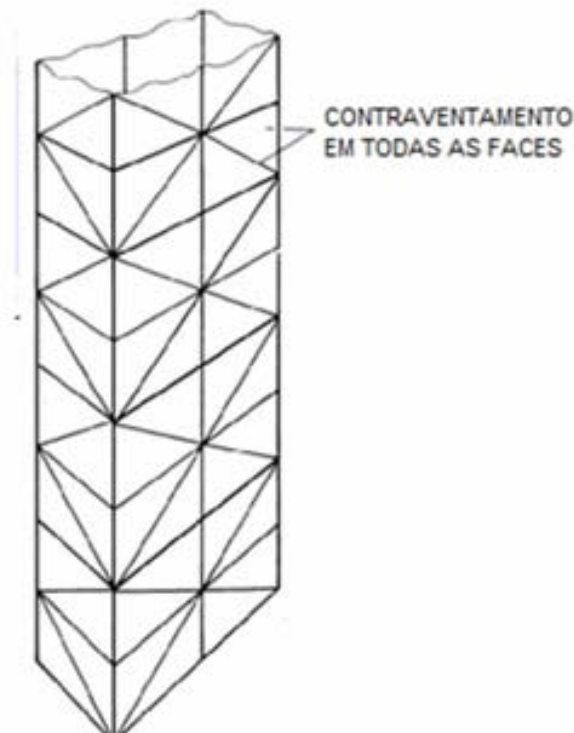


**FIGURA 15 - ESTRUTURA COM NÚCLEO DE CONCRETO (INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA/CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO, 2004)**

### 2.6.5 ESTRUTURA TUBULAR

Neste modelo de estrutura, os pórticos ou contraventamentos são posicionados nas faces externas do edifício (Figura 16), ao longo de toda altura e perímetro, resultando como forma final um grande tubo reticulado de grande resistência aos efeitos de flexão e torção. É uma tendência e o resultado recente da evolução estrutural dos edifícios de grande porte.

Em prédios ainda mais elevados somente a conexão rígida das vigas com os pilares poderá não ser suficiente para conferir a rigidez necessária à estabilidade. Surge então outro tipo de composição estrutural: os pórticos enrijecidos por contraventamentos, ou diagonais que vinculam um nó ao outro, tornando-os indeslocáveis.



**FIGURA 16 - ESTRUTURA TUBULAR (IBS/CBCA, 2004).**

Costuma-se utilizar esse recurso em estruturas de concreto armado no Brasil, inclusive fazendo estas diagonais deste material. Funcionará de maneira mais adequada se forem metálicas, podendo assim estar sujeitas tanto à compressão quanto à tração, além do que, do ponto de vista da execução, a concretagem de peças inclinadas ligando nós de barras horizontais e verticais é um trabalho que necessita de muita eficiência da equipe de construção. Nas edificações metálicas, de uma maneira geral, este é o sistema mais utilizado de contraventamento, e aí a conexão entre vigas e pilares pode ser rotulada. Algumas tipologias de contraventamento para a concepção de pórticos indesejáveis são enumeradas e apresentadas na Figura 17 (contraventamento com uma diagonal; contraventamento com duas diagonais, tipo "X"; contraventamento tipo "K" ou "V"; e contraventamento tipo "Y").

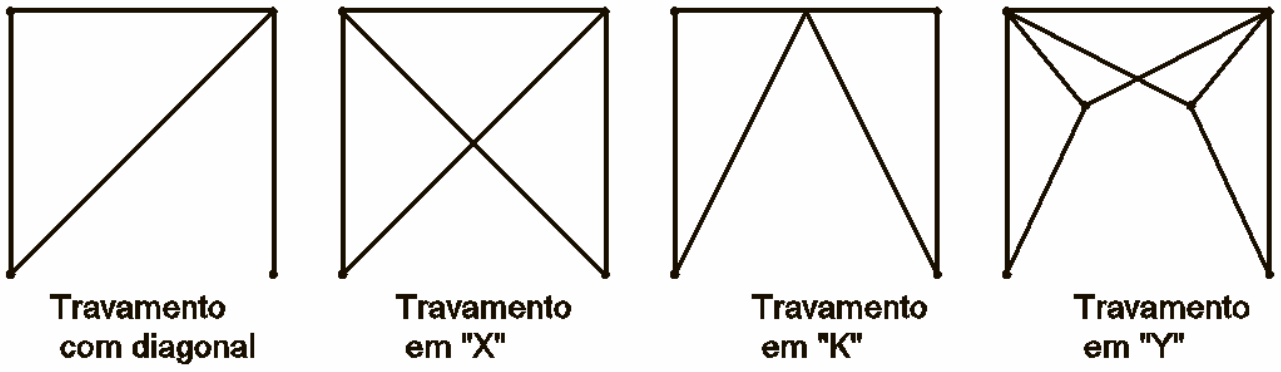


FIGURA 17 - DIFERENTES TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS

## Capítulo 3

## Descrição da obra

### 3.1 CARACTERÍSTICAS DA ALVENARIA RESISTENTE

A alvenaria resistente tem como objetivo suportar cargas além do seu próprio peso, utilizando unidades cerâmicas de vedação com finalidade estrutural.

As lajes são assentadas diretamente sobre paredes ou cintas de concreto executadas no coroamento das paredes. A maioria das lajes são maciças ou pré-moldadas, nervuradas, com blocos cerâmicos, de concreto ou outros materiais e com capeamento em concreto.

As fundações são executadas geralmente em alvenaria simples ou dobrada, continuando as paredes da construção, muitas vezes assentadas sobre vigas T invertido de concreto armado ou sobre componentes de fundação pré-moldados assentados sobre camada de concreto magro.

Em muitos casos tem sido empregada no pavimento térreo a laje pré-moldada semelhantes às dos demais pisos da edificação, ao invés da utilização de aterro compactado do caixão.

Não é raro que nestas edificações tenham sido dispensadas a utilização de cintas de concreto armado nas ligações fundação-parede de elevação ou mesmo nas ligações parede-laje em cada pavimento. Comumente observa-se a ausência de vergas e contravergas nos vãos de aberturas de portas e janelas.

A construção das paredes de elevação são confeccionadas em alvenaria singela de blocos cerâmicos ou de concreto, com espessura média de 9 cm, com juntas verticais descontínuas, assentadas com argamassa mista de cimento, cal e areia, de cimento saibro e areia ou simplesmente cimento e areia. Esta espessura das paredes é responsável, em grande parte, pela redução da já pequena capacidade de carga destes elementos resistentes devido ao fenômeno da esbeltez. Para os valores de pé-direito usualmente empregados neste tipo de

construção – 2,60 m – tem-se uma esbelteza próxima de 30 que é consideravelmente superior àquela admitida para construções em alvenaria estrutural – 20.

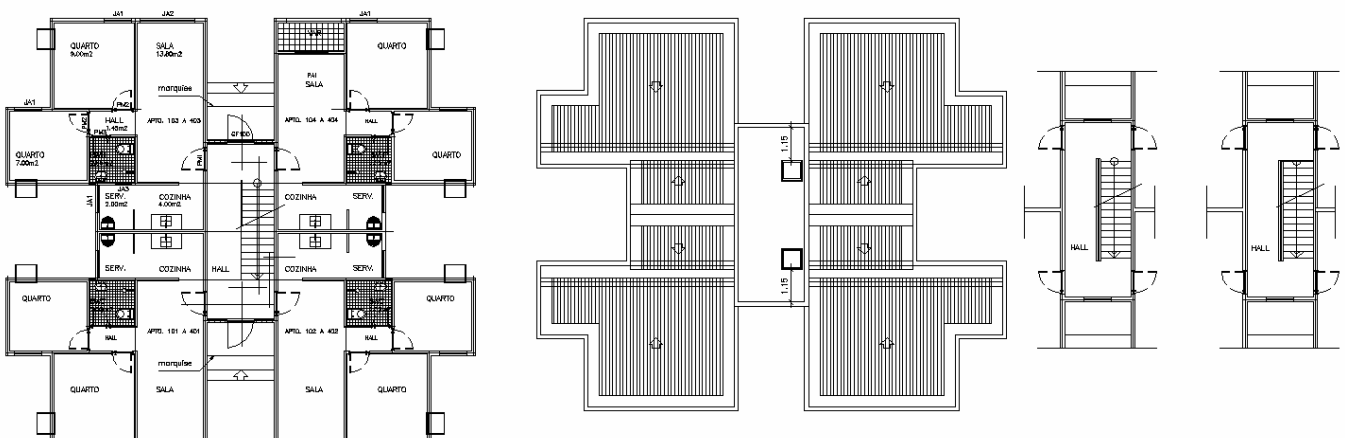
Usualmente as argamassas mistas de cimento são empregadas nos revestimentos externos e internos.

Na parte central do bloco, geralmente é posicionada a caixa de escada, estruturada em pórtico de concreto armado, servindo de sustentação para a caixa d'água. Observa-se em alguns casos escadas apoiadas diretamente sobre as paredes da edificação.

A estrutura de telhado, geralmente em madeira, assenta-se sobre as paredes através de pilaretes ou barrotes de madeira, sendo a coberta em telhas de fibrocimento ou telhas cerâmicas.

### 3.2 CARACTERÍSTICA DA OBRA

Para este trabalho, foi selecionado um conjunto de edifícios residenciais projetado para a Região Metropolitana de Recife (RMR). Cada bloco do conjunto possui dezesseis apartamentos, sendo quatro por andar (Figura 18).

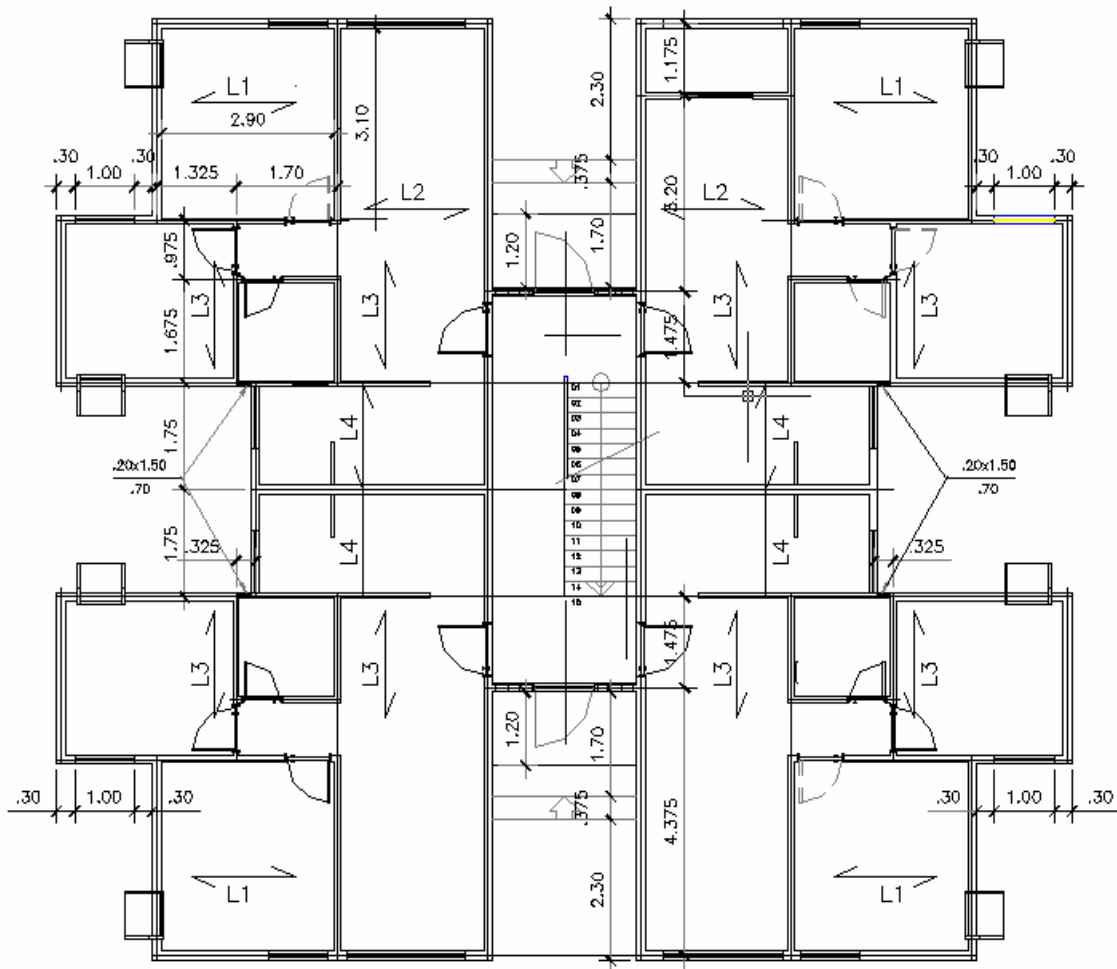


**FIGURA 18 - DESENHO ESQUEMÁTICO DOS BLOCOS DE APARTAMENTOS**

### 3.3 CARACTERÍSTICAS DOS BLOCOS DE APARTAMENTOS

#### 3.3.1 SUPER-ESTRUTURA

Trata-se de edifícios residenciais, onde cada bloco possui quatro pavimentos (tipo “caixão”), construído em alvenaria resistente. Todos possuem reservatório superior construído em concreto armado, situado sobre a caixa da escada. A planta baixa é convencional constituída de duas lâminas principais, interligadas pela caixa de escada (que possui a forma de “H” – esquematizada na Figura 19), com vãos máximos de laje de 3,08 m, pé direito de 3,12 m, para o primeiro pavimento, e de 2,72 m para os demais. A altura total da edificação é de 13,92 m. Apenas na região que compreende a circulação, escada e reservatório superior existe pilares e vigas em concreto armado. Sobre as alvenarias externas, no nível da laje, existem vigas calha (Vc) executados com pré-fabricadas preenchidas com concreto. As paredes são executadas com blocos cerâmicos com 9 cm de espessura. As alvenarias internas são apenas de vedação. A laje é pré-moldada com espaçamento entre nervuras de 25 cm.



PLANTA BAIXA BLOCO SIMPLES

**FIGURA 19 - PLANTA BAIXA EM FORMA DE "H"**

### 3.3.2 INFRAESTRUTURA

As cargas consideradas neste trabalho provenientes dos andares superiores estão distribuídas, no nível do pavimento térreo, através das paredes sobre as sapatas corridas de concreto armado que se apoiam diretamente no terreno, sobre uma camada de 20 cm de solo-cimento.

## Capítulo 4

## Solução Proposta

Este capítulo apresenta a alternativa para o reforço de edificações tipo caixão com a utilização de perfis metálicos. Abaixo estão descritos desde as ações que devem ser consideradas bem como os materiais ideais que devem ser empregados em tais casos.

### 4.1 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

#### 4.1.1 AÇÕES VERTICAIS

A norma NBR 6120 (1980) fornece as cargas a serem consideradas na estrutura.

##### 4.1.1.1 Cargas Permanentes

Os pesos próprios dos elementos (cintas, vigas, pilares, nervuras, caixa d'água e paredes) foram calculados em função do peso específico dos seus respectivos materiais e das dimensões das seções transversais dos diversos elementos. O peso específico para o concreto armado adotado foi de 25 kN/m<sup>3</sup> e um peso específico de 13 kN/m<sup>3</sup> para a alvenaria de tijolos cerâmicos.

A espessura da parede do edifício foi considerada com 14 cm (espessura do bloco + revestimento).

Para incorporar o revestimento à carga da parede, foi utilizado um peso específico de alvenaria equivalente ( $\gamma_{alv}$ ), obtido da forma abaixo discriminada. Nas paredes revestidas tem-se o seguinte peso por metro quadrado:

onde:

- $e = \text{espessura da parede (bloco + revestimento)}$ ;

$$p_p = 15 \text{ kN/m}^2 + 0,7 \text{ kN/m}^2 = 15,7 \text{ kN/m}^2$$

Obteve-se o peso da parede revestida, com espessura de 14 cm, da seguinte forma:

$$p_{pw} = 15,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,14 \text{ m} = 2,198 \text{ kN/m}$$

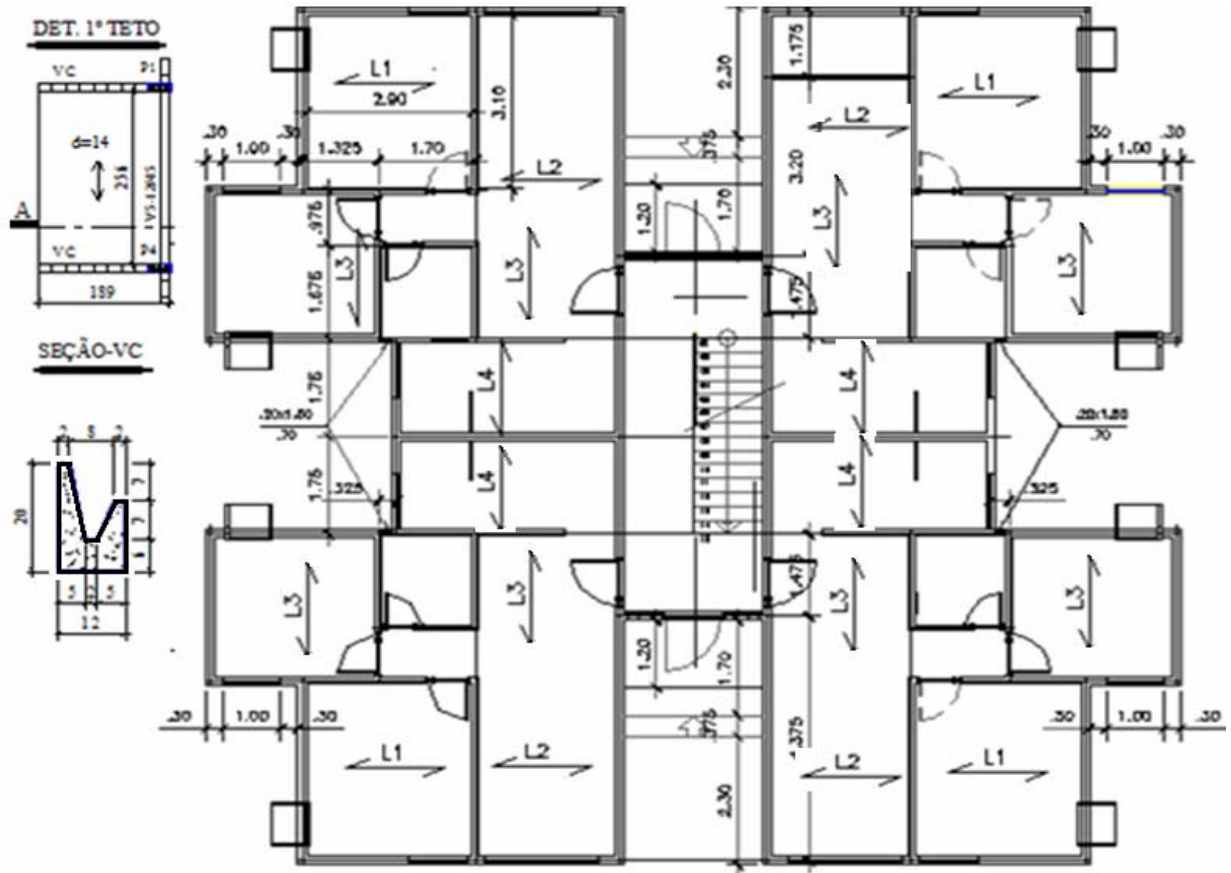
Obteve-se o peso da laje revestida, com espessura de 15 cm, da seguinte forma:

$$p_{pl} = 15 \text{ kN/m}^2 + 0,7 \text{ kN/m}^2 = 15,7 \text{ kN/m}^2$$

Para o dimensionamento das vigas metálicas VM4, VM5, VM10a, VM11, VM12a e VM12b, que além das ações, provenientes das cargas permanente e sobrecargas das lajes considerados para as demais vigas, estas ainda recebam uma carga adicional relativa à 50% do peso próprio das paredes. Haja vista, as paredes estruturais continuarem a receber cargas, transferindo-as à nova estrutura apenas na hipótese de ruptura das mesmas. O que não se daria de forma brusca e generalizada. Possibilitando assim toda e quaisquer intervenções programadas e sem os riscos do colapso brusco, característicos deste tipo de edificação.

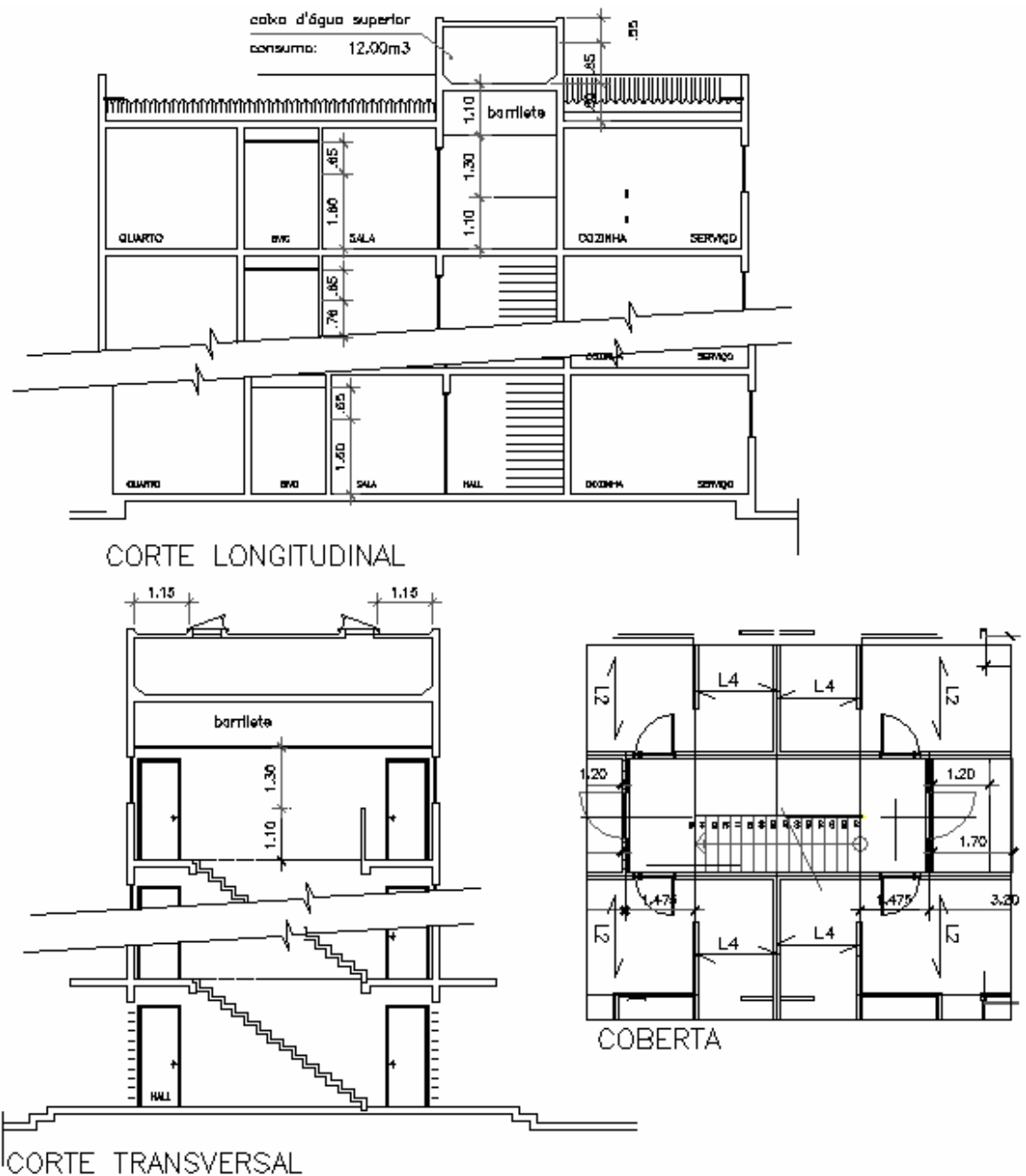
Mesmo não sendo levadas em consideração as paredes como estruturas, elas continuam recebendo as cargas, pois a nova estrutura só passará a receber as cargas no caso de falência das alvenarias.

As nervuras das lajes pré-moldadas, orientadas segundo as menores direções, definem as posições das vigas metálicas bem como seus carregamentos (Figuras 20 e 21).



PLANTA BAIXA BLOCO SIMPLES

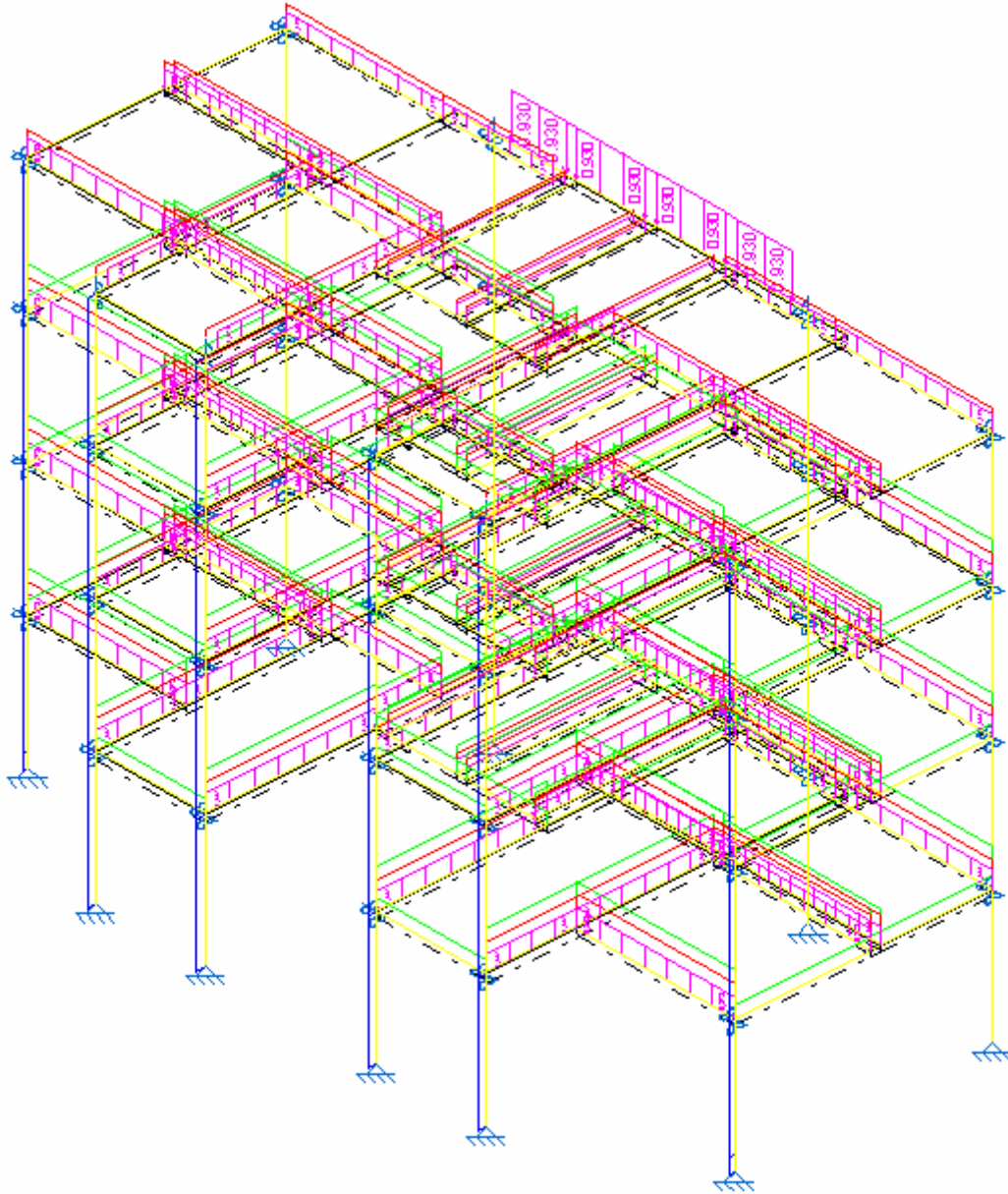
FIGURA 20 - ORIENTAÇÃO DAS NERVURAS DAS LAJES PRÉ-MOLDADAS



**FIGURA 21 - ORIENTAÇÃO DAS NERVURAS DAS LAJES PRÉ-MOLDADAS**

Ao definir o modelo estrutural edifício, representado por elementos de barra, a partir do projeto arquitetônico, e determinar as ações atuantes nele, uma análise foi realizada através do programa comercial Metálica 3D. No que consiste em informar ao programa os mais diversos tipos de carregamentos atuantes, definidos pela sua natureza, o qual gera automaticamente as combinações de

carregamento, tendo como principal saída para este caso o status (atende ou não atende quaisquer das verificações de segurança) de cada barra. Neste Programa ainda possível a visualização dessas ações (individual por natureza ou geral) através do pórtico tridimensional representado na Figura 22.



**FIGURA 22 - REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DAS AÇÕES DE CARREGAMENTO NA ESTRUTURA. SAÍDA DE RESULTADOS GERADOS PELO PROGRAMA**

#### 4.1.1.2 Cargas Acidentais

Para as cargas acidentais consideradas na composição dos carregamentos do edifício modelado foram as seguintes sobrecargas definidas pela Norma NBR-6120 (ABNT, versão corrigida 2000) :

- |   |                         |
|---|-------------------------|
| ▪ quartos, salas, cozinhas e banheiros        | 1,5 kN/m <sup>2</sup> ; |
| ▪ área de serviço                             | 2,0 kN/m <sup>2</sup> ; |
| ▪ escadas e <i>hall</i> sem acesso ao público | 2,5 kN/m <sup>2</sup> ; |
| ▪ lajes de cobertura mais telhado             | 1,0 kN/m <sup>2</sup> . |

No reservatório superior, foi considerado o empuxo da água agindo nas paredes e laje de fundo e sobrecarga de 1,0 kN/m<sup>2</sup> sobre a laje de tampa.

#### 4.1.2 AÇÕES HORIZONTAIS

##### 4.1.2.1 Cargas Horizontais

Como ainda não existe uma norma para o cálculo de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos vazados, foi considerada a Norma NBR - 10837 equivalente para blocos em concreto (ABNT, 1989). De acordo com essa norma, se o prédio possuir paredes enrijecedoras e tiver menos de cinco pavimentos, a ação do vento pode ser desprezada. Logo, na obra estudada, pelo fato de ela possuir as características mencionadas anteriormente, o efeito do vento foi desconsiderado.

#### 4.1.3 CASOS DE CARREGAMENTOS CONSIDERADOS

Para a determinação dos carregamentos nas vigas foi levado em consideração:

$$Q = \text{comp.nervura} \times (Pp + Sc + Rev/2)$$

Onde,  $Q$  = carga na viga por unidade de comprimento;

$Pp$  = Peso próprio da laje;

$Sc$  = Sobrecarga;

$Rev$  = Revestimento.

## 4.2 PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS EMPREGADOS

### 4.2.1 ESCOLHA DO AÇO

Para este trabalho, o aço utilizado será o ASTM-572 Grau 50. Tanto para edifícios de andares múltiplos, quanto para construções em aço em geral, a escolha do aço é feita em função de aspectos ligados ao ambiente em que as estruturas se localizam e da previsão do comportamento estrutural. Fatores ambientais que podem exigir aços de alta resistência à corrosão são o meio industrial com atmosfera agressiva à estrutura, proximidade de orla marítima ou a falta de manutenção eficiente ao longo do tempo de suas partes, devido à geometria e aos esforços solicitantes.

Os conhecimentos no Brasil recomendam que a corrosão severa de estacas metálicas cravadas no solo é um fato incomum. A Figura 23 mostra uma das estacas que serviu de fundação, por mais de 20 anos, da ponte da Rua Wandenkolk, sobre o Rio Tamandateí (São Paulo). Retiradas quando da retificação e alargamento do rio. A seta indica o ponto de separação entre o trecho enterrado e o imerso no concreto do encontro da ponte, tudo em perfeito estado de conservação, justificando, portanto, a escolha do ASTM-572 Grau 50, para o trabalho proposto.



**FIGURA 23 – CORROSÃO EM ESTACA METÁLICA DA PONTE DA RUA WANDENKOL SOBRE RIO TAMANDUATEÍ, SÃO PAULO - SP (PERFIS ESTRUTURAIS DA AÇO MINAS)**

No Brasil, os aços estruturais utilizados são fabricados segundo normas estrangeiras (especialmente a ASTM – American Society for Testing and Materials e DIN – Deutsche Industrie Normen) ou fornecidos de acordo com a denominação dos próprios fabricantes.

Para uso em geral, os aços de média resistência são:

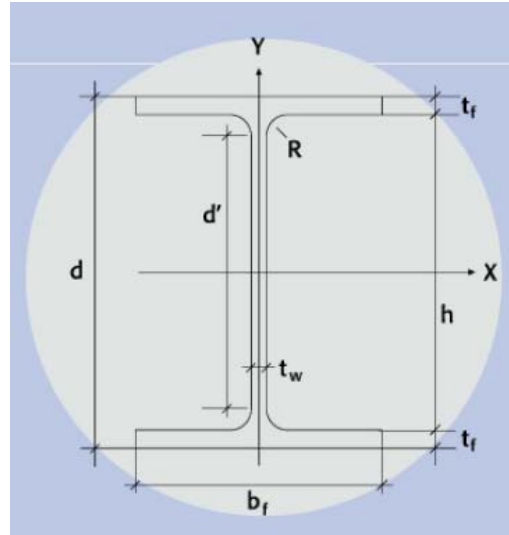
- perfis, chapas e barras redondas acima de 50 mm: ASTM A- 36
- perfis: ASTM A-572 Grau 50

### **4.3 PERFIS UTILIZADOS**

Generalizando, pode-se dizer que os perfis de aço empregados em edificações de andares múltiplos, são os mesmos utilizados na construção de galpões e outras estruturas.

Perfis utilizados para as colunas: Nos edifícios de andares múltiplos as colunas são dimensionadas fundamentalmente à compressão. Então, são utilizados perfis que possuam inércia significativa também em relação ao eixo de

menor inércia, como é o caso dos perfis “H” que têm largura da mesa, igual ou próxima à altura da seção. A seguir são apresentados perfis utilizados como colunas (Figura 24).



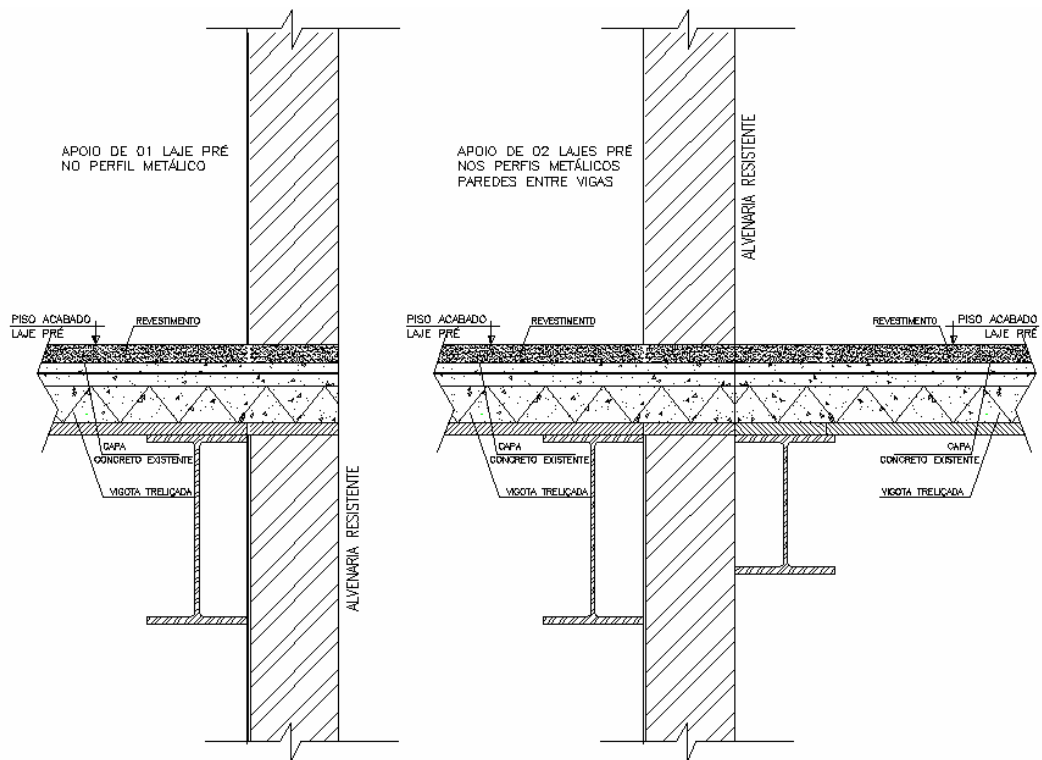
**FIGURA 24 - PERFIS GERDAU EM "H" UTILIZADOS COMO COLUNAS (AÇO MINAS GERAIS S.A)**

#### 4.3.1 PERFIS PARA VIGAS

Os perfis utilizados nas vigas dos edifícios perfis “I”, preferencialmente, é feita considerando que eles terão a mesa superior simplesmente apoiada pelas lajes, trabalhando, portanto, como vigas isoladas cujas verificações de estabilidade foram verificadas pelo programa conforme descrito anteriormente neste capítulo, atendendo às solicitações devido ao fenômeno de flambagem lateral com torção. Esta foi a solução adotada no projeto desenvolvido neste trabalho.

### 4.3.2 LAJE PRÉ-MOLDADA

Nesse caso os painéis pré-moldados de laje receberão perfis metálicos, colocado diretamente sob sua face inferior (Figura 25), sem a necessidade de escoramentos, sendo apenas posicionada em seu local definitivo e com o auxílio de macaco hidráulico aplica-se uma pré-carga equivalente a aproximadamente 30% da reação da laje sobre as paredes, com o propósito de bem ajustá-las para o procedimento de soldagem aos pilares metálicos, com a vantagem da liberação imediata da área para outros serviços.



**FIGURA 25 - LAJE PRÉ-MOLDADA**

### 4.3.3 PAREDES

Normalmente de alvenaria, as paredes dos edifícios são construídas com blocos vazados ou com bloco de concreto leve.

De acordo com a finalidade do edifício, as paredes internas podem ser substituídas por paredes divisórias desmontáveis, conferindo flexibilidade ao layout do andar.

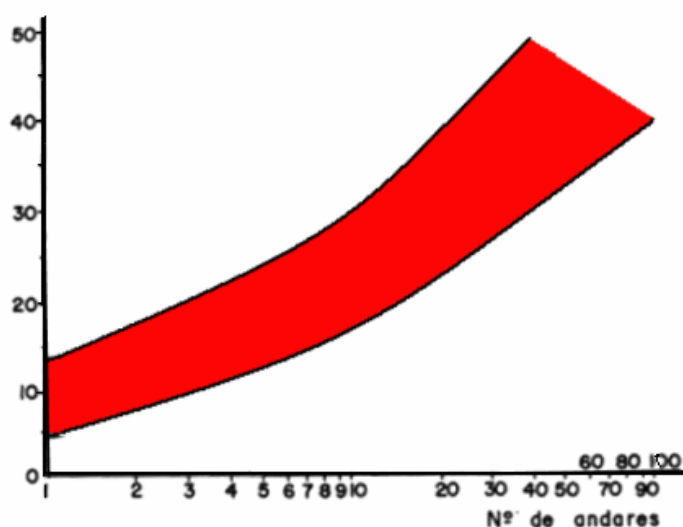
Normalmente, as paredes externas resultam da combinação de vários materiais para se obter o efeito arquitetônico almejado.

#### **4.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE O PESO DA ESTRUTURA**

Visando a comparação entre os custos das diversas soluções estruturais adotadas, os consumos de aço são apresentados em função do m<sup>2</sup> da área de piso ou do m<sup>3</sup> do volume.

O consumo está na dependência de inúmeros fatores tais como o número de andares, espaçamentos das colunas em ambas direções, pé direito dos andares, carregamentos impostos, rigidez do edifício fornecida por pórticos ou contraventamentos, resistência do aço utilizado, tipo de laje empregada, entre outros.

O Gráfico 1 apresenta de maneira aproximada uma faixa de consumo em função do número de andares.



**GRÁFICO 1 - CONSUMO TOTAL DE AÇO (KG/M<sup>2</sup>)**

A curva inferior é válida para edifícios com pequenos vãos sujeitos a cargas usuais e a superior corresponde a edifícios com grandes vãos e sujeitos a cargas maiores que as usuais.

Nos limites dessa faixa estão, de um lado, a ocorrência das estruturas mais econômicas e do outro, das estruturas mais pesadas.

Atualmente, edifícios de grandes alturas são construídos consumindo aço da ordem de 70kg/m<sup>2</sup>, em contraposição edifícios da década de 60, quando esse número era maior que 100 kg/m<sup>2</sup>.

Conforme os projetos executados no Brasil, os edifícios baixos de até quatro andares, apresentam o consumo variando de 30 a 40 kg/m<sup>2</sup>.

#### **4.5 POSICIONAMENTOS DO AÇO**

A solução consiste na confecção de uma “armação” feita por perfis metálicos para o edifício de alvenaria resistente. Os pilares metálicos serão

colocados por fora da construção nos dois lados em posições simétricas, nascendo em sapatas isoladas prosseguindo até o topo da edificação. Então, faz-se a ligação de ambos (Figura 26) através de vigas metálicas que atravessam as paredes (Figura 27) e dão apoio às lajes segundo a orientação das nervuras que as originam. As uniões das vigas metálicas aos pilares se dão por soldagem simples.

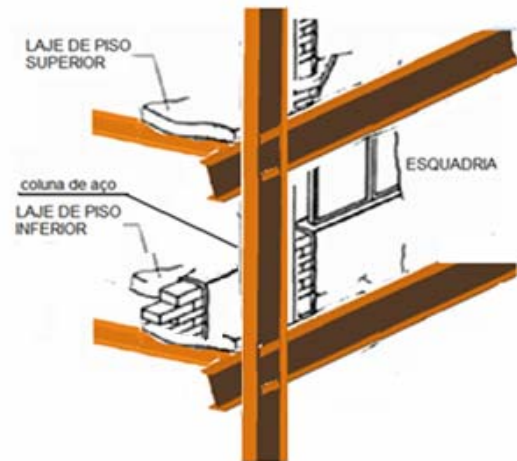


FIGURA 26 - TRAMA DO VIGAMENTO EMPREGADO

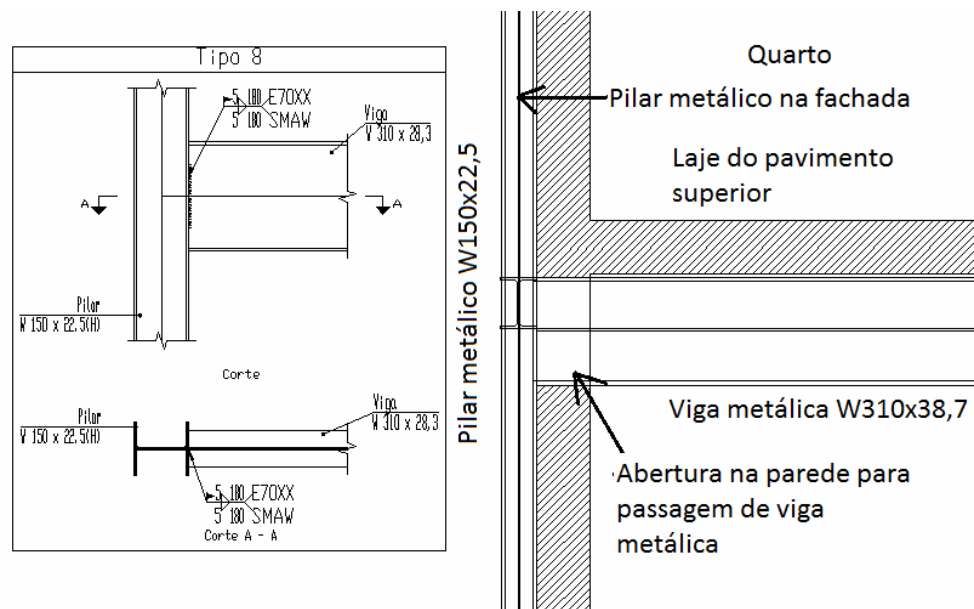


FIGURA 27 - FURO NA ALVENARIA PARA PASSAGEM DA VIGA

#### **4.6 EQUIPAMENTOS REQUERIDOS**

Os materiais mecânicos necessários para a implementação do sistema são:

1. Macacos a óleo convencionais (10 unid/prédio)
2. Guindastes ou munques
3. Equipamentos de solda

#### **4.7 IMPLANTAÇÕES COM TRANSFERÊNCIA DE CARGAS MACAQUEAMENTO**

Antes do processo de soldagem, as vigas metálicas serão macaqueadas com uma carga correspondente a 70% da carga permanente, apenas para assegurar o posicionamento definitivo das vigas.

Este valor é da ordem de 50% da carga total máxima sobre a laje, ao se adicionar a sobrecarga. As paredes continuarão a transmitir as suas cargas às fundações. Pode-se verificar que, desta maneira e de imediato, a estrutura de aço próximo das paredes mais carregadas passa a receber cerca de 40% da carga total, enquanto que as alvenarias continuarão resistindo a cerca de 60% de todo o peso da estrutura.

Claramente, as fundações existentes passarão suportar 60% dos valores anteriores, o que corresponderá aproximadamente à tensão admissível das paredes mais carregadas. As paredes menos carregadas, ou seja, aquelas que suportam apenas o peso próprio, receberão, no máximo, cerca de 20 kgN/m, o que corresponde à tensão 0,22 Mpa na área.

## 4.8 SOLDAGEM

A resistência mínima à tração dos metais de soldas mencionados na tabela 3 conforme as normas ou especificações das soldas citadas nesta tabela é fornecida na Tabela 5.

**TABELA 4 - RESISTÊNCIA A TRAÇÃO DO METAL DA SOLDA (DE ACORDO COM A NBR 8800:2008)**

<b>Metal da solda</b>	<b><math>f_w</math> (MPa)</b>
Todos os eletrodos com classe de resistência 6 ou 60	415
Todos os eletrodos com classe de resistência 7 ou 70	485
Todos os eletrodos com classe de resistência 8 ou 80	550

**TABELA 5 - TAMANHO MÍNIMO DA PERNA DE UMA SOLDA DE FILETE (DE ACORDO COM A NBR 8800:2008)**

<b>Menor espessura do metal na junta (mm)</b>	<b>Tamanho mínimo da perna da solda de filete, <math>d_w^a</math> (mm)</b>
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Abaixo de 6,35 e até 12,5	5
Acima de 12,5 e até 19	6

Executadas somente com um passe

As fixações das vigas metálicas deverão ser precedidas de macaqueamento e posterior soldagem em cada nível, e será efetuado a partir da cobertura e, seqüencialmente, até o térreo. Para evitar a flambagem dos pilares, estes deverão estar contraventados em todos os níveis situados abaixo daquele em que se estiver trabalhando.

Este contraventamento poderá ser efetuado apenas ponteando vigas que farão parte da estrutura metálica definitiva, aos pares de pilares.

Após o macaqueamento, movimentando pequenos valores de carga, as vigas são solidarizadas a outras e aos pilares. O processo de soldagem deverá ser controlado, rigorosamente.

## Capítulo 5                      Análises, Discussões e Orçamento

### 5.1 MODELAGEM E CÁLCULO DA ESTRUTURA METÁLICA

O cálculo estrutural foi elaborado através do programa Viga Mix, o qual com base na NBR8800 (2008) realiza uma análise, cálculo dos esforços e deslocamentos produzidos pelo carregamento atuante, dimensiona vigas de edifícios de acordo como método dos estados limites.

Para a determinação das cargas atuantes nas vigas, toma-se a como referência planta do pavimento tipo de um bloco de apartamentos representado na figura 28, o qual tem no hall da escada seu eixo de simetria. Sendo, portanto, o resultado válido para o outro bloco de apartamentos.

A partir dos comprimentos das nervuras, se determina as reações das lajes nas vigas pela expressão:

$$R1 = R2 = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{sc \cdot l}{2}$$

*R= reações das lajes nas vigas*

*q= peso próprio + revestimento*

*sc= sobrecarga*

*l= comp da nervura*

A trama do vigeamento fica, portanto, definido pelas vigas que ora se apóiam em pilares, ora se apóiam em vigas principais, originando cargas concentradas. Para determinação das cargas concentradas, procede-se primeiramente o cálculo das vigas de cargas distribuídas e tomando suas reações

como cargas concentradas, quando estas se apoiarem em vigas principais. Desta forma prossegue-se até a determinação de todas as cargas.

Encontrados desta forma os carregamentos, efetuou-se o cálculo através do programa computacional *VIGAMIX*, cujos resultados encontram-se a seguir.

Estes dados de carregamento também serviram de entrada para o programa *Metálica 3D* que ratificam os resultados encontrados.

As páginas que seguem apresentam a discretização do modelo estrutural, com o status de verificação de cada viga, conforme indicada na planta baixa do pavimento tipo, figura 28, cujos resultados valem para o outro bloco que é espelho deste e para os demais pisos.

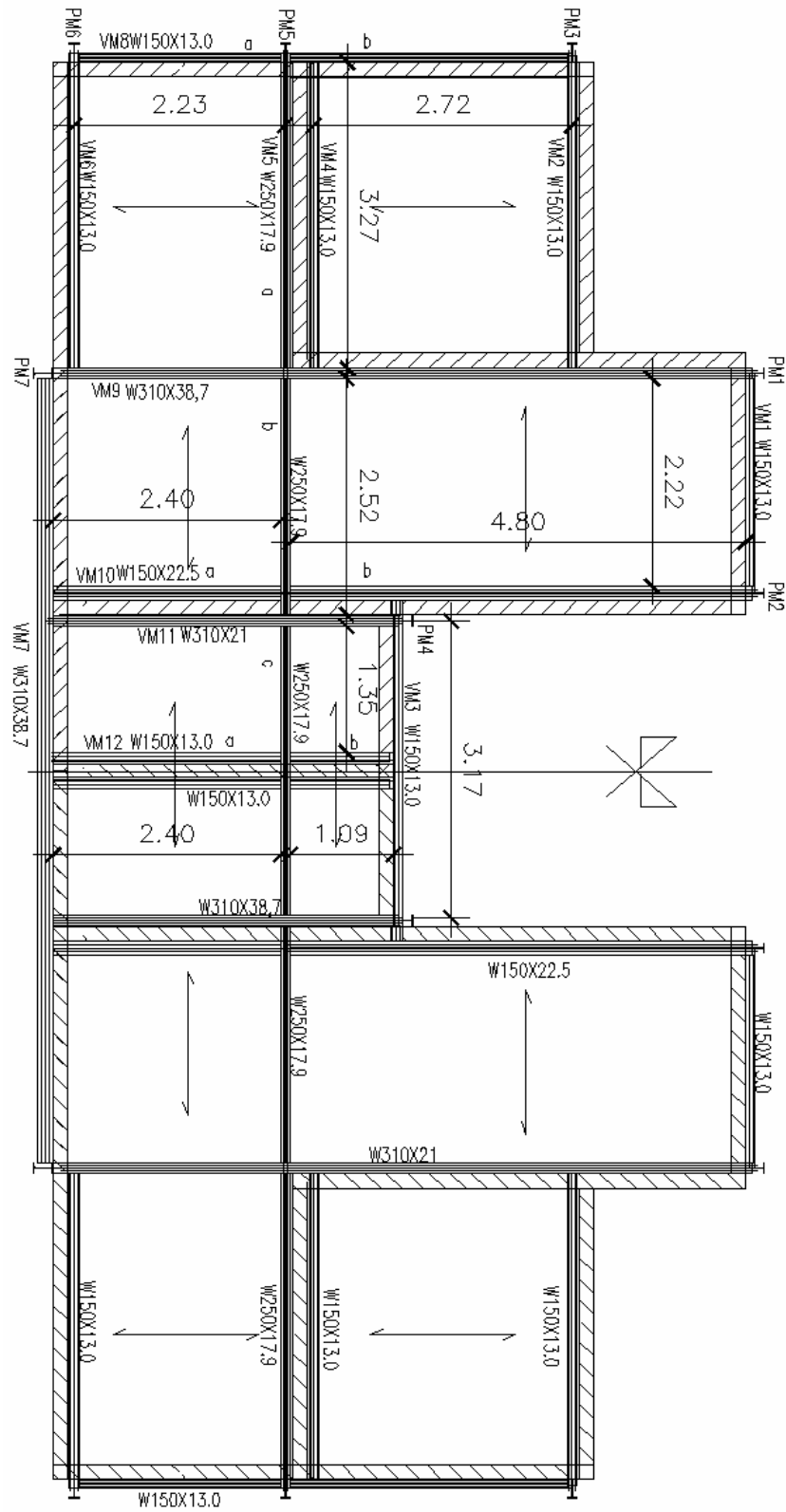
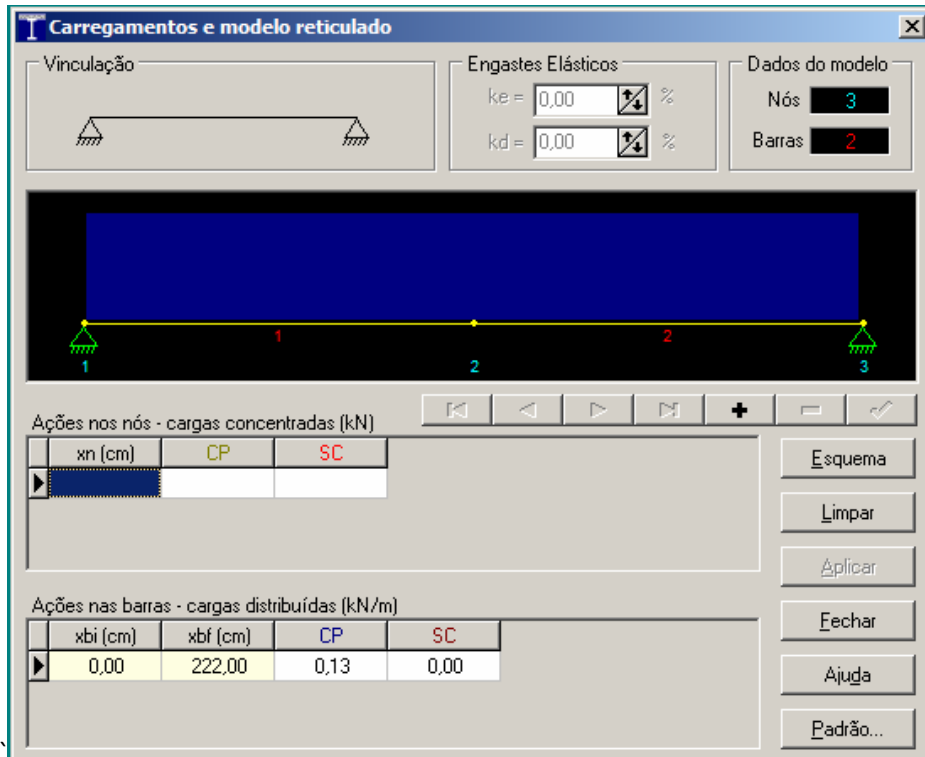


FIGURA 28 - PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO

## 5.1.1 CÁLCULO DA ESTRUTURA UTILIZANDO O PROGRAMA VIGAMIX

### 5.1.1.1 Modelagem- Viga VM1-W150X13,0



#### I. DADOS DE ENTRADA

##### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 222,00 cm      Comprimento sem contenção lateral = 222,00 cm

##### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50       $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$        $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 150x13,0

Tipo: Laminado

$d = 148,0 \text{ mm}$        $b_{fs} = 100,0 \text{ mm}$        $b_{fi} = 100,0 \text{ mm}$        $r = 10,0 \text{ mm}$

$tw = 4,3 \text{ mm}$        $t_{fs} = 4,9 \text{ mm}$        $t_{fi} = 4,9 \text{ mm}$

**c). Carregamentos**

CP - Carga permanente      SC - Carga acidental

<b>Cargas distribuídas</b>			
$X_{Bi}$ (cm)	$X_{Bf}$ (cm)	CP(kN/m)	SC(kN/m)
0,00	222,00	0,13	0,00

**d). Vinculações**

Vínculo esquerdo: apoio      Vínculo direito: apoio

**II. MODELAGEM PARA ANÁLISE**

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	X(cm)	Y(cm)	JR1	JR2	JR3
1	0,00	0,00	1	1	0
2	111,00	0,00	0	0	0
3	222,00	0,00	1	1	0

<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	L(cm)
1	1	2	16,60	634,97	111,00
2	2	3	16,60	634,97	111,00

<b>c). Cargas aplicadas nas barras</b>		
Barra	CP(kN/m)	SC(kN/m)
1	0,13	0,00
2	0,13	0,00

**III. DESLOCAMENTOS**

<b>a). Deslocamentos devido a CP</b>				
Nó	X(cm)	$dx$ (cm)	$dy$ (cm)	$rz$ (rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000046
2	111,00	0,000000	0,003318	0,000000
3	222,00	0,000000	0,000000	-0,000046

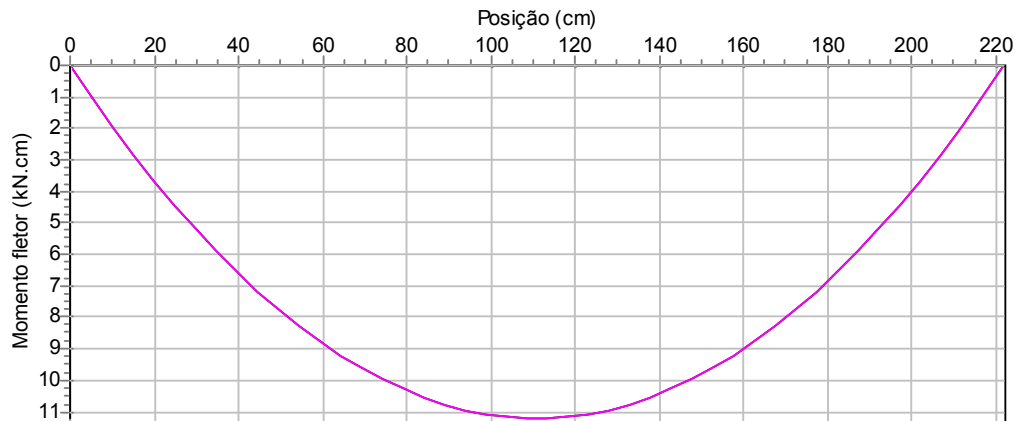
<b>b). Deslocamentos devido a SC</b>				
Nó	X(cm)	$dx$ (cm)	$dy$ (cm)	$rz$ (rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000000
2	111,00	0,000000	0,000000	0,000000

3	222,00	0,000000	0,000000	0,000000
<b>c). Deslocamentos máximos combinados</b>				
Combinação	X(cm)	Flecha(cm)		
CP	108,53	0,00332		
SC	0,00	0,00000		
CP+SC	108,53	0,00332		
<b>d). Frequência Natural de Vibração</b>				
$f = 97,887 \text{ Hz}$				

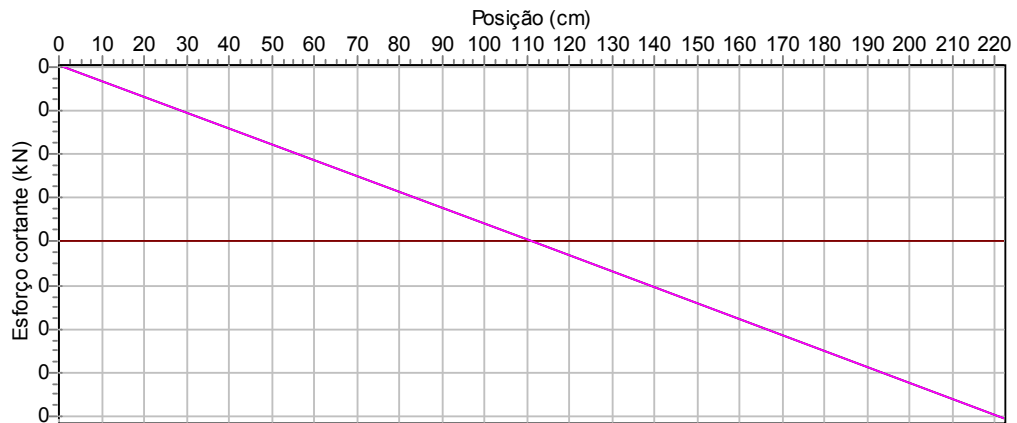
#### IV. ESFORÇOS

<b>a). Esforços devido a CP</b>						
Barra	Nó inicial			Nó final		
	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	$M_z(\text{kN.cm})$	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	
$M_z(\text{kN.cm})$						
1	0,000	-0,144	0,000	0,000	0,000	-8,009
2	0,000	0,000	8,009	0,000	-0,144	0,000
<b>b). Esforços devido a SC</b>						
Barra	Nó inicial			Nó final		
	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	$M_z(\text{kN.cm})$	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	
$M_z(\text{kN.cm})$						
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
<b>c). Esforços máximos combinados</b>						
Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		Esforço Cortante	
	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	
V(kN)						
CP 0,20	111	11,21	222	0,00	0	
SC 0,00	111-222	0,00	222	0,00	0	
CP+SC 0,20	111	11,21	222	0,00	0	

#### d). Diagrama de momentos fletores



#### e). Diagrama de esforços cortantes



### V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

#### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

##### Momento Fletor Positivo

$x (M_{max}) = 111 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)

$M_d = 11,21 \text{ kN.cm}$

$0,90 M_n = 1816,67 \text{ kN.cm}$

$S_d / R_d = 0,01$  **OK !**

##### Esforço Cortante

$x (V_{max}) = 0 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $V_d = 0,20 \text{ kN}$

$$0,90 V_n = 85,91 \text{ kN} \quad S_d / R_d = 0,00 \quad \text{OK!}$$

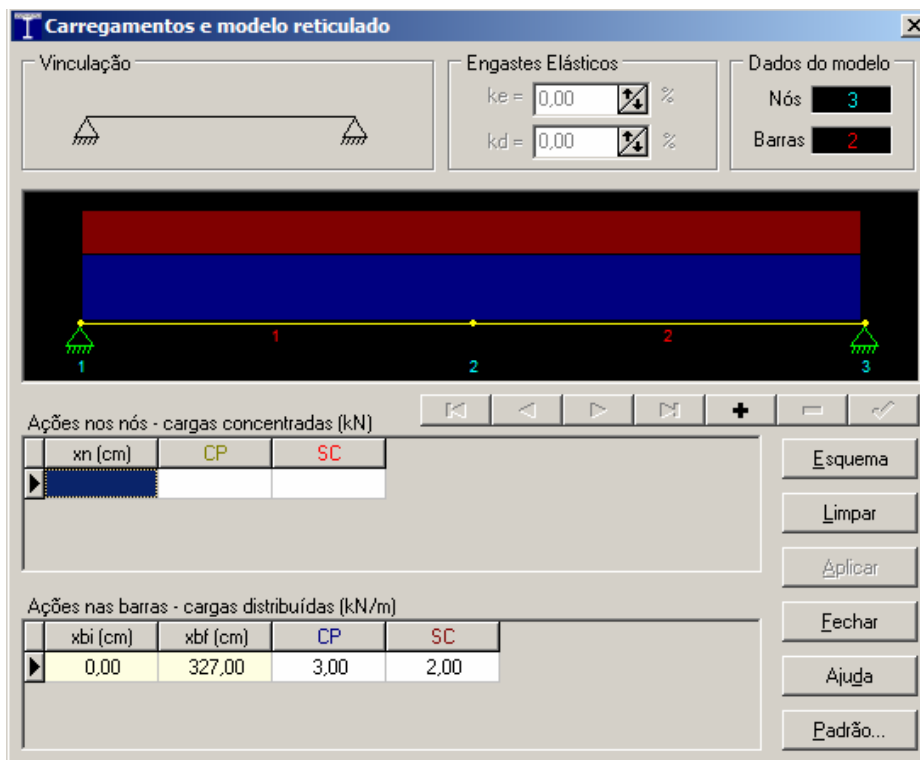
## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

$$\text{Peso do perfil: } 222,00 \text{ cm} \times 13,03 \text{ kg/m} = \mathbf{28,93 \text{ kg}}$$

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.2 Modelagem - Viga VM2-W150x13,0



## I. DADOS DE ENTRADA

### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 327,00 cm      Comprimento sem contenção lateral = 327,00 cm

### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50       $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$        $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$$

Designação: W 150x13,0

Tipo: Laminado

 $d = 148,0 \text{ mm}$      $bfs = 100,0 \text{ mm}$      $bfi = 100,0 \text{ mm}$      $r = 10,0 \text{ mm}$ 
 $tw = 4,3 \text{ mm}$      $tfs = 4,9 \text{ mm}$      $tfi = 4,9 \text{ mm}$ 
**c). Carregamentos**

CP - Carga permanente

SC - Carga accidental

<b>Cargas distribuídas</b>			
$XBi(\text{cm})$	$XBf(\text{cm})$	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
0,00	327,00	3,00	2,00

**d). Vinculações**

Vínculo esquerdo: apoio

Vínculo direito: apoio

**II. MODELAGEM PARA ANÁLISE**

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	$X(\text{cm})$	$Y(\text{cm})$	$JR1$	$JR2$	$JR3$
1	0,00	0,00	1	1	0
2	163,50	0,00	0	0	0
3	327,00	0,00	1	1	0

<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	$Ag(\text{cm}^2)$	$Iz(\text{cm}^4)$	$L(\text{cm})$
1	1	2	16,60	634,97	163,50
2	2	3	16,60	634,97	163,50

<b>c). Cargas aplicadas nas barras</b>		
Barra	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
1	3,00	2,00
2	3,00	2,00

**III. DESLOCAMENTOS**

<b>a). Deslocamentos devido a CP</b>				
Nó	$X(\text{cm})$	$dx(\text{cm})$	$dy(\text{cm})$	$rz(\text{rad})$
1	0,00	0,000000	0,000000	0,003358

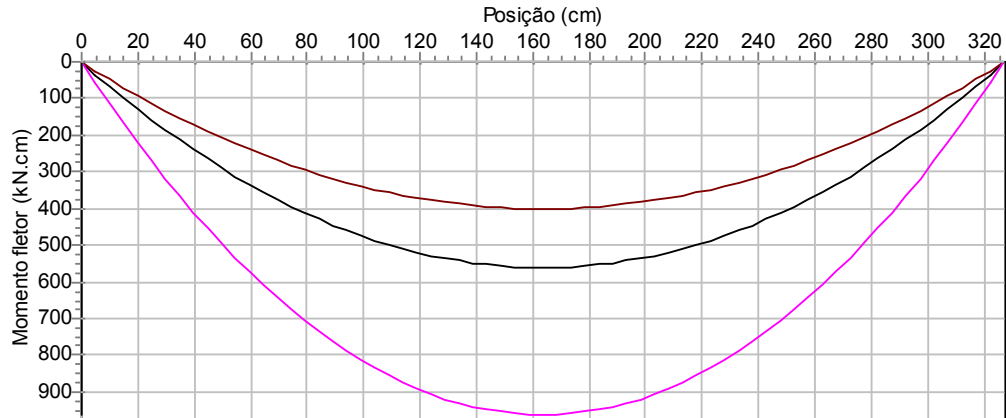
2	163,50	0,000000	0,351112	0,000000
3	327,00	0,000000	0,000000	-0,003358
<b>b). Deslocamentos devido a SC</b>				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,002239
2	163,50	0,000000	0,234075	0,000000
3	327,00	0,000000	0,000000	-0,002239
<b>c). Deslocamentos máximos combinados</b>				
Combinação	X(cm)	Flecha(cm)		
CP	163,50	0,35111		
SC	163,50	0,23407		
CP+SC	163,50	0,58519		
<b>d). Frequência Natural de Vibração</b>				
$f = 7,368 \text{ Hz}$				

#### IV. ESFORÇOS

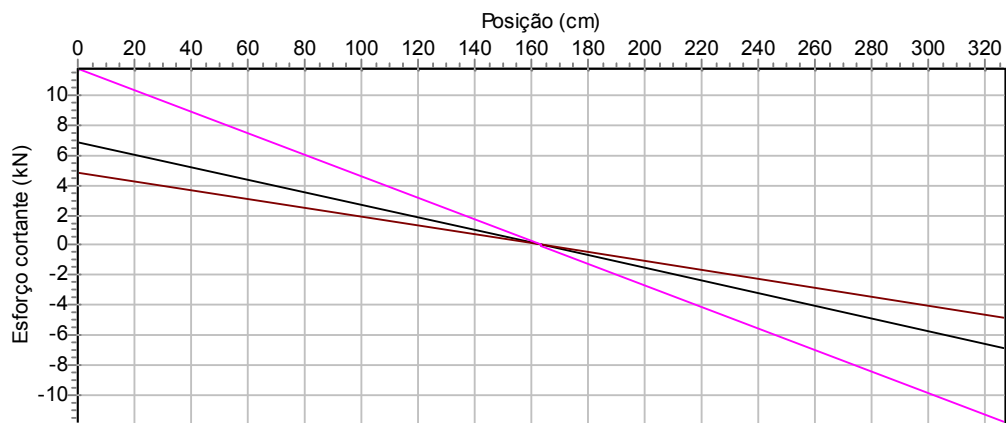
<b>a). Esforços devido a CP</b>						
Barra	Nó inicial			Nó final		
	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	$M_z(\text{kN.cm})$	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	$M_z(\text{kN.cm})$
1	0,000	-4,905	0,000	0,000	0,000	-400,984
2	0,000	0,000	400,984	0,000	-4,905	0,000
<b>b). Esforços devido a SC</b>						
Barra	Nó inicial			Nó final		
	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	$M_z(\text{kN.cm})$	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	
	$M_z(\text{kN.cm})$					
1	0,000	-3,270	0,000	0,000	0,000	-
	267,323					
2	0,000	0,000	267,323	0,000	-3,270	0,000
<b>c). Esforços máximos combinados</b>						
Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		Esforço Cortante	
	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	
V(kN)						
CP	164	561,38	327	0,00	0	
6,87						
SC	164	400,98	327	0,00	327	
4,91						

CP+SC	164	962,36	327	0,00	327
11,77					

#### d). Diagrama de momentos fletores



#### e). Diagrama de esforços cortantes



### V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

#### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

##### Momento Fletor Positivo

$x (M_{max}) = 164 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $M_d = 962,36 \text{ kN.cm}$

$0,90 M_n = 1482,34 \text{ kN.cm}$   $S_d / R_d = 0,65$  **OK !**

##### Esforço Cortante

$x (V_{max}) = 327 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $V_d = 11,77 \text{ kN}$

$$0,90 V_n = 85,91 \text{ kN} \quad S_d / R_d = 0,14 \quad \text{OK!}$$

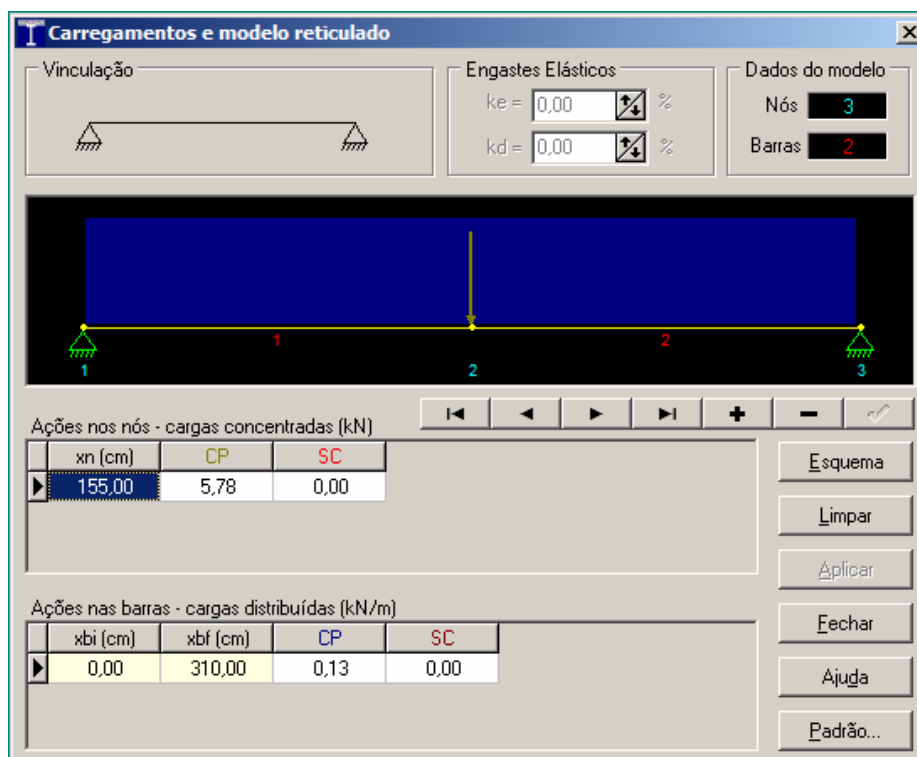
## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

$$\text{Peso do perfil: } 327,00 \text{ cm} \times 13,03 \text{ kg/m} = \mathbf{42,62 \text{ kg}}$$

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.3 Modelagem - Viga VM3-W150X13,0



## I. DADOS DE ENTRADA

### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada
- Vão = 310,00 cm
- Comprimento sem contenção lateral = 155,00 cm

### b). Perfil Metálico

$$\text{Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50} \quad f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2 \quad f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$$

Designação: W 150x13,0

Tipo: Laminado

 $d = 148,0 \text{ mm}$      $bfs = 100,0 \text{ mm}$      $bfi = 100,0 \text{ mm}$      $r = 10,0 \text{ mm}$ 
 $tw = 4,3 \text{ mm}$      $tfs = 4,9 \text{ mm}$      $tfi = 4,9 \text{ mm}$ 
**c). Carregamentos**

CP - Carga permanente

SC - Carga acidental

<b>Cargas concentradas</b>			
$XN(\text{cm})$	$CP(\text{kN})$	$SC(\text{kN})$	
155,00	5,78	0,00	
<b>Cargas distribuídas</b>			
$XBj(\text{cm})$	$XBf(\text{cm})$	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
0,00	310,00	0,13	0,00

**d). Vinculações**

Vínculo esquerdo: apoio    Vínculo direito: apoio

**II. MODELAGEM PARA ANÁLISE**

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	$X(\text{cm})$	$Y(\text{cm})$	$JR1$	$JR2$	$JR3$
1	0,00	0,00	1	1	0
2	155,00	0,00	0	0	0
3	310,00	0,00	1	1	0
<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	$Ag(\text{cm}^2)$	$Iz(\text{cm}^4)$	$L(\text{cm})$
1	1	2	16,60	634,97	155,00
2	2	3	16,60	634,97	155,00
<b>c). Cargas aplicadas nos nós</b>					
Nó	$CP(\text{kN})$	$SC(\text{kN})$			
2	5,78	0,00			
<b>d). Cargas aplicadas nas barras</b>					
Barra	$CP(\text{kN/m})$		$SC(\text{kN/m})$		
1	0,13		0,00		

2	0,13	0,00
---	------	------

### III. DESLOCAMENTOS

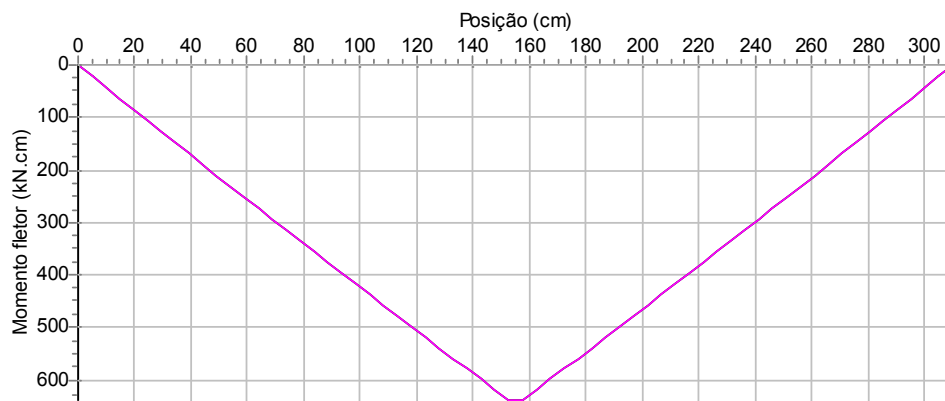
<b>a). Deslocamentos devido a CP</b>				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,002791
2	155,00	0,000000	0,296841	0,000000
3	310,00	0,000000	0,000000	-0,002791
<b>b). Deslocamentos devido a SC</b>				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000000
2	155,00	0,000000	0,000000	0,000000
3	310,00	0,000000	0,000000	0,000000
<b>c). Deslocamentos máximos combinados</b>				
Combinação	X(cm)	Flecha(cm)		
CP	152,54	0,29673		
SC	0,00	0,00000		
CP+SC	152,54	0,29673		
<b>d). Frequência Natural de Vibração</b>				
$f = 10,348 \text{ Hz}$				

### IV. ESFORÇOS

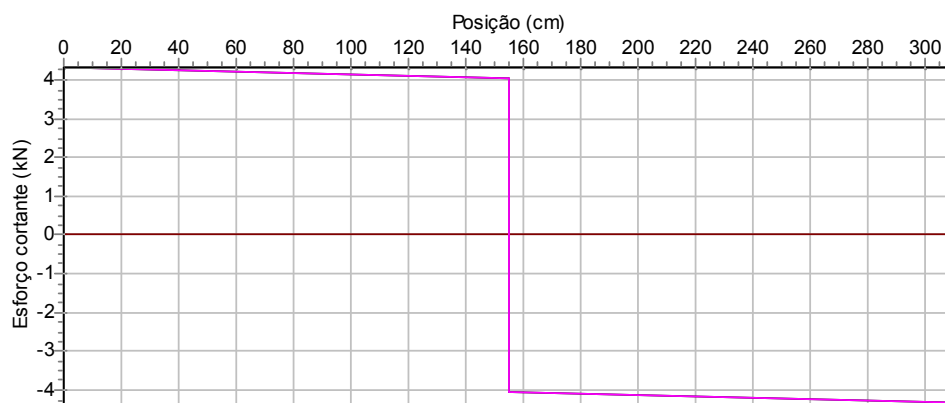
<b>a). Esforços devido a CP</b>						
Barra	Nó inicial			Nó final		
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)	
Mz(kN.cm)						
1	0,000	-3,092	0,000	0,000	2,890	-
2	0,000	2,890	463,566	0,000	-3,092	0,000
<b>b). Esforços devido a SC</b>						
Barra	Nó inicial			Nó final		
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)	
Mz(kN.cm)						
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

c). Esforços máximos combinados						
Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		Esforço Cortante	
	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	
V(kN)						
CP 4,33	155	648,99	0	0,00	0	
SC 0,00	155-310	0,00	310	0,00	0	
CP+SC	155	648,99	0	0,00	0	4,33

#### d). Diagrama de momentos fletores



#### e). Diagrama de esforços cortantes



### V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

#### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

### Momento Fletor Positivo

$x (M_{max}) = 155 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $Md = 648,99 \text{ kN.cm}$

$0,90 Mn = 2030,01 \text{ kN.cm}$   $Sd / Rd = 0,32$  **OK !**

### Esforço Cortante

$x (V_{max}) = 0 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $Vd = 4,33 \text{ kN}$

$0,90 Vn = 85,91 \text{ kN}$   $Sd / Rd = 0,05$  **OK !**

## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil:  $310,00 \text{ cm} \times 13,03 \text{ kg/m} = 40,40 \text{ kg}$

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.4 Modelagem - Viga VM4-W150x13,0

**Carregamentos e modelo reticulado**

Vinculação:

Engastes Elásticos:  $k_e = 0,00$  %  $k_d = 0,00$  %

Dados do modelo: Nós **3**, Barras **2**

Ações nos nós - cargas concentradas (kN)

xn (cm)	CP	SC

Ações nas barras - cargas distribuídas (kN/m)

xbi (cm)	xbf (cm)	CP	SC
0,00	327,00	5,33	2,00

Esquema, Limpar, Aplicar, Fechar, Ajuda, Padrão...

Parede entre vigas. Considerado 50% do peso para cada viga

## I. DADOS DE ENTRADA

### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 327,00 cm - Comprimento sem contenção lateral = 327,00 cm

### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50  $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 150x13,0

Tipo: Laminado

$d = 148,0 \text{ mm}$      $b_{fs} = 100,0 \text{ mm}$      $b_{fi} = 100,0 \text{ mm}$      $r = 10,0 \text{ mm}$

$tw = 4,3 \text{ mm}$      $t_{fs} = 4,9 \text{ mm}$      $t_{fi} = 4,9 \text{ mm}$

### c). Carregamentos

CP - Carga permanente

SC - Carga acidental

Cargas distribuídas			
$X_{Bi}(\text{cm})$	$X_{Bf}(\text{cm})$	CP(kN/m)	SC(kN/m)
0,00	327,00	5,33	2,00

### d). Vinculações

Vínculo esquerdo: apoio    Vínculo direito: apoio

## II. MODELAGEM PARA ANÁLISE

a). Coordenadas e restrições nodais					
Nó	X(cm)	Y(cm)	JR1	JR2	JR3
1	0,00	0,00	1	1	0
2	163,50	0,00	0	0	0
3	327,00	0,00	1	1	0

b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada					
Barra	NóJ	NóK	$A_g(\text{cm}^2)$	$I_z(\text{cm}^4)$	L(cm)
1	1	2	16,60	634,97	163,50
2	2	3	16,60	634,97	163,50

<b>c). Cargas aplicadas nas barras</b>		
Barra	CP(kN/m)	SC(kN/m)
1	5,33	2,00
2	5,33	2,00

### III. DESLOCAMENTOS

<b>a). Deslocamentos devido a CP</b>				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,005966
2	163,50	0,000000	0,623809	0,000000
3	327,00	0,000000	0,000000	-0,005966

<b>b). Deslocamentos devido a SC</b>				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,002239
2	163,50	0,000000	0,234075	0,000000
3	327,00	0,000000	0,000000	-0,002239

<b>c). Deslocamentos máximos combinados</b>		
Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	163,50	0,62381
SC	163,50	0,23407
CP+SC	163,50	0,85788

<b>d). Frequência Natural de Vibração</b>
$f = 6,086 \text{ Hz}$

### IV. ESFORÇOS

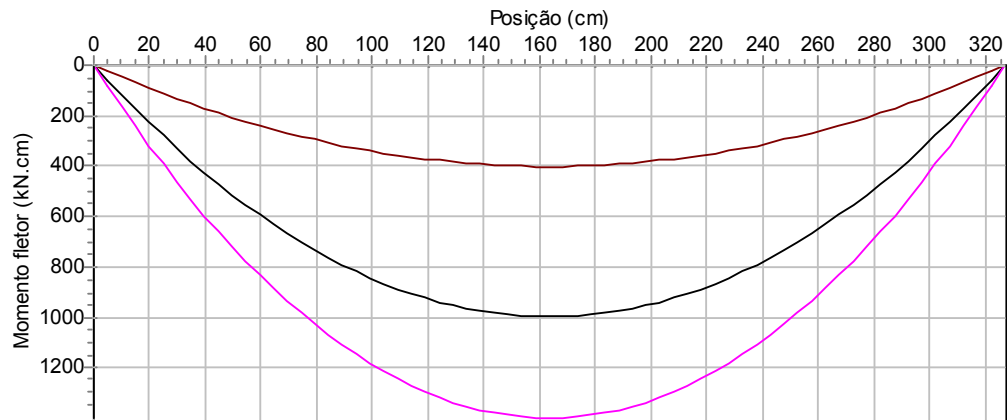
<b>a). Esforços devido a CP</b>					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					
1	0,000	-8,715	0,000	0,000	0,000
712,414					
2	0,000	0,000	712,414	0,000	-8,715
0,000					

<b>b). Esforços devido a SC</b>						
Barra	Nó inicial			Nó final		
	$F_x(kN)$	$F_y(kN)$	$M_z(kN.cm)$	$F_x(kN)$	$F_y(kN)$	
$M_z(kN.cm)$						
1	0,000	-3,270	0,000	0,000	0,000	-
267,323						
2	0,000	0,000	267,323	0,000	-3,270	
0,000						

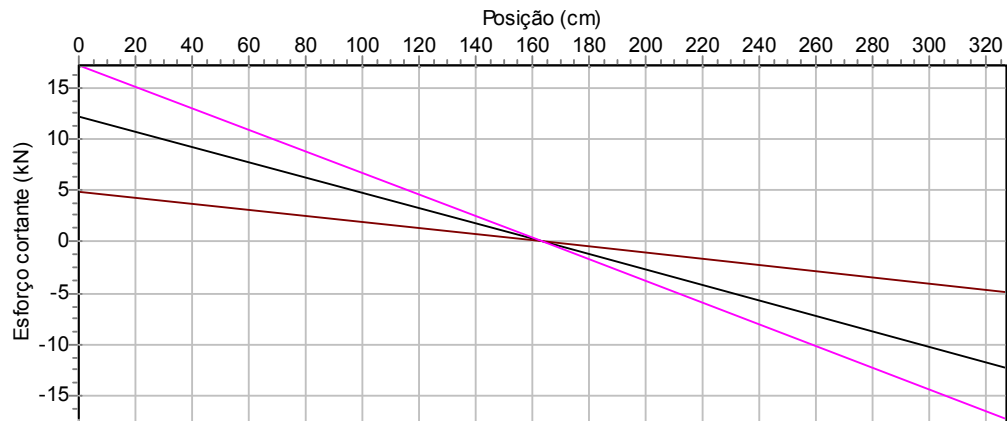
  

<b>c). Esforços máximos combinados</b>						
Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		Esforço	
	$x(cm)$	$M(kN.cm)$	$x(cm)$	$M(kN.cm)$		
$V(kN)$						
CP	164	997,38	327	0,00	0	
12,20						
SC	164	400,98	327	0,00	327	
4,91						
CP+SC	164	1398,36	327	0,00	327	
17,11						

**d). Diagrama de momentos fletores**



### e). Diagrama de esforços cortantes



## V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

#### **Momento Fletor Positivo**

$x (M_{max}) = 164 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $M_d = 1398,36 \text{ kN.cm}$

$0,90 M_n = 1482,34 \text{ kN.cm}$   $S_d / R_d = 0,94$  **OK !**

#### **Esforço Cortante**

$x (V_{max}) = 327 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $V_d = 17,11 \text{ kN}$

$0,90 V_n = 85,91 \text{ kN}$   $S_d / R_d = 0,20$  **OK !**

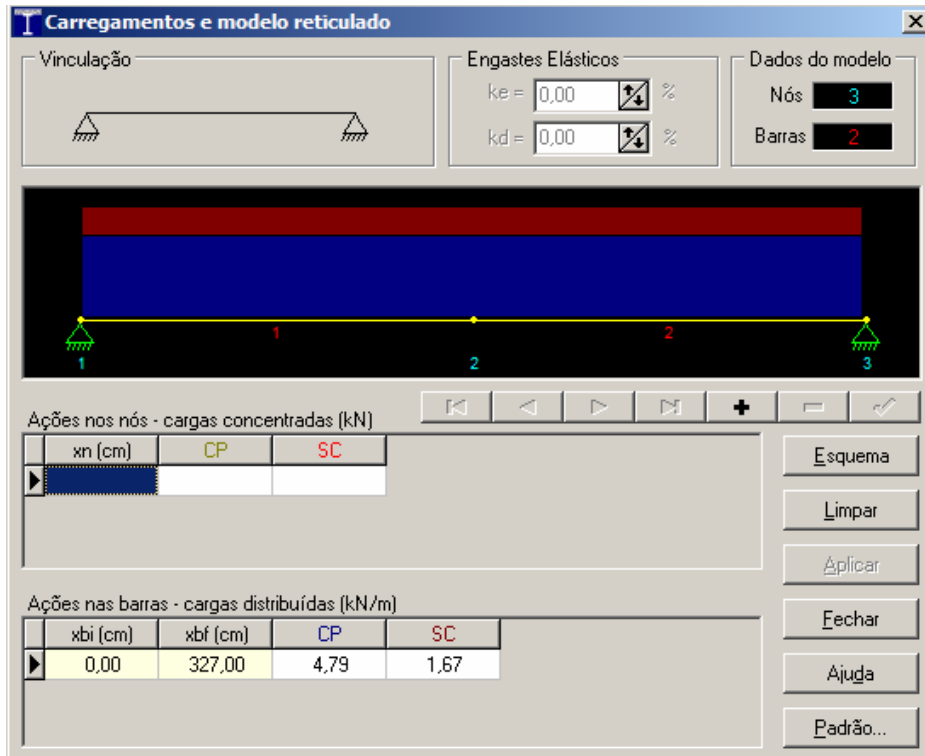
## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil:  $327,00 \text{ cm} \times 13,03 \text{ kg/m} = 42,62 \text{ kg}$

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.5 Modelagem - Viga VM5a-W250x17,9



Parede entre vigas. Considerado 50% do peso da parede para cada viga

## I. DADOS DE ENTRADA

### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 327,00 cm Comprimento sem contenção lateral = 327,00 cm

### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50  $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 250x17,9 Tipo: Laminado

$d = 251,0 \text{ mm}$   $bfs = 101,0 \text{ mm}$   $bfi = 101,0 \text{ mm}$   $r = 10,0 \text{ mm}$

$tw = 4,8 \text{ mm}$   $tfs = 5,3 \text{ mm}$   $tfi = 5,3 \text{ mm}$

### c). Carregamentos

CP - Carga permanente SC - Carga acidental

<b>Cargas distribuídas</b>			
$XB_i(\text{cm})$	$XB_f(\text{cm})$	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
0,00	327,00	4,79	1,67

**d). Vinculações**

Vínculo esquerdo: apoio    Vínculo direito: apoio

**II. MODELAGEM PARA ANÁLISE**

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	$X(\text{cm})$	$Y(\text{cm})$	$JR1$	$JR2$	$JR3$
1	0,00	0,00	1	1	0
2	163,50	0,00	0	0	0
3	327,00	0,00	1	1	0

<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	$A_g(\text{cm}^2)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$L(\text{cm})$
1	1	2	23,11	2291,46	163,50
2	2	3	23,11	2291,46	163,50

<b>c). Cargas aplicadas nas barras</b>		
Barra	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
1	4,79	1,67
2	4,79	1,67

**III. DESLOCAMENTOS**

<b>a). Deslocamentos devido a CP</b>				
Nó	$X(\text{cm})$	$dx(\text{cm})$	$dy(\text{cm})$	$rz(\text{rad})$
1	0,00	0,000000	0,000000	0,001486
2	163,50	0,000000	0,158550	0,000000
3	327,00	0,000000	0,000000	-0,001486

<b>b). Deslocamentos devido a SC</b>				
Nó	$X(\text{cm})$	$dx(\text{cm})$	$dy(\text{cm})$	$rz(\text{rad})$
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000518
2	163,50	0,000000	0,055277	0,000000
3	327,00	0,000000	0,000000	-0,000518

<b>c). Deslocamentos máximos combinados</b>		
Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	163,50	0,15855
SC	163,50	0,05528
CP+SC	163,50	0,21383

<b>d). Freqüência Natural de Vibração</b>
$f = 12,190$ Hz

#### IV. ESFORÇOS

<b>a). Esforços devido a CP</b>						
Barra	Nó inicial			Nó final		
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)	
Mz(kN.cm)						
1	0,000	-7,832	0,000	0,000	0,000	-
640,237						
2	0,000	0,000	640,237	0,000	-7,832	
0,000						

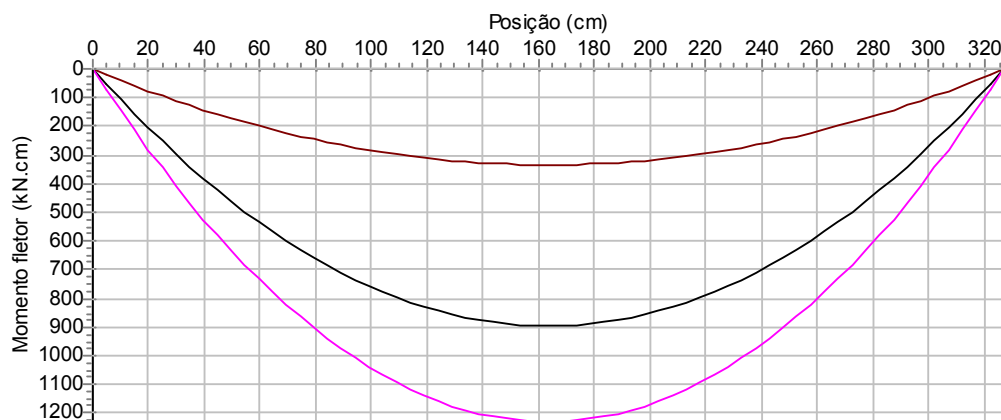
<b>b). Esforços devido a SC</b>						
Barra	Nó inicial			Nó final		
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)	
Mz(kN.cm)						
1	0,000	-2,730	0,000	0,000	0,000	-
223,214						
2	0,000	0,000	223,214	0,000	-2,730	
0,000						

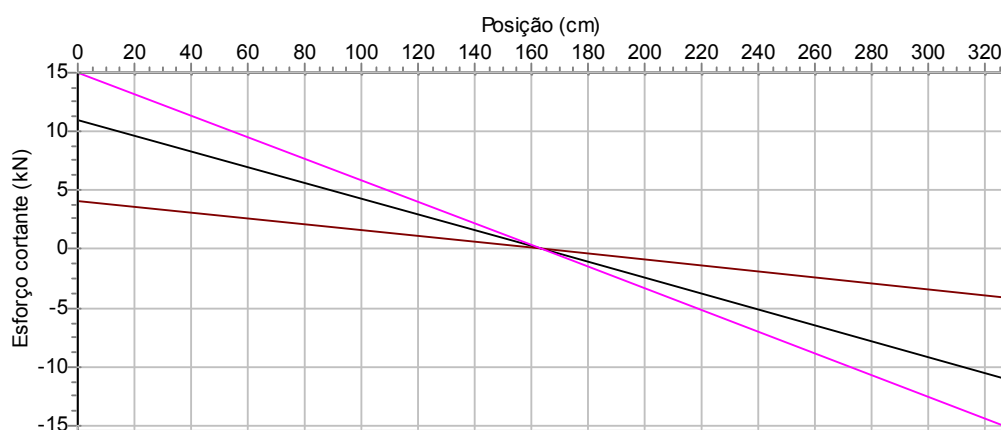
<b>c). Esforços máximos combinados</b>						
Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		Esforço Cortante	
	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	M(kN.cm)		
V(kN)						
CP	164	896,33	0	0,00	0	
10,96						
SC	163	334,82	327	0,00	0	
4,10						
CP+SC	163	1231,15	327	0,00	0	
15,06						

<b>d). Diagrama de momentos fletores</b>						
--	--	--	--	--	--	--



### e). Diagrama de esforços cortantes



## V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

#### Momento Fletor Positivo

$x (M_{max}) = 163 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $M_d = 1231,15 \text{ kN.cm}$

$0,90 M_n = 2516,02 \text{ kN.cm}$   $S_d / R_d = 0,49$  **OK!**

#### Esforço Cortante

$x (V_{max}) = 0 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $V_d = 15,06 \text{ kN}$

$0,90 V_n = 162,65 \text{ kN}$   $S_d / R_d = 0,09$  **OK!**

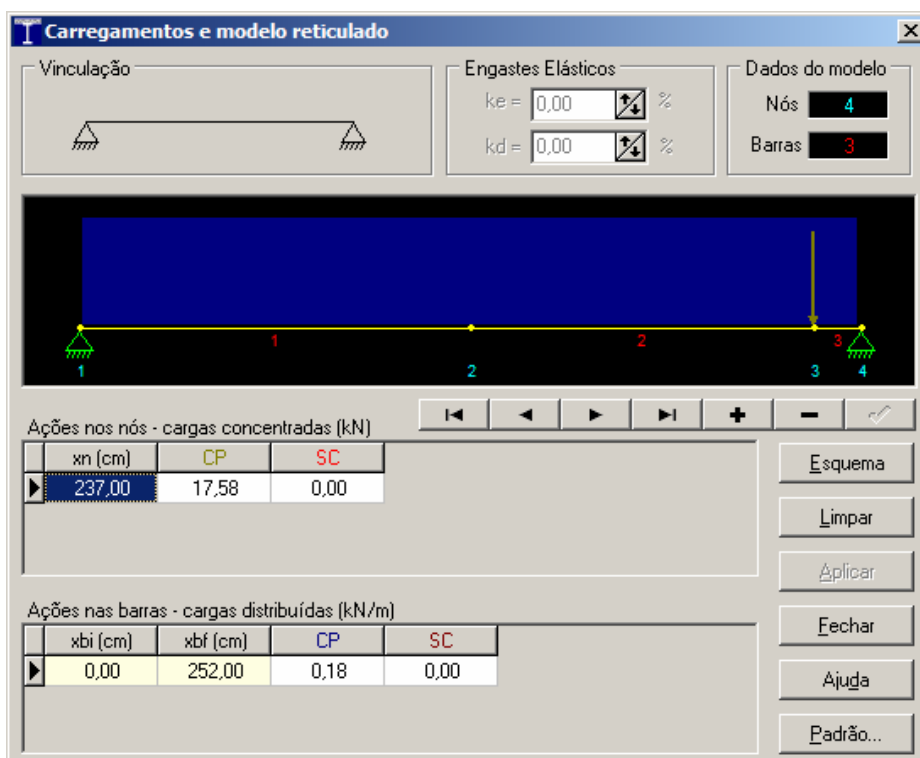
## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil:  $327,00 \text{ cm} \times 18,14 \text{ kg/m} = 59,31 \text{ kg}$

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.6 Modelagem - Viga VM5b-W250x17,9



#### I. Dados de entrada

##### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 252,00 cm Comprimento sem contenção lateral = 237,00 cm

##### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50  $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 250x17,9

Tipo: Laminado

$d = 251,0 \text{ mm}$   $b_{fs} = 101,0 \text{ mm}$   $b_{fi} = 101,0 \text{ mm}$   $r = 10,0 \text{ mm}$

$$t_w = 4,8 \text{ mm} \quad t_{fs} = 5,3 \text{ mm} \quad t_{fi} = 5,3 \text{ mm}$$

### c). Carregamentos

CP - Carga permanente      SC - Carga acidental

<b>Cargas concentradas</b>			
$X_N(\text{cm})$	$CP(\text{kN})$	$SC(\text{kN})$	
237,00	17,58	0,00	

<b>Cargas distribuídas</b>			
$X_{Bi}(\text{cm})$	$X_{Bf}(\text{cm})$	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
0,00	252,00	0,18	0,00

### d). Vinculações

Vínculo esquerdo: apoio      Vínculo direito: apoio

## II. MODELAGEM PARA ANÁLISE

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	$X(\text{cm})$	$Y(\text{cm})$	$JR1$	$JR2$	$JR3$
1	0,00	0,00	1	1	0
2	126,00	0,00	0	0	0
3	237,00	0,00	0	0	0
4	252,00	0,00	1	1	0

<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	$A_g(\text{cm}^2)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$L(\text{cm})$
1	1	2	23,11	2291,46	126,00
2	2	3	23,11	2291,46	111,00
3	3	4	23,11	2291,46	15,00

<b>c). Cargas aplicadas nos nós</b>		
Nó	$CP(\text{kN})$	$SC(\text{kN})$
3	17,58	0,00

<b>d). Cargas aplicadas nas barras</b>		
Barra	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
1	0,18	0,00
2	0,18	0,00
3	0,18	0,00

### III. DESLOCAMENTOS

<b>a). Deslocamentos devido a CP</b>				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000260
2	126,00	0,000000	0,025726	0,000058
3	237,00	0,000000	0,009281	-0,000416
4	252,00	0,000000	0,000000	-0,000456

<b>b). Deslocamentos devido a SC</b>				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000000
2	126,00	0,000000	0,000000	0,000000
3	237,00	0,000000	0,000000	0,000000
4	252,00	0,000000	0,000000	0,000000

<b>c). Deslocamentos máximos combinados</b>		
Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	148,24	0,02632
SC	0,00	0,00000
CP+SC	148,24	0,02632

<b>d). Frequência Natural de Vibração</b>
$f = 34,745 \text{ Hz}$

### IV. ESFORÇOS

<b>a). Esforços devido a CP</b>					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					
1	0,000	-1,273	0,000	0,000	1,046
146,138					-
2	0,000	-1,046	146,138	0,000	0,847
251,203					-
3	0,000	16,733	251,203	0,000	-16,760
0,000					

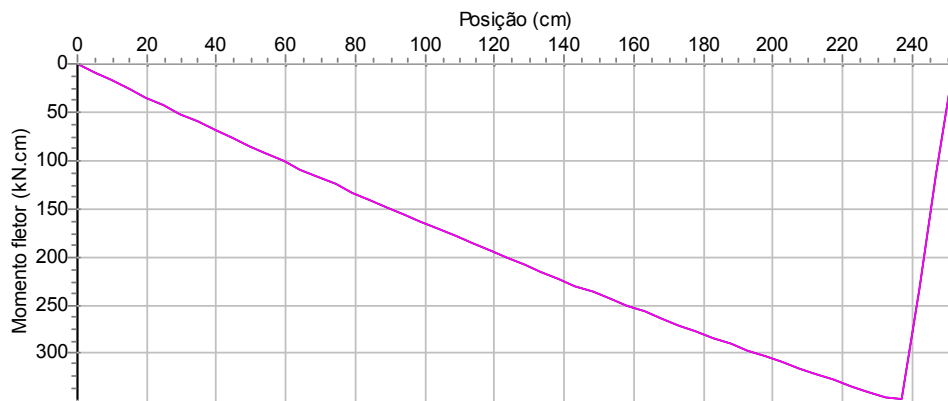
<b>b). Esforços devido a SC</b>					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					

1 0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2 0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3 0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

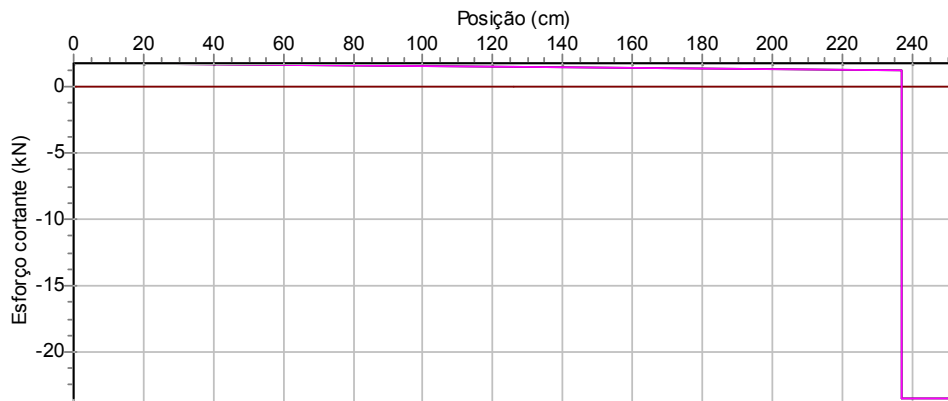
**c). Esforços máximos combinados**

Cominação		Momento Positivo		Momento Negativo	
Esforço Cortante		x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	M(kN.cm)
x(cm)	V(kN)				
CP 23,46		237	351,68	252	0,00
SC 0,00		126-252	0,00	252	0,00
CP+SC 23,46		237	351,68	252	0,00

**d). Diagrama de momentos fletores**



**e). Diagrama de esforços cortantes**



## V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

### **a). Verificação da Seção de Aço Isolada**

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

#### **Momento Fletor Positivo**

$x (M_{max}) = 237 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $Md = 351,68 \text{ kN.cm}$

$0,90 Mn = 3399,73 \text{ kN.cm}$   $Sd / Rd = 0,10$  **OK !**

#### **Esforço Cortante**

$x (V_{max}) = 252 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $Vd = 23,46 \text{ kN}$

$0,90 Vn = 162,65 \text{ kN}$   $Sd / Rd = 0,14$  **OK !**

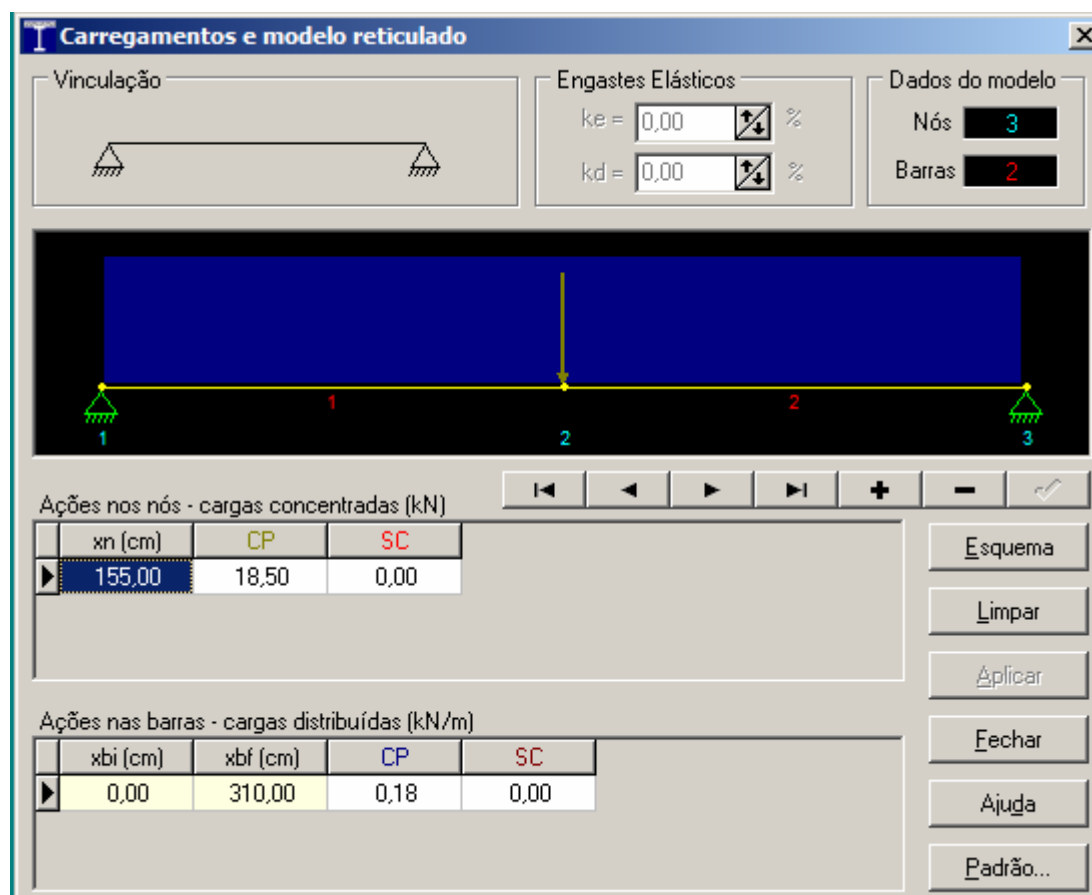
## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil:  $252,00 \text{ cm} \times 18,14 \text{ kg/m} = 45,71 \text{ kg}$

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.7 Modelagem - Viga VM5c -W250X17,9



#### I. DADOS DE ENTRADA

##### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 310,00 cm      Comprimento sem contenção lateral = 147,00 cm

##### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50       $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$        $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 250x17,9

Tipo: Laminado

$d = 251,0 \text{ mm}$        $b_{fs} = 101,0 \text{ mm}$        $b_{fi} = 101,0 \text{ mm}$        $r = 10,0 \text{ mm}$

$tw = 4,8 \text{ mm}$        $t_{fs} = 5,3 \text{ mm}$        $t_{fi} = 5,3 \text{ mm}$

**c). Carregamentos**

CP - Carga permanente      SC - Carga acidental

<b>Cargas concentradas</b>			
<i>XN</i> (cm)	<i>CP</i> (kN)	<i>SC</i> (kN)	
155,00	18,50	0,00	
<b>Cargas distribuídas</b>			
<i>XB<sub>i</sub></i> (cm)	<i>XB<sub>f</sub></i> (cm)	<i>CP</i> (kN/m)	<i>SC</i> (kN/m)
0,00	310,00	0,18	0,00

**d). Vinculações**

Vínculo esquerdo: apoio      Vínculo direito: apoio

**II. MODELAGEM PARA ANÁLISE**

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	<i>X</i> (cm)	<i>Y</i> (cm)	<i>JR1</i>	<i>JR2</i>	<i>JR3</i>
1	0,00	0,00	1	1	0
2	155,00	0,00	0	0	0
3	310,00	0,00	1	1	0
<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	<i>A<sub>g</sub></i> (cm <sup>2</sup> )	<i>I<sub>z</sub></i> (cm <sup>4</sup> )	<i>L</i> (cm)
1	1	2	23,11	2291,46	155,00
2	2	3	23,11	2291,46	155,00
<b>c). Cargas aplicadas nos nós</b>					
Nó	<i>CP</i> (kN)	<i>SC</i> (kN)			
2	18,50	0,00			
<b>d). Cargas aplicadas nas barras</b>					
Barra	<i>CP</i> (kN/m)	<i>SC</i> (kN/m)			
1	0,18	0,00			
2	0,18	0,00			

### III. DESLOCAMENTOS

<b>a). Deslocamentos devido a CP</b>				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,002413
2	155,00	0,000000	0,264356	0,000000
3	310,00	0,000000	0,000000	-0,002413

<b>b). Deslocamentos devido a SC</b>				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000000
2	155,00	0,000000	0,000000	0,000000
3	310,00	0,000000	0,000000	0,000000

<b>c). Deslocamentos máximos combinados</b>		
Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	152,54	0,26425
SC	0,00	0,00000
CP+SC	152,54	0,26425

<b>d). Frequência Natural de Vibração</b>
$f = 10,965 \text{ Hz}$

### IV. ESFORÇOS

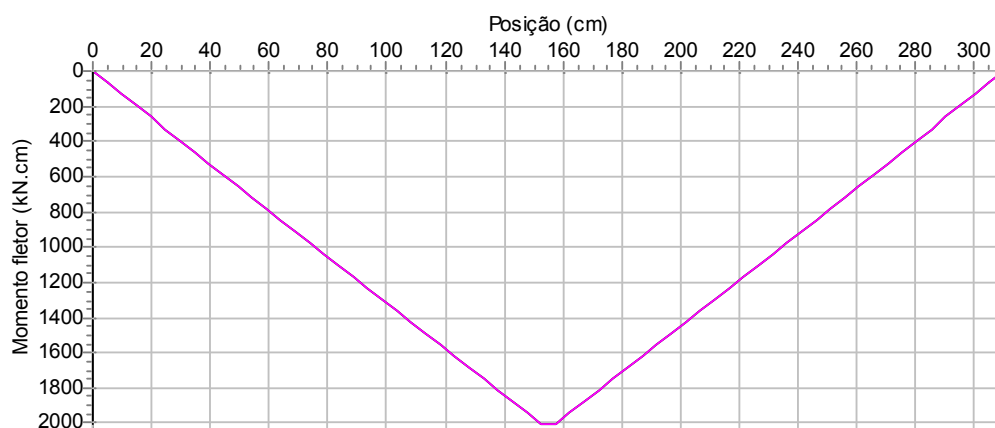
<b>a). Esforços devido a CP</b>					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					
1	0,000	-9,529	0,000	0,000	9,250
-1455,373					
2	0,000	9,250	1455,373	0,000	-9,529
0,000					

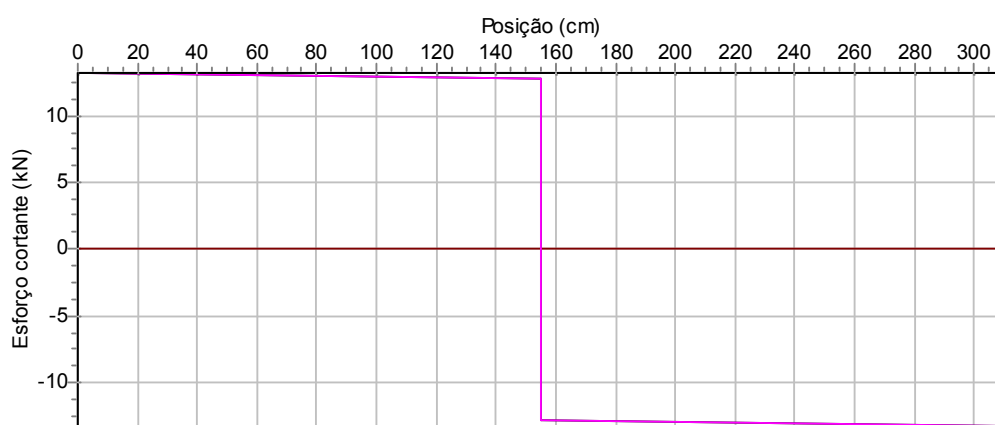
<b>b). Esforços devido a SC</b>					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000					
2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000					

<b>c). Esforços máximos combinados</b>					
Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		
<b>Esforço Cortante</b>					
V(kN)	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)
CP 13,34	155	2037,52	310	0,00	0
SC 0,00	155-310	0,00	310	0,00	0
CP+SC 13,34	155	2037,52	310	0,00	0

#### d). Diagrama de momentos fletores



#### e). Diagrama de esforços cortantes



### V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

#### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

### Momento Fletor Positivo

$x$  (Mmax) = 155 cm (ponto de momento máximo)  $Md = 2037,52$  kN.cm

$0,90 Mn = 4283,44$  kN.cm  $Sd / Rd = 0,48$  **OK !**

### Esforço Cortante

$x$  (Vmax) = 0 cm (ponto de cortante máximo)  $Vd = 13,34$  kN

$0,90 Vn = 162,65$  kN  $Sd / Rd = 0,08$  **OK !**

## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil: 310,00 cm x 18,14 kg/m = **56,23 kg**

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.8 Modelagem - Viga VM6-W150x13,0

**Carregamentos e modelo reticulado**

Vinculação:

Engastes Elásticos:  $k_e = 0,00$  %  $k_d = 0,00$  %

Dados do modelo: Nós: 3, Barras: 2

Ações nos nós - cargas concentradas (kN)

xn (cm)	CP	SC

Ações nas barras - cargas distribuídas (kN/m)

xbi (cm)	xbf (cm)	CP	SC
0,00	327,00	2,45	1,67

Esquema, Limpar, Aplicar, Fechar, Ajuda, Padrão...

## I. DADOS DE ENTRADA

### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 327,00 cm      Comprimento sem contenção lateral = 327,00 cm

### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50       $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$        $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 150x13,0

Tipo: Laminado

$d = 148,0 \text{ mm}$        $b_{fs} = 100,0 \text{ mm}$        $b_{fi} = 100,0 \text{ mm}$        $r = 10,0 \text{ mm}$

$tw = 4,3 \text{ mm}$        $t_{fs} = 4,9 \text{ mm}$        $t_{fi} = 4,9 \text{ mm}$

### c). Carregamentos

CP - Carga permanente

SC - Carga acidental

Cargas distribuídas			
$X_{Bi}(\text{cm})$	$X_{Bf}(\text{cm})$	CP(kN/m)	SC(kN/m)
0,00	327,00	2,45	1,67

### d). Vinculações

Vínculo esquerdo: apoio      Vínculo direito: apoio

## II. MODELAGEM PARA ANÁLISE

a). Coordenadas e restrições nodais					
Nó	X(cm)	Y(cm)	JR1	JR2	JR3
1	0,00	0,00	1	1	0
2	163,50	0,00	0	0	0
3	327,00	0,00	1	1	0

b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada					
Barra	NóJ	NóK	$A_g(\text{cm}^2)$	$I_z(\text{cm}^4)$	L(cm)
1	1	2	16,60	634,97	163,50
2	2	3	16,60	634,97	163,50

c). Cargas aplicadas nas barras		
Barra	CP(kN/m)	SC(kN/m)
1	2,45	1,67
2	2,45	1,67

### III. DESLOCAMENTOS

a). Deslocamentos devido a CP				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,002742
2	163,50	0,000000	0,286742	0,000000
3	327,00	0,000000	0,000000	-0,002742

b). Deslocamentos devido a SC				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,001869
2	163,50	0,000000	0,195452	0,000000
3	327,00	0,000000	0,000000	-0,001869

c). Deslocamentos máximos combinados		
Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	163,50	0,28674
SC	163,50	0,19545
CP+SC	163,50	0,48219

d). Frequência Natural de Vibração
$f = 8,117 \text{ Hz}$

### IV. ESFORÇOS

a). Esforços devido a CP					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					
1	0,000	-4,006	0,000	0,000	0,000
-327,470					
2	0,000	0,000	327,470	0,000	-4,006
0,000					

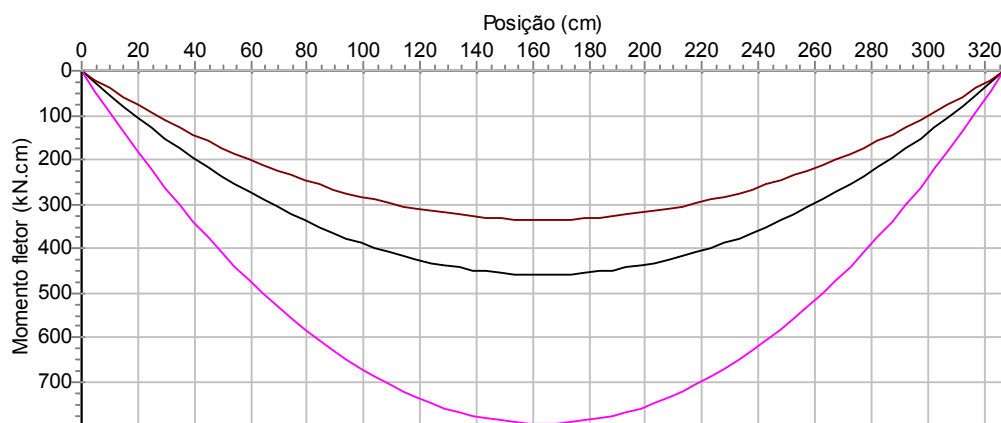
b). Esforços devido a SC					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)

Mz(kN.cm)					
1	0,000	-2,730	0,000	0,000	0,000
-223,214					
2	0,000	0,000	223,214	0,000	-2,730
0,000					

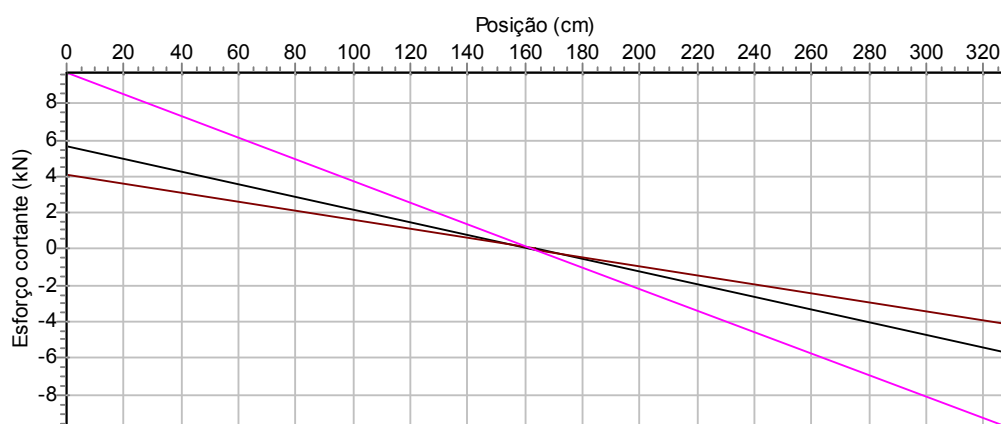
### c). Esforços máximos combinados

Combinação		Momento Positivo		Momento Negativo	
Esforço Cortante					
x(cm)	V(kN)	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	M(kN.cm)
CP		163	458,46	327	0,00
5,61					327
SC		164	334,82	327	0,00
4,10					327
CP+SC		163	793,28	327	0,00
9,70					327

### d). Diagrama de momentos fletores



### e). Diagrama de esforços cortantes



## V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

#### Momento Fletor Positivo

$x$  (Mmax) = 163 cm (ponto de momento máximo)  $Md = 793,28$  kN.cm

$0,90 Mn = 1482,34$  kN.cm  $Sd / Rd = 0,54$  **OK !**

#### Esforço Cortante

$x$  (Vmax) = 327 cm (ponto de cortante máximo)  $Vd = 9,70$  kN

$0,90 Vn = 85,91$  kN  $Sd / Rd = 0,11$  **OK !**

## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil: 327,00 cm x 13,03 kg/m = **42,62 kg**

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.9 Modelagem - Viga VM7-W310X38,7

**Carregamentos e modelo reticulado**

Vinculação:

Engastes Elásticos:  $k_e = 0,00$  %  $k_d = 0,00$  %

Dados do modelo: Nós: 5, Barras: 4

Ações nos nós - cargas concentradas (kN)

xn (cm)	CP	SC
246,00	12,88	0,00
420,00	12,72	0,00
594,00	12,88	0,00

Ações nas barras - cargas distribuídas (kN/m)

xbi (cm)	xbf (cm)	CP	SC
0,00	840,00	0,39	0,00

## I. Dados de entrada

## a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 840,00 cm Comprimento sem contenção lateral = 246,00 cm

## b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50  $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 310x38,7

Tipo: Laminado

$d = 310,0 \text{ mm}$   $b_{fs} = 165,0 \text{ mm}$   $b_{fi} = 165,0 \text{ mm}$   $r = 10,0 \text{ mm}$

$tw = 5,8 \text{ mm}$   $t_{fs} = 9,7 \text{ mm}$   $t_{fi} = 9,7 \text{ mm}$

## c). Carregamentos

CP - Carga permanente

SC - Carga acidental

Cargas concentradas			
$XN(\text{cm})$	$CP(\text{kN})$	$SC(\text{kN})$	
246,00	12,88	0,00	
420,00	12,72	0,00	
594,00	12,88	0,00	
Cargas distribuídas			
$XB_i(\text{cm})$	$XB_f(\text{cm})$	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
0,00	840,00	0,39	0,00

## d). Vinculações

Vínculo esquerdo: apoio Vínculo direito: apoio

## II. MODELAGEM PARA ANÁLISE

a). Coordenadas e restrições nodais				
Nó	$X(\text{cm})$	$Y(\text{cm})$	$JR1$	$JR2$
$JR3$				
1	0,00	0,00	1	1

0					
0	2	246,00	0,00	0	0
0	3	420,00	0,00	0	0
0	4	594,00	0,00	0	0
0	5	840,00	0,00	1	1

**b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada**

Barra	NóJ	NóK	Ag(cm <sup>2</sup> )	Iz(cm <sup>4</sup> )	L(cm)
1	1	2	49,72	8581,37	246,00
2	2	3	49,72	8581,37	174,00
3	3	4	49,72	8581,37	174,00
4	4	5	49,72	8581,37	246,00

**c). Cargas aplicadas nos nós**

Nó	CP(kN)	SC(kN)
2	12,88	0,00
3	12,72	0,00
4	12,88	0,00

**d). Cargas aplicadas nas barras**

Barra	CP(kN/m)	SC(kN/m)
1	0,39	0,00
2	0,39	0,00
3	0,39	0,00
4	0,39	0,00

**III. DESLOCAMENTOS**

<b>a). Deslocamentos devido a CP</b>				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,009086
2	246,00	0,000000	1,979351	0,005549
3	420,00	0,000000	2,487098	0,000000
4	594,00	0,000000	1,979351	-0,005549
5	840,00	0,000000	0,000000	-0,009086

<b>b). Deslocamentos devido a SC</b>				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000000
2	246,00	0,000000	0,000000	0,000000

3	420,00	0,000000	0,000000	0,000000
4	594,00	0,000000	0,000000	0,000000
5	840,00	0,000000	0,000000	0,000000

**c). Deslocamentos máximos combinados**

Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	417,51	2,48698
SC	0,00	0,00000
CP+SC	417,51	2,48698

**d). Frequência Natural de Vibração**

$$f = 3,574 \text{ Hz}$$

**IV. ESFORÇOS**

**a). Esforços devido a CP**

Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
1	0,000	-20,878	0,000	0,000	19,919
2	0,000	-7,039	5017,982	0,000	6,360
3	0,000	6,360	6183,660	0,000	-7,039
4	0,000	19,919	5017,982	0,000	-20,878

**b). Esforços devido a SC**

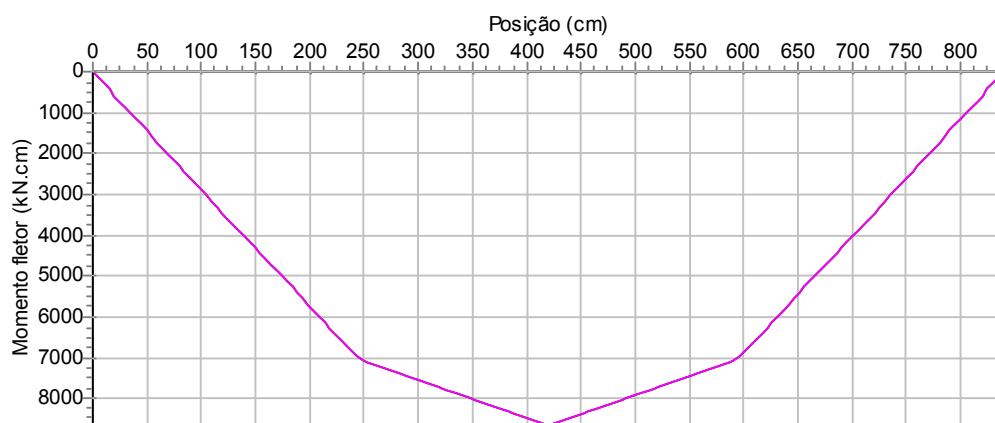
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

**c). Esforços máximos combinados**

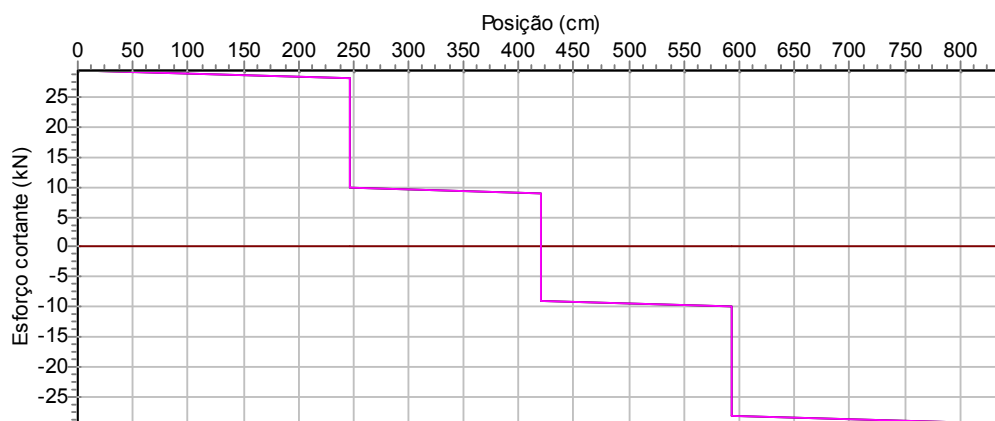
Combinação	Momento Positivo	Momento Negativo
Esforço Cortante		

$x(\text{cm})$	$x(\text{cm})$	$M(\text{kN}\cdot\text{cm})$	$x(\text{cm})$	$M(\text{kN}\cdot\text{cm})$	
CP 29,23	420	8657,12	840	0,00	0
SC 0,00	246-840	0,00	840	0,00	0
CP+SC 29,23	420	8657,12	840	0,00	0

#### d). Diagrama de momentos fletores



#### e). Diagrama de esforços cortantes



### V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

#### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

#### Momento Fletor Positivo

$x (M_{max}) = 420 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $Md = 8657,12 \text{ kN.cm}$

$0,90 M_n = 13053,55 \text{ kN.cm}$   $Sd / Rd = 0,66$  **OK !**

### Esforço Cortante

$x (V_{max}) = 0 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $Vd = 29,23 \text{ kN}$

$0,90 V_n = 242,73 \text{ kN}$   $Sd / Rd = 0,12$  **OK !**

## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

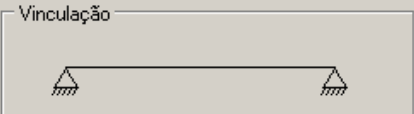
Peso do perfil:  $840,00 \text{ cm} \times 39,03 \text{ kg/m} = 327,89 \text{ kg}$

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Recomenda-se aplicar contraflecha.


### 5.1.1.10 Modelagem - Viga VM8a-150X13,0

**Carregamentos e modelo reticulado**

Vinculação: 

Engastes Elásticos:  $k_e = 0,00$  %  $k_d = 0,00$  %

Dados do modelo: Nós: 3, Barras: 2



Ações nos nós - cargas concentradas (kN)

xn (cm)	CP	SC

Ações nas barras - cargas distribuídas (kN/m)

xbi (cm)	xbf (cm)	CP	SC
0,00	223,00	0,13	0,00

Esquema  
Limpar  
Aplicar  
Fechar  
Ajuda  
Padrão...

## I. DADOS DE ENTRADA

### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 223,00 cm      Comprimento sem contenção lateral = 223,00 cm

### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50       $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$        $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 150x13,0

Tipo: Laminado

$d = 148,0 \text{ mm}$        $b_{fs} = 100,0 \text{ mm}$        $b_{fi} = 100,0 \text{ mm}$        $r = 10,0 \text{ mm}$

$t_w = 4,3 \text{ mm}$        $t_{fs} = 4,9 \text{ mm}$        $t_{fi} = 4,9 \text{ mm}$

### c). Carregamentos

CP - Carga permanente      SC - Carga acidental

<b>Cargas distribuídas</b>			
$X_{Bi}(\text{cm})$	$X_{Bf}(\text{cm})$	CP(kN/m)	SC(kN/m)
0,00	223,00	0,13	0,00

### d). Vinculações

Vínculo esquerdo: apoio      Vínculo direito: apoio

## II. MODELAGEM PARA ANÁLISE

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	X(cm)	Y(cm)	JR1	JR2	JR3
1	0,00	0,00	1	1	0
2	111,50	0,00	0	0	0
3	223,00	0,00	1	1	0

<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	$A_g(\text{cm}^2)$	$I_z(\text{cm}^4)$	L(cm)
1	1	2	16,60	634,97	111,50
2	2	3	16,60	634,97	111,50

c). Cargas aplicadas nas barras		
Barra	CP(kN/m)	SC(kN/m)
1	0,13	0,00
2	0,13	0,00

### III. DESLOCAMENTOS

a). Deslocamentos devido a CP				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000046
2	111,50	0,000000	0,003377	0,000000
3	223,00	0,000000	0,000000	-0,000046

b). Deslocamentos devido a SC				
Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000000
2	111,50	0,000000	0,000000	0,000000
3	223,00	0,000000	0,000000	0,000000

c). Deslocamentos máximos combinados		
Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	109,02	0,00337
SC	0,00	0,00000
CP+SC	109,02	0,00337

d). Frequência Natural de Vibração
$f = 97,032 \text{ Hz}$

### IV. ESFORÇOS

a). Esforços devido a CP					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
1	0,000	-0,145	0,000	0,000	0,000
2	0,000	0,000	8,081	0,000	-0,145

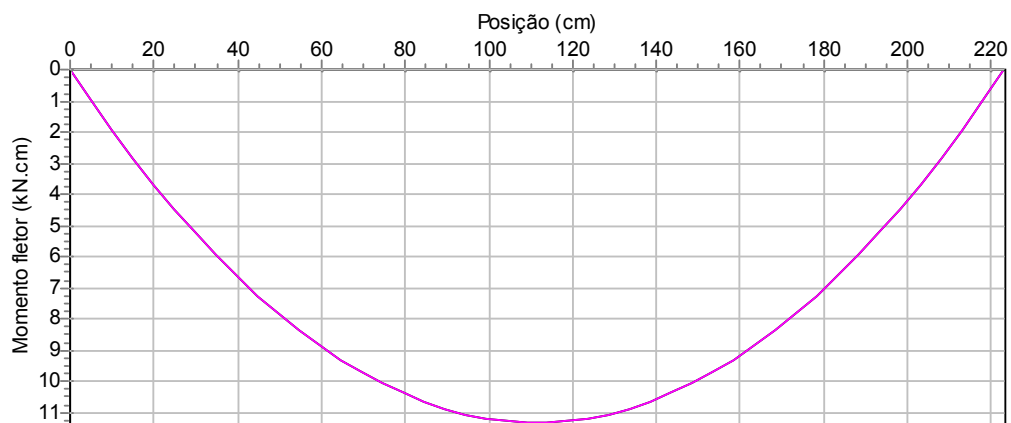
b). Esforços devido a SC					
Barra	Nó inicial			Nó final	

$Mz(kN.cm)$	$F_x(kN)$	$F_y(kN)$	$Mz(kN.cm)$	$F_x(kN)$	$F_y(kN)$
1 0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2 0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

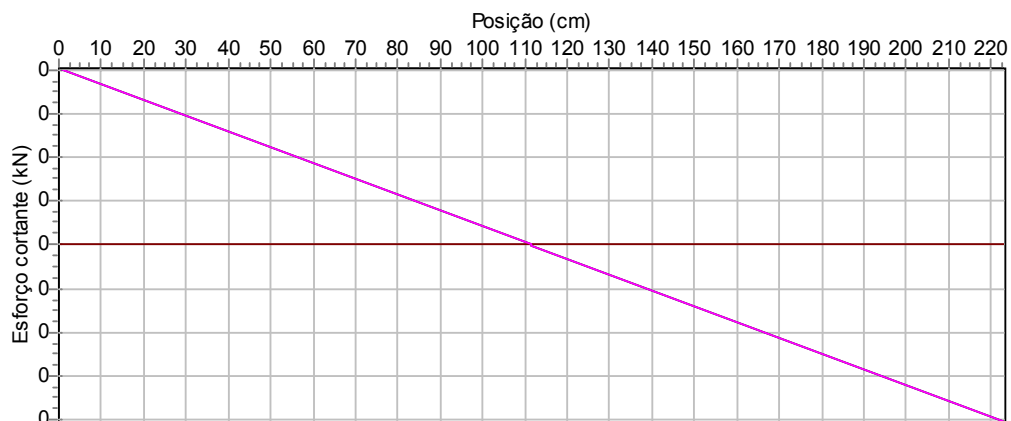
### c) Esforços máximos combinados

Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		
<u>Esforço Cortante</u>	$x(cm)$	$M(kN.cm)$	$x(cm)$	$M(kN.cm)$	$x(cm)$
$V(kN)$ CP 0,20	112	11,31	0	0,00	0
SC 0,00	112-223	0,00	223	0,00	0
CP+SC 0,20	112	11,31	0	0,00	0

### d). Diagrama de momentos fletores



### e). Diagrama de esforços cortantes



## V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

#### Momento Fletor Positivo

$x (M_{max}) = 112 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $Md = 11,31 \text{ kN.cm}$

$0,90 Mn = 1813,49 \text{ kN.cm}$   $Sd / Rd = 0,01$  **OK !**

#### Esforço Cortante

$x (V_{max}) = 0 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $Vd = 0,20 \text{ kN}$

$0,90 Vn = 85,91 \text{ kN}$   $Sd / Rd = 0,00$  **OK !**

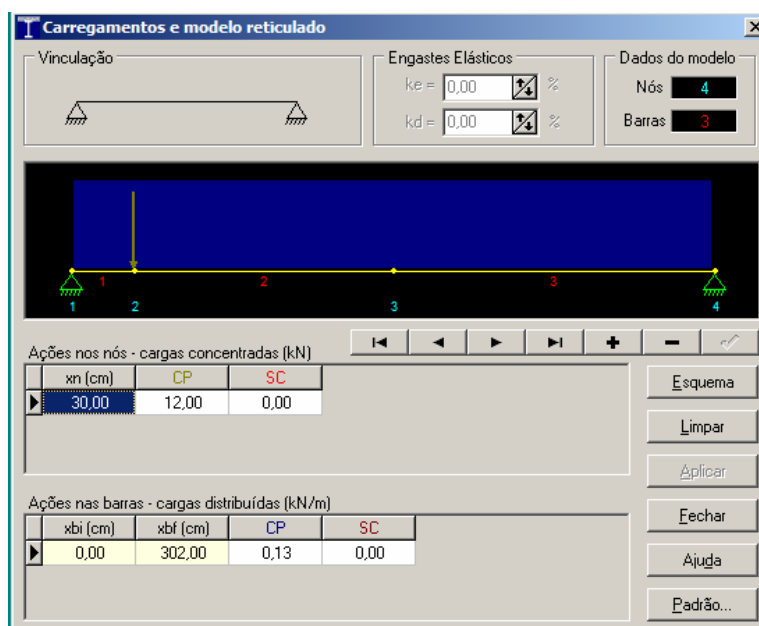
## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil: 223,00 cm x 13,03 kg/m = **29,06 kg**

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.11 Modelagem - Viga VM8b-W150x13,0



## I. Dados de entrada

## a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 302,00 cm Comprimento sem contenção lateral = 302,00 cm

## b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50  $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$   $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 150x13,0

Tipo: Laminado

$d = 148,0 \text{ mm}$   $b_{fs} = 100,0 \text{ mm}$   $b_{fi} = 100,0 \text{ mm}$   $r = 10,0 \text{ mm}$

$tw = 4,3 \text{ mm}$   $t_{fs} = 4,9 \text{ mm}$   $t_{fi} = 4,9 \text{ mm}$

## c). Carregamentos

CP - Carga permanente

SC - Carga acidental

Cargas concentradas			
XN(cm)	CP(kN)	SC(kN)	
30,00	12,00	0,00	
Cargas distribuídas			
XBi(cm)	XBf(cm)	CP(kN/m)	SC(kN/m)
0,00	302,00	0,13	0,00

## d). Vinculações

Vínculo esquerdo: apoio Vínculo direito: apoio

## II. MODELAGEM PARA ANÁLISE

a). Coordenadas e restrições nodais					
Nó	X(cm)	Y(cm)	JR1	JR2	JR3
1	0,00	0,00	1	1	0
2	30,00	0,00	0	0	0
3	151,00	0,00	0	0	0
4	302,00	0,00	1	1	0

<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	$A_g(\text{cm}^2)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$L(\text{cm})$
1	1	2	16,60	634,97	30,00
2	2	3	16,60	634,97	121,00
3	3	4	16,60	634,97	151,00

<b>c). Cargas aplicadas nos nós</b>		
Nó	$CP(\text{kN})$	$SC(\text{kN})$
2	12,00	0,00

<b>d). Cargas aplicadas nas barras</b>		
Barra	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
1	0,13	0,00
2	0,13	0,00
3	0,13	0,00

### III. DESLOCAMENTOS

<b>a). Deslocamentos devido a CP</b>				
Nó	$X(\text{cm})$	$dx(\text{cm})$	$dy(\text{cm})$	$rz(\text{rad})$
1	0,00	0,000000	0,000000	0,002498
2	30,00	0,000000	0,077695	0,002118
3	151,00	0,000000	0,170275	-0,000334
4	302,00	0,000000	0,000000	-0,001493

<b>b). Deslocamentos devido a SC</b>				
Nó	$X(\text{cm})$	$dx(\text{cm})$	$dy(\text{cm})$	$rz(\text{rad})$
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000000
2	30,00	0,000000	0,000000	0,000000
3	151,00	0,000000	0,000000	0,000000
4	302,00	0,000000	0,000000	0,000000

<b>c). Deslocamentos máximos combinados</b>		
Combinação	$X(\text{cm})$	$Flecha(\text{cm})$
CP	128,72	0,17406
SC	0,00	0,00000
CP+SC	128,72	0,17406

<b>d). Frequência Natural de Vibração</b>
$f = 13,510 \text{ Hz}$

#### IV. ESFORÇOS

<b>a). Esforços devido a CP</b>					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$M_z$ (kN.cm)	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)
1	0,000	-11,004	0,000	0,000	10,965
-329,542					
2	0,000	1,035	329,542	0,000	-1,192
-194,821					
3	0,000	1,192	194,821	0,000	-1,388
0,000					

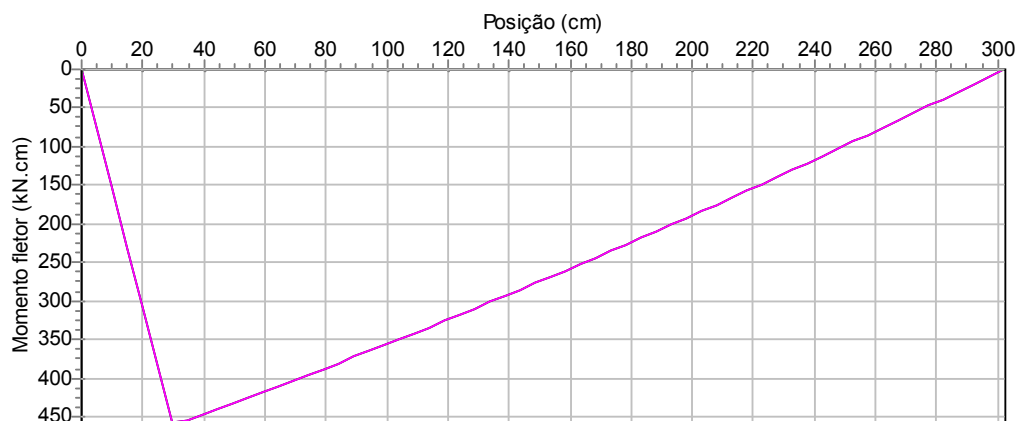
  

<b>b). Esforços devido a SC</b>					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$M_z$ (kN.cm)	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000					
2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000					
3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,000					

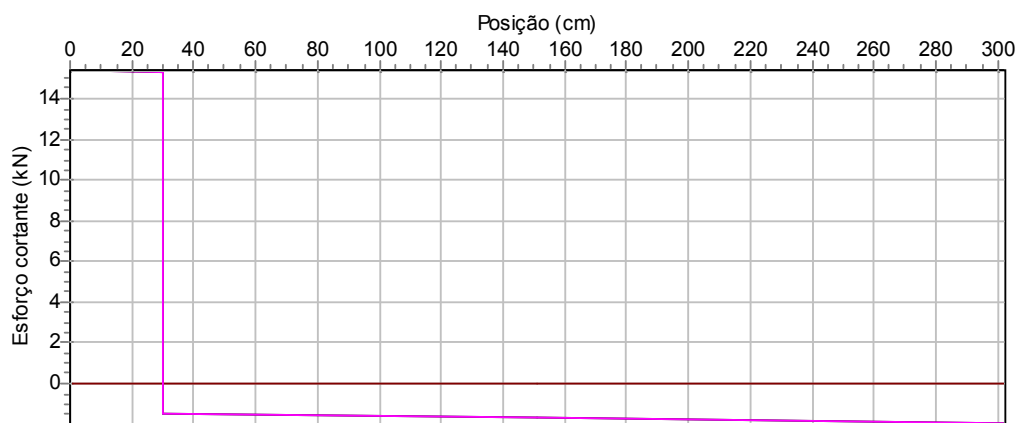
  

<b>c). Esforços máximos combinados</b>					
Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		
	$x$ (cm)	$M$ (kN.cm)	$x$ (cm)	$M$ (kN.cm)	
CP	30	461,36	302	0,00	0
15,41					
SC	30-302	0,00	302	0,00	0
0,00					
CP+SC	30	461,36	302	0,00	0
15,41					

#### d). Diagrama de momentos fletores



#### e). Diagrama de esforços cortantes



### V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

#### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

##### Momento Fletor Positivo

$x (M_{max}) = 30 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $M_d = 461,36 \text{ kN.cm}$

$0,90 M_n = 1561,94 \text{ kN.cm}$   $S_d / R_d = 0,30$  **OK !**

##### Esforço Cortante

$x (V_{max}) = 0 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $V_d = 15,41 \text{ kN}$

$0,90 V_n = 85,91 \text{ kN}$   $S_d / R_d = 0,18$  **OK !**

## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil: 302,00 cm x 13,03 kg/m = **39,36 kg**

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.12 Modelagem - Viga VM9-W310x38,7

**Carregamentos e modelo reticulado**

Vinculação:

Engastes Elásticos:  $k_e = 0,00$  %  $k_d = 0,00$  %

Dados do modelo: Nós: 7, Barras: 6

Ações nos nós - cargas concentradas (kN)

xn (cm)	CP	SC
245,00	10,60	0,00
260,00	12,00	0,00
548,00	8,22	0,00

Ações nas barras - cargas distribuídas (kN/m)

xbi (cm)	xbf (cm)	CP	SC
0,00	730,00	2,44	2,22

## I. DADOS DE ENTRADA

### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 730,00 cm      Comprimento sem contenção lateral = 270,00 cm

### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50       $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$        $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 310x38,7

Tipo: Laminado

 $d = 310,0 \text{ mm}$      $bfs = 165,0 \text{ mm}$      $bfi = 165,0 \text{ mm}$      $r = 10,0 \text{ mm}$  $tw = 5,8 \text{ mm}$      $tfs = 9,7 \text{ mm}$      $tfi = 9,7 \text{ mm}$ **c). Carregamentos**

CP - Carga permanente

SC - Carga acidental

<b>Cargas concentradas</b>			
$XN(\text{cm})$	$CP(\text{kN})$	$SC(\text{kN})$	
15,00	7,65	0,00	
245,00	10,60	0,00	
260,00	12,00	0,00	
548,00	8,22	0,00	
<b>Cargas distribuídas</b>			
$XBi(\text{cm})$	$XBf(\text{cm})$	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
0,00	730,00	2,44	2,22

**d) Vinculações**

Vínculo esquerdo: apoio    Vínculo direito: apoio

**II. MODELAGEM PARA ANÁLISE**

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	$X(\text{cm})$	$Y(\text{cm})$	$JR1$	$JR2$	$JR3$
1	0,00	0,00	1	1	0
2	15,00	0,00	0	0	0
3	245,00	0,00	0	0	0
4	260,00	0,00	0	0	0
5	365,00	0,00	0	0	0
6	548,00	0,00	0	0	0
7	730,00	0,00	1	1	0
<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra $L(\text{cm})$	NóJ	NóK	$Ag(\text{cm}^2)$	$Iz(\text{cm}^4)$	
1	1	2	49,72	8581,37	15,00

230,00	2	3	49,72	8581,37	
	3	4	49,72	8581,37	15,00
105,00	4	5	49,72	8581,37	
183,00	5	6	49,72	8581,37	
182,00	6	7	49,72	8581,37	

**c). Cargas aplicadas nos nós**

Nó	CP(kN)	SC(kN)
2	7,65	0,00
3	10,60	0,00
4	12,00	0,00
6	8,22	0,00

**d). Cargas aplicadas nas barras**

Barra	CP(kN/m)	SC(kN/m)
1	2,44	2,22
2	2,44	2,22
3	2,44	2,22
4	2,44	2,22
5	2,44	2,22
6	2,44	2,22

**III. DESLOCAMENTOS**

**a). Deslocamentos devido a CP**

Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,007642
2	15,00	0,000000	0,118024	0,007621
3	245,00	0,000000	1,558402	0,003466
4	260,00	0,000000	1,607678	0,002978
5	365,00	0,000000	1,740301	-0,000338
6	548,00	0,000000	1,205434	-0,005133
7	730,00	0,000000	0,000000	-0,007165

**b). Deslocamentos devido a SC**

Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,002046
2	15,00	0,000000	0,031497	0,002040
3	245,00	0,000000	0,416500	0,000972

4	260,00	0,000000	0,430499	0,000858
5	365,00	0,000000	0,477062	0,000000
6	548,00	0,000000	0,339580	-0,001409
7	730,00	0,000000	0,000000	-0,002046

**c). Deslocamentos máximos combinados**

Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	352,59	1,74229
SC	362,52	0,47703
CP+SC	357,55	2,21884

**d). Frequência Natural de Vibração**

$$f = 3,784 \text{ Hz}$$

**IV. ESFORÇOS**

**a). Esforços devido a CP**

Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					
1	0,000	-33,217	0,000	0,000	32,851
-495,505					
2	0,000	-25,201	495,505	0,000	19,589
-5646,279					
3	0,000	-8,989	5646,279	0,000	8,623
-5778,365					
4	0,000	3,377	5778,365	0,000	-5,939
-5289,240					
5	0,000	5,939	5289,240	0,000	-10,405
-3793,777					
6	0,000	18,625	3793,777	0,000	-23,065
0,000					

**b). Esforços devido a SC**

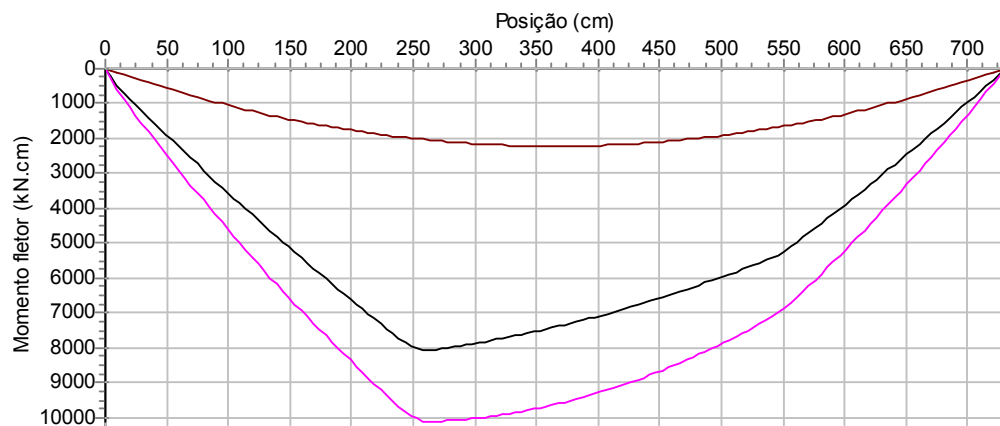
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					
1	0,000	-8,103	0,000	0,000	7,770
-119,048					
2	0,000	-7,770	119,047	0,000	2,664
-1318,957					
3	0,000	-2,664	1318,957	0,000	2,331
-1356,420					
4	0,000	-2,331	1356,420	0,000	0,000

-1478,797					
5	0,000	0,000	1478,797	0,000	-4,063
-1107,070					
6	0,000	4,063	1107,070	0,000	-8,103
0,000					

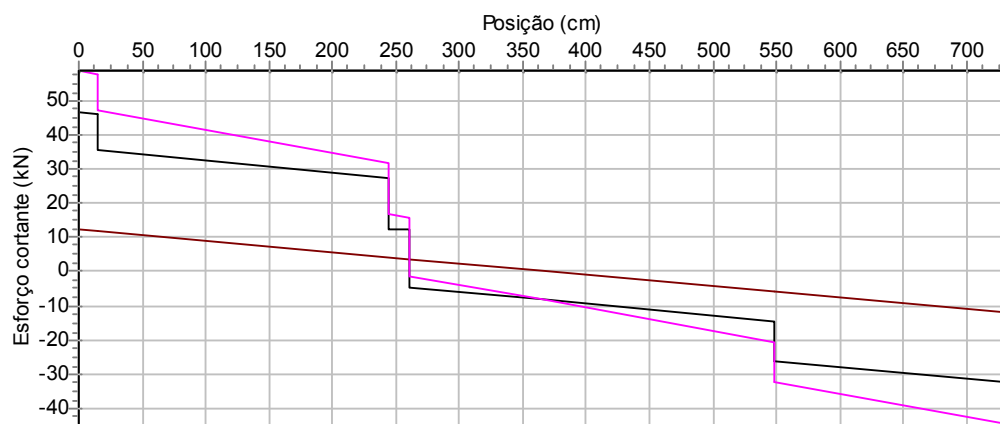
### c). Esforços máximos combinados

Cominação		Momento Positivo		Momento Negativo	
Esforço Cortante					
x(cm)	V(kN)	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	M(kN.cm)
CP 46,50		260	8089,71	0	0,00
SC 12,15		365	2218,20	730	0,00
CP+SC 58,66		260	10124,34	0	0,00

### d). Diagrama de momentos fletores



### e). Diagrama de esforços cortantes



## V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

#### Momento Fletor Positivo

$x$  (Mmax) = 260 cm (ponto de momento máximo)  $Md = 10124,34$  kN.cm

$0,90 Mn = 12703,82$  kN.cm  $Sd / Rd = 0,80$  **OK !**

#### Esforço Cortante

$x$  (Vmax) = 0 cm (ponto de cortante máximo)  $Vd = 58,66$  kN

$0,90 Vn = 242,73$  kN  $Sd / Rd = 0,24$  **OK !**

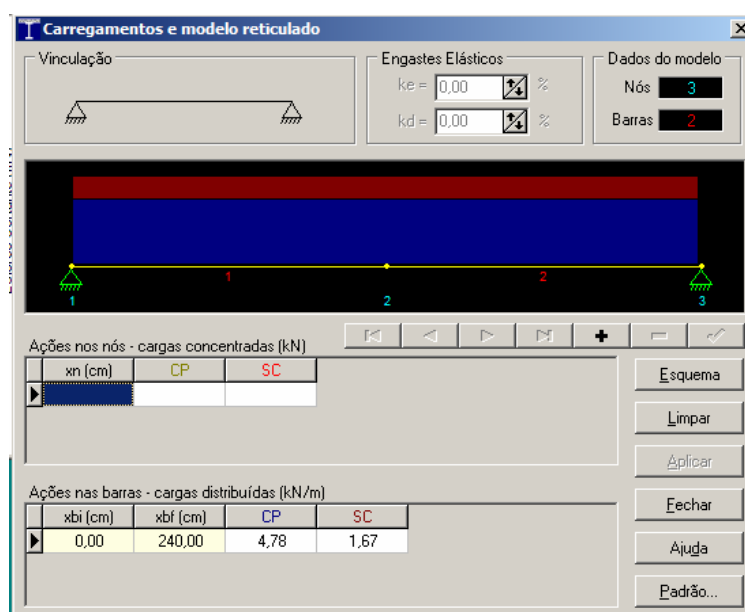
## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil: 730,00 cm x 39,03 kg/m = **284,95 kg**

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Recomenda-se aplicar contraflecha.

### 5.1.1.13 Modelagem - Viga VM10aW150x22,5



Parede entre vigas. Considerado 50% do peso da parede para cada viga

### I. Dados de entrada

#### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 240,00 cm      Comprimento sem contenção lateral = 240,00 cm

#### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50       $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$        $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 150x22,5      Tipo: Laminado

$d = 152,0 \text{ mm}$        $bfs = 152,0 \text{ mm}$        $bfi = 152,0 \text{ mm}$        $r = 10,0 \text{ mm}$

$tw = 5,8 \text{ mm}$        $tfs = 6,6 \text{ mm}$        $tfi = 6,6 \text{ mm}$

#### c). Carregamentos

CP - Carga permanente      SC - Carga acidental

Cargas distribuídas			
$XBi(\text{cm})$	$XBf(\text{cm})$	CP(kN/m)	SC(kN/m)
0,00	240,00	4,78	1,67

#### d). Vinculações

Vínculo esquerdo: apoio      Vínculo direito: apoio

## II. MODELAGEM PARA ANÁLISE

a). Coordenadas e restrições nodais					
Nó	X(cm)	Y(cm)	JR1	JR2	JR3
1	0,00	0,00	1	1	0
2	120,00	0,00	0	0	0
3	240,00	0,00	1	1	0

b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada					
Barra	NóJ	NóK	$A_g(\text{cm}^2)$	$I_z(\text{cm}^4)$	L(cm)

1	1	2	28,97	1229,25	120,00
2	2	3	28,97	1229,25	120,00

**c). Cargas aplicadas nas barras**

Barra	CP(kN/m)	SC(kN/m)
1	4,78	1,67
2	4,78	1,67

**III. DESLOCAMENTOS**

**a). Deslocamentos devido a CP**

Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,001093
2	120,00	0,000000	0,086896	0,000000
3	240,00	0,000000	0,000000	-0,001093

**b). Deslocamentos devido a SC**

Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000382
2	120,00	0,000000	0,030359	0,000000
3	240,00	0,000000	0,000000	-0,000382

**c). Deslocamentos máximos combinados**

Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	117,55	0,08684
SC	117,55	0,03034
CP+SC	117,55	0,11718

**d). Frequência Natural de Vibração**

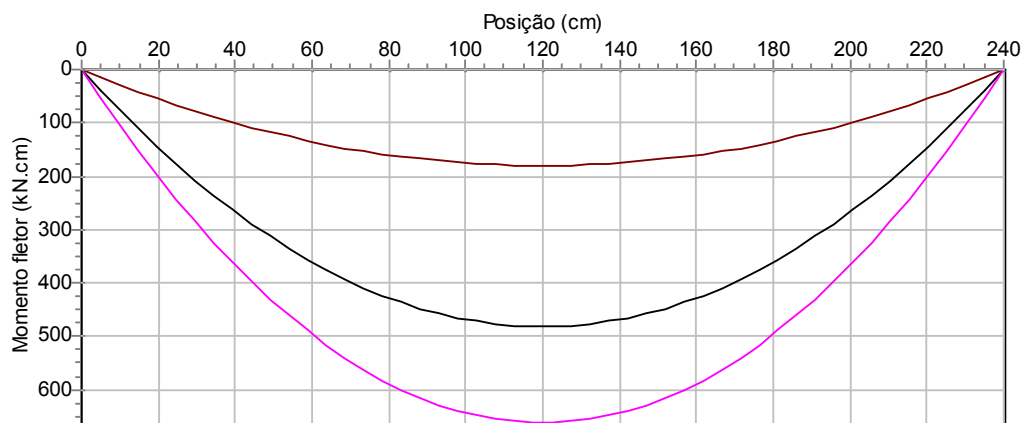
$$f = 16,466 \text{ Hz}$$

**IV. ESFORÇOS**

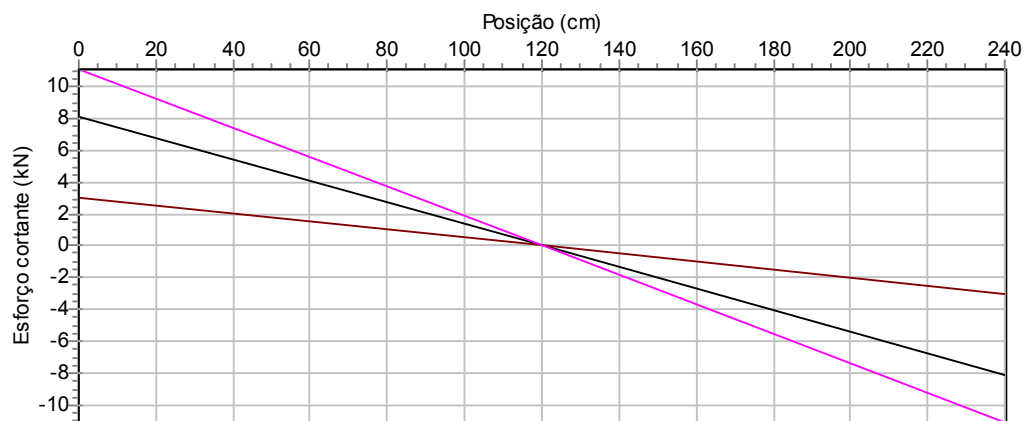
**a). Esforços devido a CP**

Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
1	0,000	-5,736	0,000	0,000	0,000
2	0,000	0,000	344,160	0,000	-5,736

0,000					
<b>b). Esforços devido a SC</b>					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	$M_z(\text{kN}\cdot\text{cm})$	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$
$M_z(\text{kN}\cdot\text{cm})$					
1	0,000	-2,004	0,000	0,000	0,000
-120,240					
2	0,000	0,000	120,240	0,000	-2,004
0,000					
<b>c). Esforços máximos combinados</b>					
Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		
<b>Esforço Cortante</b>					
	$x(\text{cm})$	$M(\text{kN}\cdot\text{cm})$	$x(\text{cm})$	$M(\text{kN}\cdot\text{cm})$	
$x(\text{cm})$	$V(\text{kN})$				
CP	120	481,82	0	0,00	0
8,03					
SC	120	180,36	240	0,00	0
3,01					
CP+SC	120	662,18	0	0,00	0
11,04					

**d). Diagrama de momentos fletores**

### e). Diagrama de esforços cortantes



## V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

#### **Momento Fletor Positivo**

$x (M_{max}) = 120 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $M_d = 662,18 \text{ kN.cm}$

$0,90 M_n = 3861,45 \text{ kN.cm}$   $S_d / R_d = 0,17$  **OK !**

#### **Esforço Cortante**

$x (V_{max}) = 0 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $V_d = 11,04 \text{ kN}$

$0,90 V_n = 119,02 \text{ kN}$   $S_d / R_d = 0,09$  **OK !**

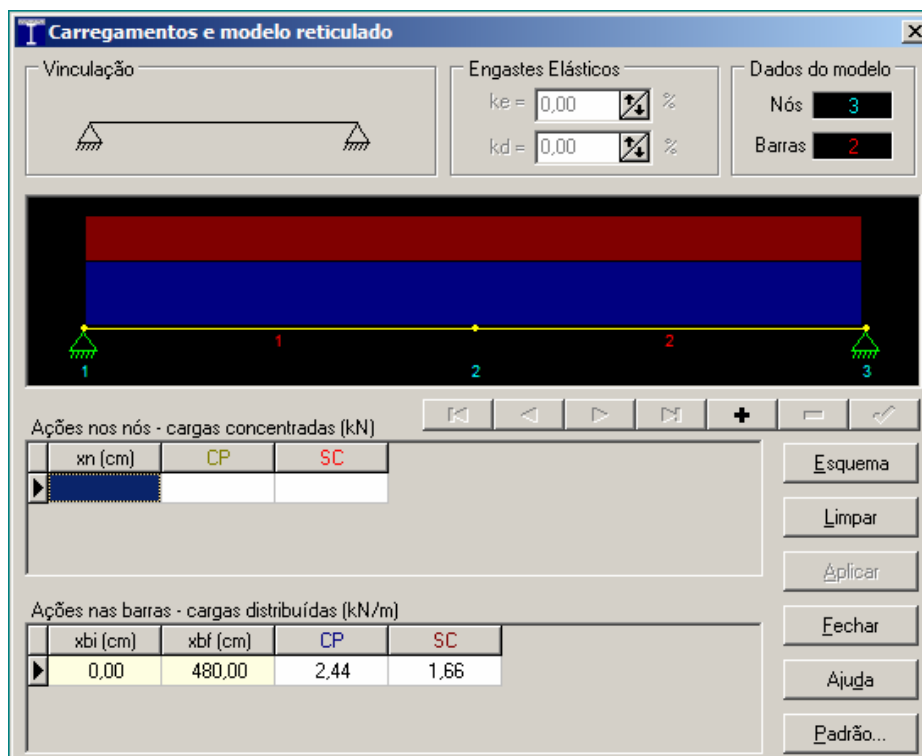
## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil:  $240,00 \text{ cm} \times 22,74 \text{ kg/m} = \mathbf{54,59 \text{ kg}}$

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.14 Modelagem - Viga VM10b-W150x22,5



Parede entre vigas. Considerado 50% do peso da parede para cada viga

#### I. Dados de entrada

##### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 480,00 cm      Comprimento sem contenção lateral = 370,00 cm

##### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50       $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$        $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 150x22,5

Tipo: Laminado

$d = 152,0 \text{ mm}$        $b_{fs} = 152,0 \text{ mm}$        $b_{fi} = 152,0 \text{ mm}$        $r = 10,0 \text{ mm}$

$tw = 5,8 \text{ mm}$        $t_{fs} = 6,6 \text{ mm}$        $t_{fi} = 6,6 \text{ mm}$

**c). Carregamentos**

CP - Carga permanente      SC - Carga acidental

<b>Cargas distribuídas</b>			
$X_{Bi}$ (cm)	$X_{Bf}$ (cm)	CP(kN/m)	SC(kN/m)
0,00	480,00	2,44	1,66

**d). Vinculações**

Vínculo esquerdo: apoio      Vínculo direito: apoio

**II. MODELAGEM PARA ANÁLISE**

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	X(cm)	Y(cm)	JR1	JR2	JR3
1	0,00	0,00	1	1	0
2	240,00	0,00	0	0	0
3	480,00	0,00	1	1	0

<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	L(cm)
1	1	2	28,97	1229,25	240,00
2	2	3	28,97	1229,25	240,00

<b>c). Cargas aplicadas nas barras</b>		
Barra	CP(kN/m)	SC(kN/m)
1	2,44	1,66
2	2,44	1,66

**III. DESLOCAMENTOS**

<b>a). Deslocamentos devido a CP</b>				
Nó	X(cm)	$dx$ (cm)	$dy$ (cm)	$rz$ (rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,004462
2	240,00	0,000000	0,679379	0,000000
3	480,00	0,000000	0,000000	-0,004462

<b>b). Deslocamentos devido a SC</b>				
Nó	X(cm)	$dx$ (cm)	$dy$ (cm)	$rz$ (rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,003035
2	240,00	0,000000	0,462201	0,000000
3	480,00	0,000000	0,000000	-0,003035

<b>c). Deslocamentos máximos combinados</b>		
Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	242,47	0,67928
SC	242,47	0,46213
CP+SC	237,53	1,14141

<b>d). Frequência Natural de Vibração</b>
$f = 5,276$ Hz

#### IV. ESFORÇOS

<b>a). Esforços devido a CP</b>					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					
1	0,000	-5,856	0,000	0,000	0,000
-702,720					
2	0,000	0,000	702,720	0,000	-5,856
0,000					

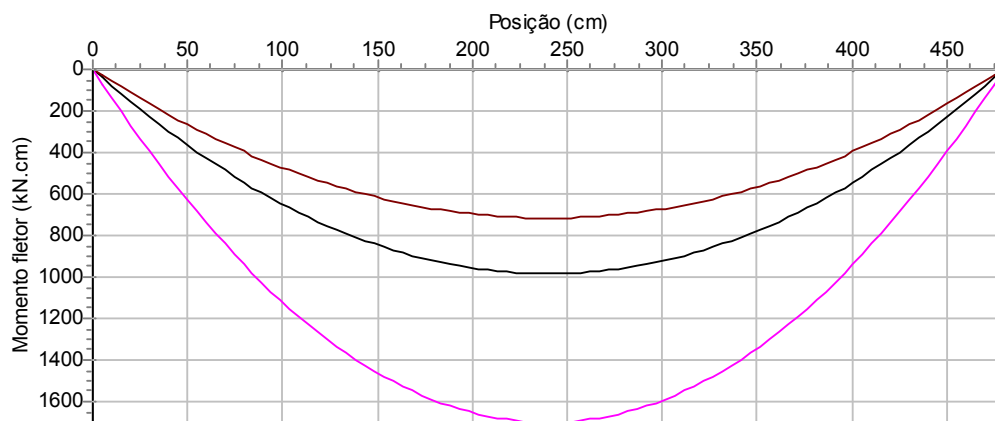
  

<b>b). Esforços devido a SC</b>					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					
1	0,000	-3,984	0,000	0,000	0,000
-478,080					
2	0,000	0,000	478,080	0,000	-3,984
0,000					

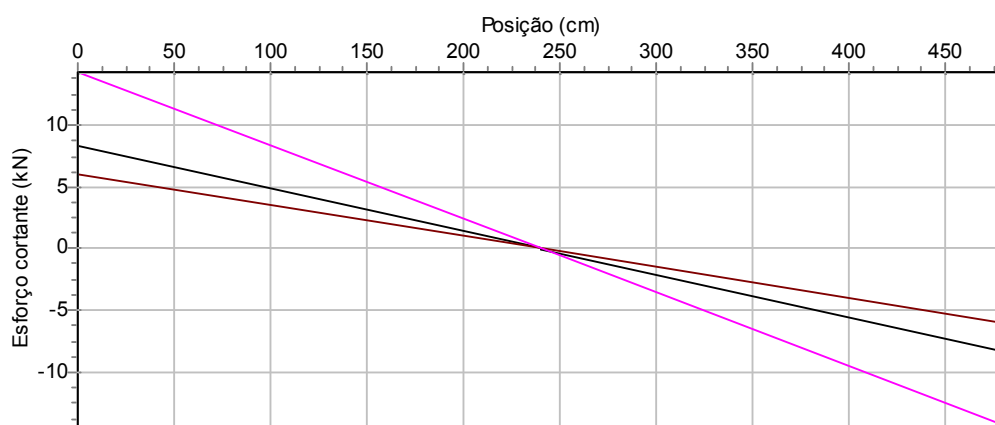
  

<b>c). Esforços máximos combinados</b>					
Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		Esforço
	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)
V(kN)					
CP	240	983,81	0	0,00	0
8,20					
SC	240	717,12	0	0,00	0
5,98					
CP+SC	240	1700,93	0	0,00	0
14,17					

#### d). Diagrama de momentos fletores



#### e). Diagrama de esforços cortantes



### V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

#### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

##### Momento Fletor Positivo

$x (M_{max}) = 240 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $M_d = 1700,93 \text{ kN.cm}$

$0,90 M_n = 3452,46 \text{ kN.cm}$   $S_d / R_d = 0,49$  **OK!**

##### Esforço Cortante

$x (V_{max}) = 0 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $V_d = 14,17 \text{ kN}$

$0,90 V_n = 119,02 \text{ kN}$   $S_d / R_d = 0,12$  **OK!**

## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil: 480,00 cm x 22,74 kg/m = **109,18 kg**

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.15 Modelagem - Viga VM11-W310X21,0

The screenshot shows a software interface for structural modeling. The window title is "Carregamentos e modelo reticulado". It displays a beam model with four nodes and three bars. The interface includes input fields for elastic restraints (ke, kd) and model data (Nodes: 4, Bars: 3). A table shows concentrated loads at nodes, and another table shows distributed loads on bars.

Ações nos nós - cargas concentradas (kN)			
xn (cm)	CP	SC	
245,00	9,25	0,00	

Ações nas barras - cargas distribuídas (kN/m)			
xbi (cm)	xbf (cm)	CP	SC
0,00	360,00	4,10	1,20

Parede entre vigas. Considerado 50% do peso da parede para cada viga

## I. DADOS DE ENTRADA

### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 360,00 cm      Comprimento sem contenção lateral = 240,00 cm

### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50       $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$        $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 310x21,0                      Tipo: Laminado

$d = 303,0$  mm       $bfs = 101,0$  mm       $bfi = 101,0$  mm       $r = 10,0$  mm

$tw = 5,1$  mm       $tfs = 5,7$  mm       $tfi = 5,7$  mm

### c). Carregamentos

CP - Carga permanente      SC - Carga acidental

<b>Cargas concentradas</b>			
$XN(\text{cm})$	$CP(\text{kN})$	$SC(\text{kN})$	
245,00	9,25	0,00	
<b>Cargas distribuídas</b>			
$XBi(\text{cm})$	$XBf(\text{cm})$	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
0,00	360,00	4,10	1,20

### 1.4. Vinculações

Vínculo esquerdo: apoio      Vínculo direito: apoio

## II. MODELAGEM PARA ANÁLISE

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	$X(\text{cm})$	$Y(\text{cm})$	$JR1$	$JR2$	$JR3$
1	0,00	0,00	1	1	0
2	180,00	0,00	0	0	0
3	245,00	0,00	0	0	0
4	360,00	0,00	1	1	0
<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	$A_g(\text{cm}^2)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$L(\text{cm})$
1	1	2	27,25	3775,62	180,00
2	2	3	27,25	3775,62	65,00
3	3	4	27,25	3775,62	115,00
<b>c). Cargas aplicadas nos nós</b>					
Nó	$CP(\text{kN})$	$SC(\text{kN})$			
3	9,25	0,00			
<b>d). Cargas aplicadas nas barras</b>					
Barra	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$			

1	4,10	1,20
2	4,10	1,20
3	4,10	1,20

### III. DESLOCAMENTOS

#### a). Deslocamentos devido a CP

Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,001770
2	180,00	0,000000	0,221841	0,000122
3	245,00	0,000000	0,196639	-0,000939
4	360,00	0,000000	0,000000	-0,001973

#### b). Deslocamentos devido a SC

Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000301
2	180,00	0,000000	0,035502	0,000000
3	245,00	0,000000	0,030104	-0,000156
4	360,00	0,000000	0,000000	-0,000301

#### c). Deslocamentos máximos combinados

Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	187,40	0,22235
SC	182,47	0,03549
CP+SC	187,40	0,25777

#### d). Frequência Natural de Vibração

$$f = 11,102 \text{ Hz}$$

### IV. ESFORÇOS

#### a). Esforços devido a CP

Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
1	0,000	-10,335	0,000	0,000	2,955
2	0,000	-2,955	1196,075	0,000	0,290
3	0,000	8,960	1301,528	0,000	-13,675

Mz(kN.cm)

-1196,075

-1301,528

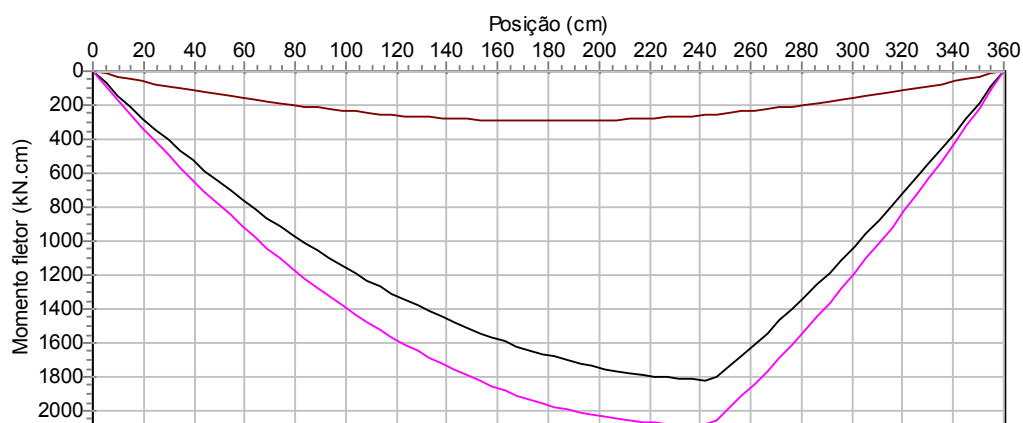
0,000

<b>b). Esforços devido a SC</b>					
Barra	Nó inicial			Nó final	
	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	$M_z(\text{kN.cm})$	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$
1	0,000	-2,160	0,000	0,000	0,000
-194,400					
2	0,000	0,000	194,400	0,000	-0,780
-169,050					
3	0,000	0,780	169,050	0,000	-2,160
0,000					

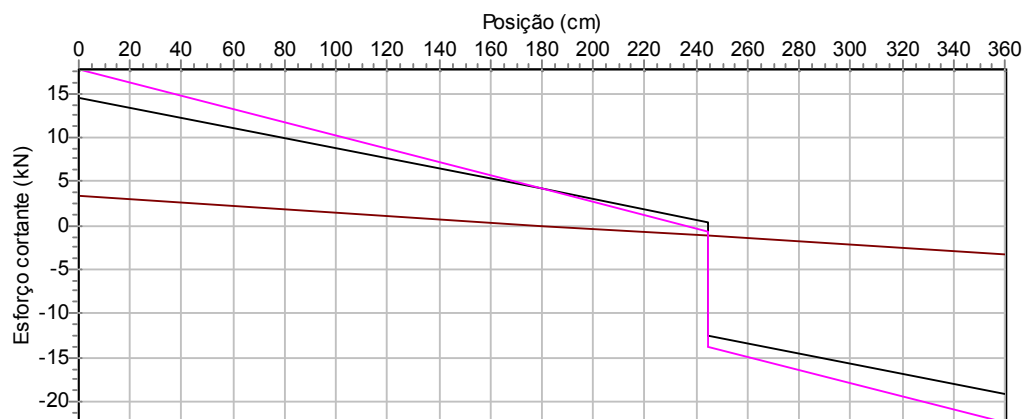
  

<b>c). Esforços máximos combinados</b>					
Combinção	Momento Positivo		Momento Negativo		
	$x(\text{cm})$	$M(\text{kN.cm})$	$x(\text{cm})$	$M(\text{kN.cm})$	$x(\text{cm})$
CP	245	1822,14	0	0,00	360
19,15					
SC	180	291,60	0	0,00	0
3,24					
CP+SC	235	2079,59	0	0,00	360
22,39					

**d). Diagrama de momentos fletores**



### e). Diagrama de esforços cortantes



## V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

#### **Momento Fletor Positivo**

$x (M_{max}) = 235 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $M_d = 2079,59 \text{ kN.cm}$

$0,90 M_n = 4447,81 \text{ kN.cm}$   $S_d / R_d = 0,47$  **OK!**

#### **Esforço Cortante**

$x (V_{max}) = 360 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $V_d = 22,39 \text{ kN}$

$0,90 V_n = 208,62 \text{ kN}$   $S_d / R_d = 0,11$  **OK!**

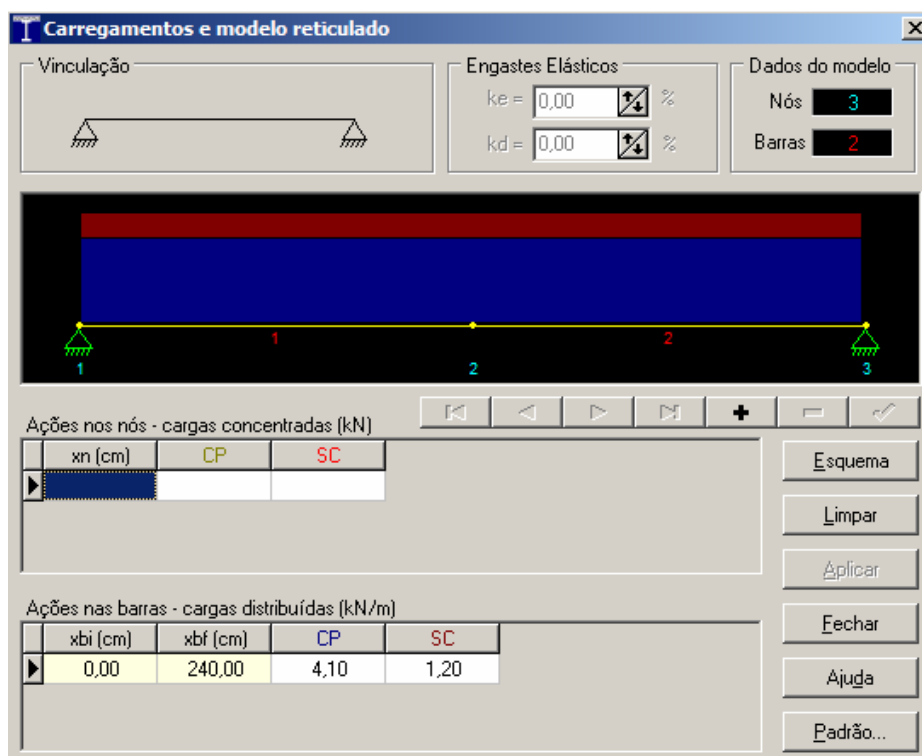
## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

Peso do perfil:  $360,00 \text{ cm} \times 21,39 \text{ kg/m} = 77,00 \text{ kg}$

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.16 Modelagem - Viga VM12a-W150X13,0



Parede entre vigas. Considerado 50% do peso da parede para cada viga.

#### I. DADOS DE ENTRADA

##### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 240,00 cm      Comprimento sem contenção lateral = 240,00 cm

##### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50       $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$        $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$

Designação: W 150x13,0

Tipo: Laminado

$d = 148,0 \text{ mm}$        $b_{fs} = 100,0 \text{ mm}$        $b_{fi} = 100,0 \text{ mm}$        $r = 10,0 \text{ mm}$

$tw = 4,3 \text{ mm}$        $t_{fs} = 4,9 \text{ mm}$        $t_{fi} = 4,9 \text{ mm}$

**c). Carregamentos**

CP - Carga permanente      SC - Carga acidental

<b>Cargas distribuídas</b>			
$X_{Bi}$ (cm)	$X_{Bf}$ (cm)	CP(kN/m)	SC(kN/m)
0,00	240,00	4,10	1,20

**d). Vinculações**

Vínculo esquerdo: apoio      Vínculo direito: apoio

**II. MODELAGEM PARA ANÁLISE**

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	X(cm)	Y(cm)	JR1	JR2	JR3
1	0,00	0,00	1	1	0
2	120,00	0,00	0	0	0
3	240,00	0,00	1	1	0

<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	L(cm)
1	1	2	16,60	634,97	120,00
2	2	3	16,60	634,97	120,00

<b>c). Cargas aplicadas nas barras</b>		
Barra	CP(kN/m)	SC(kN/m)
1	4,10	1,20
2	4,10	1,20

**III. DESLOCAMENTOS**

<b>a). Deslocamentos devido a CP</b>				
Nó	X(cm)	$dx$ (cm)	$dy$ (cm)	$rz$ (rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,001814
2	120,00	0,000000	0,141954	0,000000
3	240,00	0,000000	0,000000	0,001814

<b>b). Deslocamentos devido a SC</b>				
Nó	X(cm)	$dx$ (cm)	$dy$ (cm)	$rz$ (rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	

0,000531				
2	120,00	0,000000	0,041547	
0,000000				
3	240,00	0,000000	0,000000	-
0,000531				

**c). Deslocamentos máximos combinados**

Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	117,55	0,14187
SC	117,55	0,04152
CP+SC	117,55	0,18339

**d). Freqüência Natural de Vibração**

$$f = 13,162 \text{ Hz}$$

**IV. ESFORÇOS**

**a). Esforços devido a CP**

Barra	Nó inicial			Nó final	
	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	$M_z(\text{kN}\cdot\text{cm})$	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$
1	0,000	-4,920	0,000	0,000	0,000
2	0,000	0,000	295,200	0,000	-4,920

**b). Esforços devido a SC**

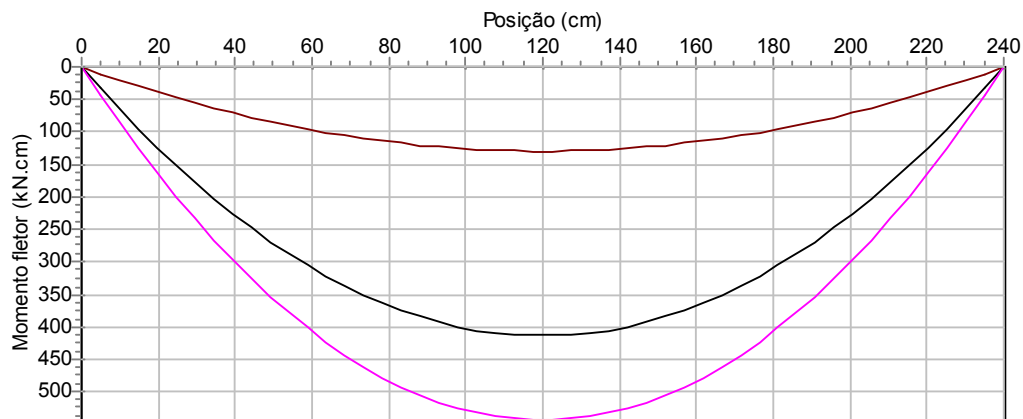
Barra	Nó inicial			Nó final	
	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$	$M_z(\text{kN}\cdot\text{cm})$	$F_x(\text{kN})$	$F_y(\text{kN})$
1	0,000	-1,440	0,000	0,000	0,000
2	0,000	0,000	86,400	0,000	-1,440

**c). Esforços máximos combinados**

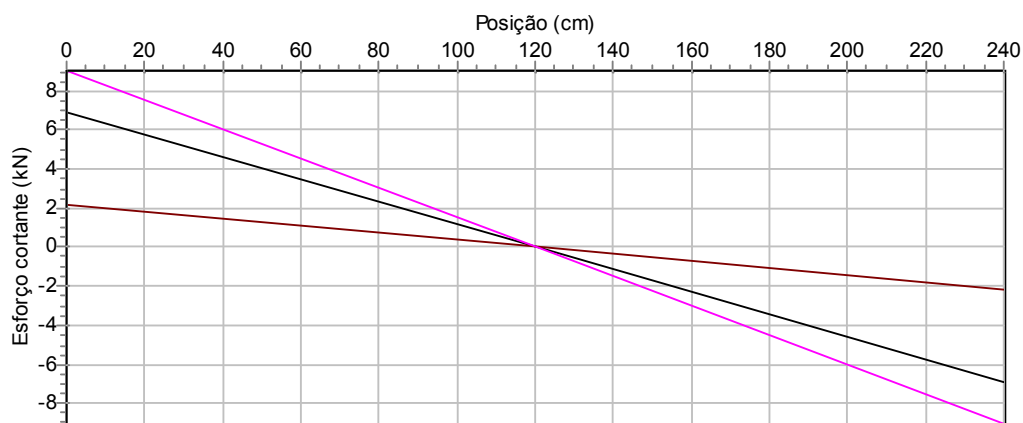
Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		Esforço Cortante
	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	M(kN.cm)	
CP	120	413,28	0	0,00	240
SC	120	129,60	240	0,00	240

CP+SC	120	542,88	0	0,00	240
9,05					

#### d). Diagrama de momentos fletores



#### e). Diagrama de esforços cortantes



### V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

#### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

##### Momento Fletor Positivo

$x (M_{max}) = 120 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $M_d = 542,88 \text{ kN.cm}$

$0,90 M_n = 1759,36 \text{ kN.cm}$   $S_d / R_d = 0,31$  **OK !**

##### Esforço Cortante

$x (V_{max}) = 240 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $V_d = 9,05 \text{ kN}$

$$0,90 V_n = 85,91 \text{ kN} \quad S_d / R_d = 0,11 \quad \text{OK!}$$

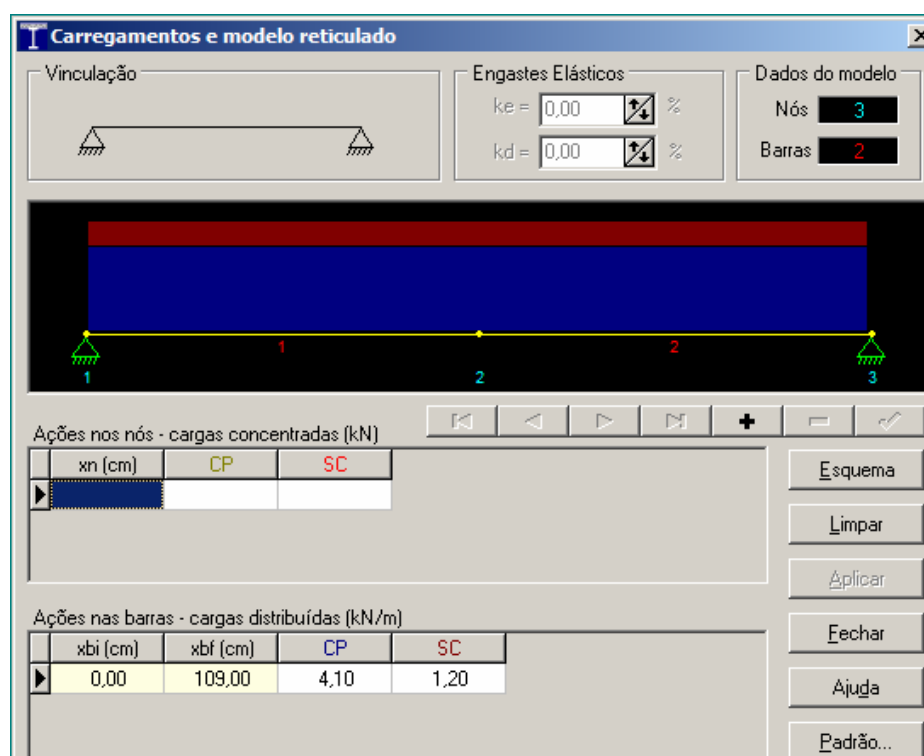
## VI. PESO TOTAL ESTIMADO

$$\text{Peso do perfil: } 240,00 \text{ cm} \times 13,03 \text{ kg/m} = \mathbf{31,28 \text{ kg}}$$

## VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Nenhuma observação a ser feita.

### 5.1.1.17 Modelagem - Viga Vm12b-W150x13,0



Parede entre vigas. Considerado 50% do peso da parede para cada viga.

## I. DADOS DE ENTRADA

### a). Parâmetros Globais

- Cálculo como viga de aço isolada

- Vão = 109,00 cm      Comprimento sem contenção lateral = 109,00 cm

### b). Perfil Metálico

Aço: ASTM A-572 perfis Grau 50       $f_y = 25,00 \text{ kN/cm}^2$        $f_u = 45,00 \text{ kN/cm}^2$

$$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$$

Designação: W 150x13,0

Tipo: Laminado

 $d = 148,0 \text{ mm}$      $bfs = 100,0 \text{ mm}$      $bfi = 100,0 \text{ mm}$      $r = 10,0 \text{ mm}$ 
 $tw = 4,3 \text{ mm}$      $tfs = 4,9 \text{ mm}$      $tfi = 4,9 \text{ mm}$ 
**c). Carregamentos**

CP - Carga permanente

SC - Carga accidental

<b>Cargas distribuídas</b>			
$XBi(\text{cm})$	$XBf(\text{cm})$	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
0,00	109,00	4,10	1,20

**d). Vinculações**

Vínculo esquerdo: apoio    Vínculo direito: apoio

**II. MODELAGEM PARA ANÁLISE**

<b>a). Coordenadas e restrições nodais</b>					
Nó	$X(\text{cm})$	$Y(\text{cm})$	$JR1$	$JR2$	$JR3$
1	0,00	0,00	1	1	0
2	54,50	0,00	0	0	0
3	109,00	0,00	1	1	0

<b>b). Informações das barras para análise da viga de aço isolada</b>					
Barra	NóJ	NóK	$Ag(\text{cm}^2)$	$Iz(\text{cm}^4)$	
$L(\text{cm})$					
1	1	2	16,60	634,97	54,50
2	2	3	16,60	634,97	54,50

<b>c). Cargas aplicadas nas barras</b>		
Barra	$CP(\text{kN/m})$	$SC(\text{kN/m})$
1	4,10	1,20
2	4,10	1,20

### III. DESLOCAMENTOS

#### a). Deslocamentos devido a CP

Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000170
2	54,50	0,000000	0,007003	0,000000
3	109,00	0,000000	0,000000	-0,000170

#### b). Deslocamentos devido a SC

Nó	X(cm)	dx(cm)	dy(cm)	rz(rad)
1	0,00	0,000000	0,000000	0,000050
2	54,50	0,000000	0,002050	0,000000
3	109,00	0,000000	0,000000	-0,000050

#### c). Deslocamentos máximos combinados

Combinação	X(cm)	Flecha(cm)
CP	54,50	0,00700
SC	54,50	0,00205
CP+SC	54,50	0,00905

#### d). Frequência Natural de Vibração

$$f = 59,243 \text{ Hz}$$

### IV. ESFORÇOS

#### a). Esforços devido a CP

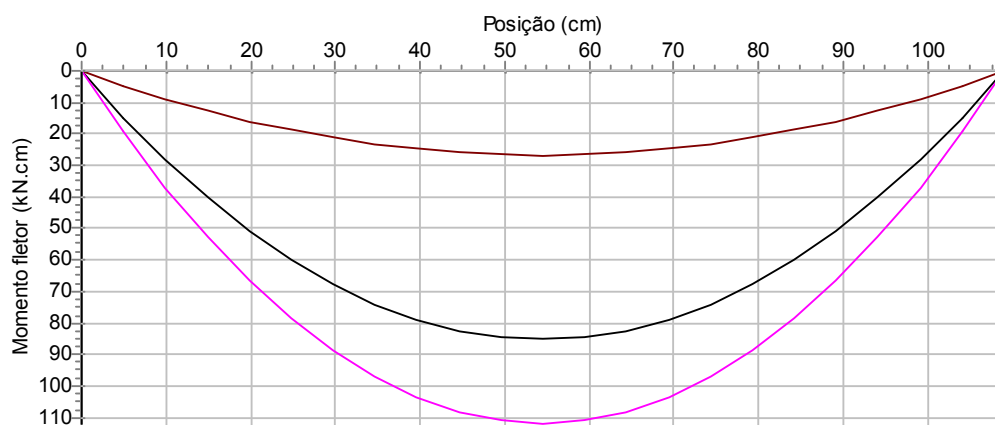
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					
1	0,000	-2,234	0,000	0,000	0,000
-60,890					
2	0,000	0,000	60,890	0,000	-2,234
0,000					

#### b). Esforços devido a SC

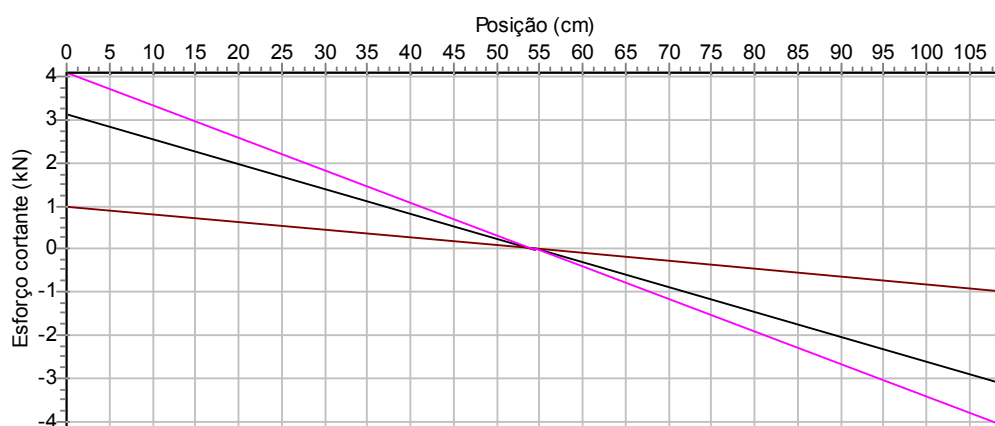
Barra	Nó inicial			Nó final	
	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kN.cm)	Fx(kN)	Fy(kN)
Mz(kN.cm)					
1	0,000	-0,654	0,000	0,000	0,000
-17,822					
2	0,000	0,000	17,822	0,000	-0,654
0,000					

<b>c). Esforços máximos combinados</b>					
Combinação	Momento Positivo		Momento Negativo		
<b>Esforço Cortante</b>					
V(kN)	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)	M(kN.cm)	x(cm)
CP 3,13	54	85,25	109	0,00	109
SC 0,98	55	26,73	109	0,00	109
CP+SC 4,11	54	111,98	109	0,00	0

#### d). Diagrama de momentos fletores



#### e). Diagrama de esforços cortantes



### V. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES CRÍTICAS

#### a). Verificação da Seção de Aço Isolada

Combinação utilizada: 1,40 CP + 1,50 SC

**Momento Fletor Positivo**

$x (M_{max}) = 54 \text{ cm}$  (ponto de momento máximo)  $Md = 111,98 \text{ kN.cm}$

$0,90 Mn = 2169,03 \text{ kN.cm}$   $Sd / Rd = 0,05$  **OK !**

**Esforço Cortante**

$x (V_{max}) = 0 \text{ cm}$  (ponto de cortante máximo)  $Vd = 4,11 \text{ kN}$

$0,90 Vn = 85,91 \text{ kN}$   $Sd / Rd = 0,05$  **OK !**

**VI. PESO TOTAL ESTIMADO**

Peso do perfil:  $109,00 \text{ cm} \times 13,03 \text{ kg/m} = 14,21 \text{ kg}$

**VII. OBSERVAÇÕES E RECOMENDAÇÕES**

Nenhuma observação a ser feita.

Calculadas as vigas, determinamos através de suas reações, as cargas pilares, as quais estão representadas no quadro 5.1.2.

**5.1.2 CARGA NOS PILARES NO NÍVEL DA FUNDAÇÃO**

Barra	Perfil	Nd (kN)	Ag (cm <sup>2</sup> )	rx (cm)	ry (cm)	Lflx (cm)	Lfly (cm)	Lflz (cm)	Rd (kN)	Nd/Rd
PM1	W 150x22,5	130	29,0	6,5	3,7	300	300	-	457	0,28
PM2	W 150x13,0	40	16,6	6,2	2,2	300	300	-	136	0,29
PM3	W 150x13,0	77	16,6	6,2	2,2	300	300	-	136	0,56
PM4	W 150x13,0	76	16,6	6,2	2,2	300	300	-	136	0,56
PM5	W 150x13,0	87	16,6	6,2	2,2	300	300	-	136	0,64
PM6	W 150x13,0	31	16,6	6,2	2,2	300	300	-	136	0,23
PM7	W 150x22,5	280	29,0	6,5	3,7	300	300	-	457	0,61

## 5.2 GERAÇÃO DO PÓRTICO

O modelo estrutural assim definido e calculado é representado pelo pórtico da (figura 29). Este pórtico foi gerado e analisado através de um programa gráfico Metálica 3D, a partir da planta de arquitetura. Por se tratar de um estudo de caso, foram seguidas as características geométricas do projeto. A estrutura, obtida dessa forma, foi transportada para o programa e para as cargas nas vigas foram utilizadas as mesmas apresentadas para o VigaMix. Vale salientar que o Metálica 3D, além da geração do pórtico e, a análise estrutural do programa oferece como saída também toda a relação de materiais, reações dos apoios, esforços solicitantes, bem como o status de todas as verificações dos perfis considerados na obra. Resultados estes, que ratificam os resultados encontrados pelo programa VigaMix.

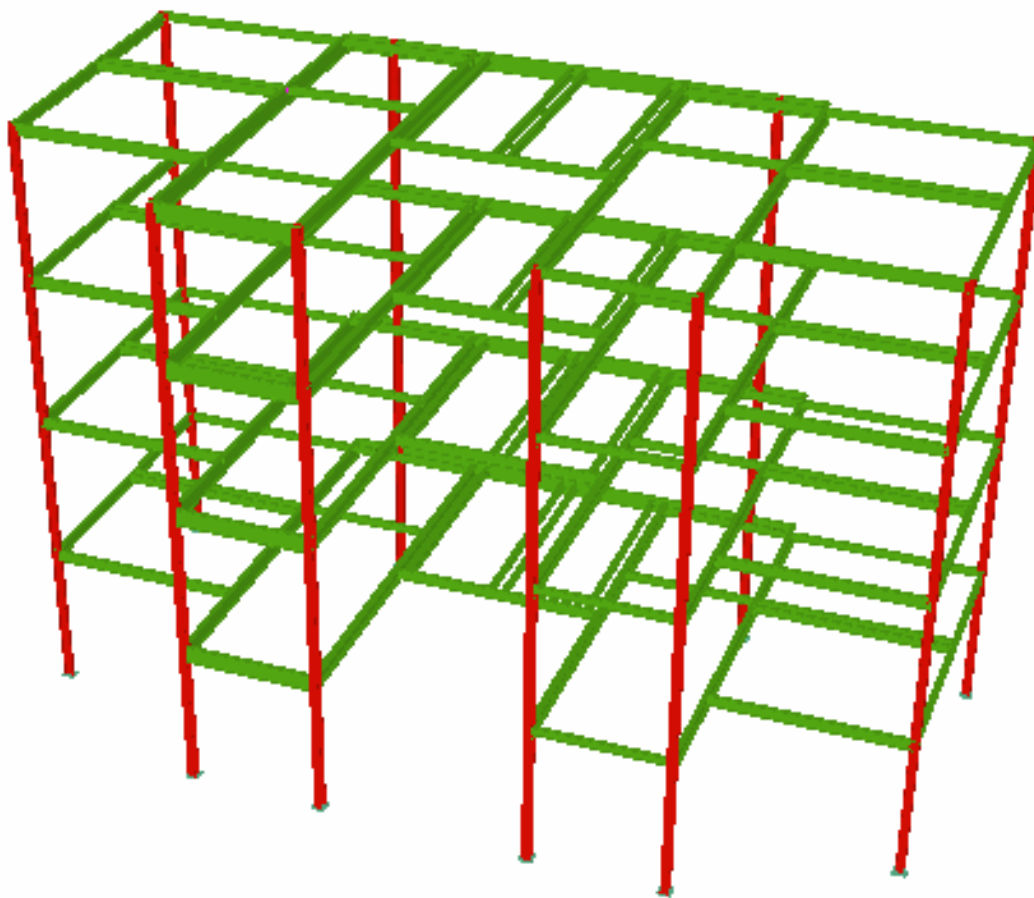


FIGURA 29 - PÓRTICO GERADO PELO PROGRAMA *NOVO METÁLICAS 3D*

### 5.3 ANÁLISES E DISCUSSÕES

A proposta apresentada além de eliminar o risco de ruptura brusca da edificação em ocasiões de falência das alvenarias resistentes, torna-se bastante pertinente por se tratar de uma solução que eliminaria muitos pontos indesejáveis observados em outras técnicas de reparação.

O sistema conduz a menor tempo de execução e de custo, quando comparado com outras propostas para reforço deste tipo de obra. Estima-se que o prazo de execução não exceda 60 dias.

Conserva as espessuras das paredes não havendo interferência nas esquadrias, mantendo em suas posições originais as peças de instalações elétricas e sanitárias diferentemente de outras soluções a exemplo do Jateamento com Argamassa (ELGAWADY et al., 2004) e do Reboco Armado (JABAROV et al., 1980; SHEPPARD; TERCELJ, 1980).

Não promove deformações na estrutura ao contrário da injeção de Graute, que se inviabiliza devido a descontinuidade dos septos dos tijolos cerâmicos, e se o graute não apresentar propriedades físicas e mecânicas análogas às da alvenaria resistente, pode gerar deformações no sólido resultante (TOMAZEVIC, 1993).

Mantém o projeto inicial de aberturas, diferentemente da técnica que faz reforço das mesmas, pois este diminui os valores iniciais de portas e janelas.

Quando comparada com o uso de brases metálicos, esta solução torna-se mais atraente, pois além de eliminar a possibilidade de colapso progressivo, sua interferência nos ambientes fica condicionada apenas às arestas das alvenarias, além de dispensar a utilização de uma grande quantidade de parafusos requeridos pelos brases (TAGHDI, 2000).

Entre as qualidades da proposta deste trabalho, podemos destacar as seguintes características:

1. Menor prazo de execução; a fabricação da estrutura em paralelo com a execução das fundações, a possibilidade de se trabalhar em diversas frentes de serviços simultaneamente, a diminuição de formas e escoramentos e o fato da montagem da estrutura não ser afetada pela ocorrência de chuvas, pode levar a uma redução de até 40% no tempo de execução quando comparado com os processos convencionais, possibilitando retorno mais rápido dos usuários

2. Antecipação do ganho: Em função da maior velocidade de execução da obra, haverá um ganho adicional pela ocupação antecipada do imóvel e pela rapidez no retorno do capital investido;
3. Alívio de carga nas fundações: Por serem mais leves, as estruturas de aço podem reduzir em até 30% o custo das fundações;
4. Liberdade no projeto de arquitetura: A tecnologia do aço confere aos arquitetos total liberdade criadora, permitindo a elaboração de projetos arrojados e de expressão arquitetônica marcante;
5. Maior área útil: As seções dos pilares e vigas de aço são substancialmente mais esbeltas do que as equivalentes em concreto, resultando em melhor aproveitamento do espaço interno e aumento da área útil, fator muito importante principalmente em garagens;
6. Execução seca
7. Permite fazer qualquer tipo de reforma após a execução
8. Flexibilidade: A estrutura de aço mostra-se especialmente indicada nos casos onde há necessidade de adaptações, ampliações, reformas e mudança de ocupação de edifícios. Além disso, torna mais fácil a passagem de utilidades como água, ar condicionado, eletricidade, esgoto, telefonia, informática, etc;
9. Compatibilidade com outros materiais: O sistema construtivo em aço é perfeitamente compatível com qualquer tipo de material de fechamento, tanto vertical como horizontal, admitindo desde os mais convencionais (tijolos e blocos, lajes moldadas in loco) até componentes pré-fabricados (lajes e painéis de concreto, painéis "dry-wall", etc);
10. Garantia de qualidade: A fabricação de uma estrutura de aço ocorre dentro de uma indústria e conta com mão-de-obra altamente qualificada, o que dá ao cliente a garantia de uma obra com qualidade superior devido ao rígido controle existente durante todo o processo industrial;

11. Com a soldagem após o macaqueamento, a transferência de cargas movimentadas é imediata
12. A solução é comprovadamente segura, podendo haver execução de prova-de-carga
13. É durável em virtude do aço patinável, com primer epóxi e pintura
14. Na hipótese de ruptura de uma parede, não há colapso progressivo.
15. Não mais se tem ruptura brusca, passando a dúctil, em virtude do comportamento do aço
16. Praticamente independe da qualidade da mão-de-obra, em virtude de predominância de elementos industrializados. O soldador fica com grande responsabilidade
17. Permite trabalhar sempre abaixo de pavimentos seguros
18. Não haverá modificações nas espessuras dos revestimentos, conservando assim, as instalações elétricas e hidráulicas, bem como as esquadrias.
19. Com o objetivo de se ter a menor perda de espaços internos dos apartamentos, os pilares metálicos serão posicionados externamente. Esta alternativa, evita intervenções nos pisos dos apartamentos e causarão pouco impacto nas fachadas, devido às reduzidas seções dos perfis, além de simplificar sobremaneira os trabalhos de fundação.
20. As vigas metálicas atravessarão paredes ou cintas de concreto quando houver, até encontrarem seus apoios, que poderão ser pilares ou vigas principais. Para a passagem dessas vigas, será necessário efetuar pequenas aberturas nas alvenarias ou cintas suficientes apenas para a passagem das mesmas. Estas aberturas serão totalmente fechadas após as ligações dos perfis.
21. No caso de lajes pré-fabricadas do tipo voltterrana as vigas necessariamente deverão dar apoio às extremidades das nervuras. Para o perfeito ajuste das

lajes sobre as vigas metálicas, há necessidade de se colocar cunhas ou dispositivos similares para que o apoio da laje seja contínuo, notadamente quando houver irregularidades de nível da laje.

22. Precisão construtiva: Enquanto nas estruturas de concreto a precisão é medida em centímetros, numa estrutura de aço a unidade empregada é o milímetro. Isso garante uma estrutura perfeitamente aprumada e nivelada, facilitando atividades como o assentamento de esquadrias, instalação de elevadores, bem como redução no custo dos materiais de revestimento;
23. As fundações que dependem da natureza do terreno, poderão ser sapatas isoladas ou blocos de coroamento sobre estacas brocas. Estas receberão uma regularização com graute de aproximadamente 2,00 cm, para o perfeito apoio das placas de bases que receberão os pilares metálicos, ligados pela simples soldagem.
24. Reciclabilidade: O aço é 100% reciclável e as estruturas podem ser desmontadas e reaproveitadas;
25. Racionalização de materiais e mão-de-obra: Numa obra, através de processos convencionais, o desperdício de materiais pode chegar a 25% em peso. A estrutura de aço possibilita a adoção de sistemas industrializados, fazendo com que o desperdício seja sensivelmente reduzido;
26. Preservação do meio ambiente: A estrutura de aço é menos agressiva ao meio ambiente, pois além de reduzir o consumo de madeira na obra, diminui a emissão de material particulado e poluição sonora geradas pelas serras e outros equipamentos destinados a trabalhar a madeira;
27. Organização do canteiro de obras: Como a estrutura de aço é totalmente pré-fabricada, há uma melhor organização do canteiro devido entre outros à ausência de grandes depósitos de areia, brita, cimento, madeiras e ferragens, reduzindo também o inevitável desperdício destes materiais. O

ambiente limpo com menor geração de entulho oferece ainda melhores condições de segurança ao trabalhador contribuindo para a redução dos acidentes na obra

Em contrapartida, há algumas desvantagens em relação ao uso de estruturas de aço. As principais são:

- a) Exige conservação maior que as estruturas de concreto armado;
- b) Exige grau maior de especialização da mão-de-obra de montagem no canteiro de obras e eleva o gasto com equipamentos, normalmente alugados ou amortizados pela obra específica;
- c) No caso de construções que são freqüentadas por muitas pessoas, necessitando de tempo para evacuar o local, a estrutura de aço exige uma proteção contra incêndio que aumenta seu preço. Essa proteção não é, normalmente, exigida em estruturas de concreto armado;
- d) Atualmente no Brasil, a estrutura de aço, em geral, ainda é mais cara que a de concreto armado para o mesmo fim, principalmente pelos motivos acima citados; esta característica se fortalece nas construções residenciais ou para escritórios até cerca de 40 andares e pontes de pequenos vãos;

## **5.4 ORÇAMENTO**

Para a realização da obra de estruturação em aço para prédio caixão são necessários os materiais abaixo discriminados, as quantidades e valores estão ilustrados na tabela que segue. Vale salientar, que a grande variedade e disponibilidade de bitolas dos perfis da família ASTM-572 Grau 50, associado a sua alta resistência fazem desta solução uma proposta atraente, pois os cálculos conduzem a dimensões de perfis sem grandes excedentes. Some-se a esta vantagem, a geometria dos perfis, o que torna as ligações soldadas bastante

simplificadas e sem necessidades de maiores ajustes para das uniões peças: vigas com vigas, ou vigas com pilares.

**TABELA 7 - ORÇAMENTO COM PREÇO GLOBAL**

ITEM	DISCRIMINAÇÃO	UNID.	QUANT.	PREÇO UNITÁRIO R\$	PREÇO TOTAL R\$
<b>1.</b>	<b>ESTUDOS E PROJETOS</b>				<b>32.000,00</b>
1.1	projetos		1,00	30.000,00	30.000,00
1.2	Sondagem	m	1,00	2.000,00	2.000,00
<b>2.</b>	<b>SERVIÇOS PRELIMINARES</b>				<b>4.000,00</b>
2.1	Instalação da obra		1,00	3.000,00	3.000,00
2.2	Marcação da obra	vb	1,00	1.000,00	1.000,00
<b>3.</b>	<b>Fundação</b>				<b>12.899,04</b>
3.1	escavação de valas para fundacao	m³	27,16	13,42	364,49
3.2	concreto magro	m³	2,80	300,55	841,54
3.3	concreto armado sapatas	m³	9,60	996,00	9.561,60
3.4	concreto armado toco pilares	m³	1,76	996,00	1.752,96
3.5	reaterro apiloado de valas	m³	15,60	24,26	378,46
<b>4.</b>	<b>Superestrutura em aço</b>				<b>171.324,00</b>
4.1	W 150 x 13,0, Perfil simples	Kg	6.395,62	8,00	51.164,96
4.2	W 200 x 15,0, Perfil simples	Kg	1.291,42	8,00	10.331,36
4.3	W 310 x 28,3, Perfil simples	Kg	7.274,86	8,00	58.198,88
4.4	W 150 x22.5(H), Perfil simples	Kg	3.813,66	8,00	30.509,28
4.5	W 310 x 23,8, Perfil simples	Kg	1.236,30	8,00	9.890,40
4.6	W 150 x29.8(H), Perfil simples	Kg	1.274,84	8,00	10.198,72
4.7	16Ø12 mm L=48 cm ISO 898.C4.6 (liso)16 x 0.48	Kg	6,46	8,00	51,68
4.8	12Ø12 mm L=48 cm ISO 898.C4.6 (liso)12 x 0.48	Kg	4,96	8,00	39,68
4.9	4Ø12 mm L=48 cm ISO 898.C4.6 (liso) 4 x 0.48	Kg	1,66	8,00	13,28
4.10	8Ø12 mm L=48 cm ISO 898.C4.6 (liso) 8 x 0.48	Kg	3,30	8,00	26,40
4.11	2 CH: 250 x300x15mm	Kg	36,80	8,00	294,40
4.12	1 CH: 250 x250x11mm	Kg	10,80	8,00	86,40
4.13	3 CH: 250 x250x10mm	Kg	29,46	8,00	235,68
4.14	4 CH: 250 x250x9mm	Kg	35,36	8,00	282,88
<b>5.</b>	<b>Alvenaria</b>				<b>309,016</b>
5.1	Abertura de janelas para passagem dos perfis	m²	7,60	7,48	56,848
5.2	recomposição de alvenaria	m²	7,60	18,70	142,12
5.3	chapisco	m²	7,60	2,48	18,848
5.4	massa única	m²	7,60	12,00	91,2
<b>5.5</b>	<b>Pintura</b>	vb			<b>18378,88</b>
5.6	pintura epóxi	m²	748,00	24,40	18251,2
5.7	pintura látex	m²	15,20	8,40	127,68
<b>6.</b>	<b>Diversos</b>	vb	1,00	12.000,00	<b>12.000,00</b>

7.	Limpeza final da obra	vb	1,00	1.500,00	<b>1.500,00</b>
	<b>PREÇO TOTAL</b>				<b>252.410,94</b>

## Capítulo 6

## Conclusões e Sugestões

### 6.1 CONCLUSÕES

A solução proposta atende às exigências da lei estadual ALEPE 13451, relativa à Inspeção, Recuperação e Manutenção de prédios construídos em alvenaria resistente, os denominados prédios caixaão. A referida lei foi regulamentada para o caso geral e, até o momento, sancionada pelo Governo do Estado apenas para prédios construídos em Alvenaria Resistente. A solução apresentada elimina, de forma irrefutável, a ruptura brusca e o colapso progressivo que são os fatores de risco mais elevados pelo fato do colapso destas edificações serem instantâneos e sem aviso prévio. A Regulamentação da Lei 13451 que faz a exigência dos projetos de recuperação impedirem a ruptura brusca e o colapso progressivo é da maior importância, uma vez que evita fatalidades e, por outro lado, é o princípio do projeto de reforço mais complexo em ser resolvido.

A solução de reforço em estrutura metálica é a que permite menor prazo para recuperação. Este aspecto da solução proposta é convergente com a urgência de solução que estas edificações requerem.

As vantagens estruturais e arquitetônicas do aço possibilitam a verificação de várias exigências construtivas, das quais pode-se citar: a pré-fabricação, a elevada resistência, a reversibilidade, as dimensões e peso reduzidos, a simplicidade de transporte, a facilidade de montagem em obra, a utilização em espaços reduzidos, a disponibilidade em diversas formas e dimensões, o tempo de execução reduzido e a ótima relação custo benefício.

A minimização do tempo de execução elimina grande número de problemas operacionais e de custos. Para prazos inferiores a 60 dias, torna-se uma solução interessante que, certamente, terá a colaboração espontânea dos moradores. Além de reduzir os alugueres, estes poderão até ser eliminados dentro do clima de colaboração a ser desenvolvido durante as operações,

inclusive quando se considera a valorização dos imóveis com eliminação do estigma.

A solução pode ser facilmente estendida para aplicação a projetos novos, usando a estrutura metálica, cujos benefícios da associação de pórticos com painéis de alvenaria têm sido discutidos por diversos pesquisadores em vários países nas últimas cinco décadas, através de ensaios isolados em várias instituições.

A ação recíproca resultante da associação pórtico-painel proporciona rigidez adequada ao pórtico, que é flexível e, como resultado, tem-se o aumento da ductilidade do painel. Mesmo após a fissuração, um painel de alvenaria continua à absorver cargas horizontais e manter-se deslocado para ações muito maiores que aquelas que conseguiria atingir sem a presença do pórtico.

## **6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Com o objetivo de um maior aprofundamento, e de se obter melhores resultados e soluções casos de reforço de prédios tipo caixão utilizando perfis metálicos, torna-se necessário uma maior pesquisa nessa área.

Pode-se então citar alguns tópicos a serem pesquisados com esse intuito:

- Poderão ser desenvolvidos estudos procurando efetuar uma varredura de problemas mais freqüentes capazes de ocorrer para a implementação da solução proposta.
- Efetuar análise de desempenho da solução na fase pós-reforço.
- Analisar as vantagens e desvantagens em adotar solução aparafusada.
- Efetuar um estudo de compatibilização entre diferentes tipos de materiais.
- Efetuar um estudo para avaliar as ligações entre estruturas de aço de diferentes resistências e idades.

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:**

ACI 531-79. Building code requirements for concrete masonry structures, 1979.

ALEPE – Assembleia Legislativa do Estado de Pernambuco. Lei No. 13451, 2010.

ARAÚJO, E. R., HOROWITZ, B., OLIVEIRA, R. A. Alvenaria estrutural, aplicação para habitação popular do tipo multifamiliar. Ed. Secretaria de Habitação do Estado de Pernambuco. Recife – PE, 1981.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS (ABNT) NBR 6120: Cargas para cálculo de estruturas de edificações (Versão corrigida). Rio de Janeiro, 2000.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS (ABNT) NBR 8800: Projeto e Execução de estruturas de aço de Edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

CAMPOS, M. D. Considerações sobre soluções para recuperação de prédios construídos com alvenaria resistente. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Orientador: Romilde Almeida de Oliveira, 2006.

DUARTE, R. B. Recomendações para o projeto e execução de edifícios de alvenaria estrutural. Ed. ANICER – Associação Nacional da Indústria Cerâmica, Porto Alegre – RS, 1999. 79 p.

EIGAWADY, M. Seismic in-plane behaviour of URM walls upgraded with composites, Thesis dissertation, IS-IMAC, EPFL, Switzerland, 2004.

EUROCÓDIGO 3. Projeto de Estruturas Metálicas, 1993.

FERREIRA, S. R. M., Colapso e expansão de solos naturais não saturados devidos à inundação, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 1995.

GOMES, I. R. Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface. Tese (Doutorado). UFSC. Florianópolis – SC, 2001.

HOLLANDA JÚNIOR, O. R. Influência de recalques em edifícios de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado). EESC/USP. São Carlos – SP, 2002.

Instituto Brasileiro de Siderurgia. Edifícios de pequeno porte estruturados em aço / Instituto Brasileiro de Siderurgia – IBS/CBCA. 3ª edição. Rio de Janeiro, 2004.

JABAROV, M., KOZHARINOV, S., LUNYOV, A., 1980, Strengthening of damaged masonry by reinforced mortar layers, 7th WCEE, Istanbul, vol. 6, 73-80.

MENDES, R. J. K. Resistência à compressão de alvenarias de blocos cerâmicos estruturais. Dissertação (Mestrado). UFSC. Florianópolis – SC, 1998.

OLIVEIRA, F. L. Reabilitação de paredes de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo – SP, 2001.

OLIVEIRA R. A. Laudo Técnico – Edifício Aquarela. Piedade. Jaboatão dos Guararapes – PE, 1997.

OLIVEIRA, R. A. ET.al. (2000). Laudo Técnico – Causas do desabamento do edifício 'Érica, Jardim Fragoso. Olinda – PE.

OLIVEIRA, R. A. et al. Laudo Técnico – Causas do desabamento do edifício Éricka, Jardim Fragoso. Olinda – PE, 2000.

OLIVEIRA, R. A., PIRES SOBRINHO, C. W. A. Acidentes com prédios construídos com alvenaria resistente na região metropolitana do Recife. DAMSTRUC, João Pessoa – PB, 2006.

OLIVEIRA, R. A., PIRES SOBRINHO, C. W. A. MELO, L. V. Laudo Técnico – Causas do desabamento do Bloco B do conjunto residencial Enseada de Serrambi, Bultrins. Olinda-PE, 2000.

OLIVEIRA, R. A., SILVA, F. A. N., PIRES SOBRINHO, C. W. . Edifícios construídos com alvenaria resistente em Pernambuco - Situação atual e perspectivas futuras. In: Bernardo Silva Monteiro; José Afonso Pereira Vitorio. (Org.). O Sinaenco-PE e a produção do conhecimento. 1a ed. Recife: Sinaenco, 2008, v. 1, p. 233-263.

PIRES SOBRINHO, C. W. A.; MELO, L. V. Sistema construtivo em alvenaria utilizado na região metropolitana do Recife - Razões técnicas de sua inviabilidade. In: VII International seminar on structural masonry for developing countries, Belo Horizonte, 2002.

RAI, D., GOEL, S. Seismic strengthening of unreinforced masonry piers with steel elements, Earth. Spec., 12, 845-862. 1996.

ROMAN, H. R. Alvenaria Estrutural. Revista Techne. N. 24. 1996 pp. 49-52

RAMALHO, M. A., CORRÊA, M. R. S. Projetos de edifícios de alvenaria estrutural. Ed. PINI Ltda. São Paulo, 2003.

SHEPPARD, P., TERCELJ, S. The effect of repair and strengthening methods for masonry walls. 7th WCEE, Istanbul, vol. 6, 255-262. 1980.

TAGHDI, M. Seismic retrofit of low-rise masonry and concrete walls by steel strips, PhD dissertation, Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, Canada, 2000.

TEIXEIRA CAMPOS, L.E. Técnicas de Recuperação e Reforço Estrutural com Estruturas de Aço. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Orientador: Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, 2006.

TOMAZEVIC, M., APIH, V. The strengthening of Stone-masonry walls by injecting masonry friendly grouts. European Earthquake Engineering, 7 (2), Patron, Bologna, 1993. pp 10-20.

## ANEXOS

### ANEXO 1: NBR 8800 (2008)

#### 1.- ESTRUTURA

##### 1.1.- Ligações

###### 1.1.1.- Especificações

Norma:

ABNT NBR 8800:2008: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Artigo 6: Condições específicas para o dimensionamento de ligações metálicas.

Materiais:

- Perfis (Material base): A-572 Grau 50,  $t \leq 50$ .

- Material de adição (soldas): Eletrodos da série E70XX. Para os materiais utilizados e o procedimento de solda SMAW (Arco elétrico com eletrodo revestido), cumprem-se as condições de compatibilidade entre materiais exigidas pelo item 6.2.4 ABNT NBR 8800:2008.

Definições para soldas em ângulo:

- Garganta efetiva: é igual à menor distância medida desde a raiz à face plana teórica da solda (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

- Lado do cordão: é o menor dos dois lados situados nas faces de fusão do maior triângulo que pode ser inscrito na seção da solda (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

- Raiz da solda: é a interseção das faces de fusão (item 6.2.2.2 b) ABNT NBR 8800:2008).

- Comprimento efetivo do cordão de solda: é igual ao comprimento total da solda com dimensões uniformes, incluídos os retornos (item 6.2.2.2 c) ABNT NBR 8800:2008).

Disposições construtivas:

1) As prescrições consideradas neste projeto aplicam-se a ligações soldadas nas quais:

- Os aços das peças a unir têm um limite elástico não superior a 100 ksi [690 MPa] (item 1.2 (1) AWS D1.1/D1.1M:2002).

- As espessuras das peças a unir são pelo menos de 1/8 in [3mm] (item 1.2 (2) AWS D1.1/D1.1M:2002).

- As peças soldadas não são de seção tubular.

2) Em soldas de topo de penetração total ou parcial verifica-se que:

- O comprimento efetivo das soldas de penetração total ou parcial é igual ao seu comprimento total, o qual é igual ao comprimento da parte unida (item 6.2.2.1 b) ABNT NBR 8800:2008).

- Em soldas de penetração total, a garganta efetiva é igual à menor espessura das peças unidas (item 6.2.2.1 c) ABNT NBR 8800:2008).

- Em soldas de penetração parcial, a espessura mínima da garganta efetiva cumpre os valores da seguinte tabela:

<b>Tabela 9 ABNT NBR 8800:2008</b>	
Maior espessura do metal base na junta (mm)	Espessura mínima de garganta efetiva (mm)
Menor que ou igual a 6.35	3
Menor que ou igual a 12.5	5
Menor que ou igual a 19	6
Menor que ou igual a 37.5	8
Menor que ou igual a 57	10
Menor que ou igual a 152	13
Maior que 152	16

- A espessura de garganta efetiva das soldas de penetração parcial determina-se segundo a tabela 5 ABNT NBR 8800:2008.

3) Em soldas em ângulo verifica-se que:

- O tamanho mínimo do lado de uma solda de ângulo, em função da maior espessura das peças a unir, cumpre a seguinte tabela:

<b>Tabela 10 ABNT NBR 8800:2008</b>	
Maior espessura do metal base na junta (mm)	Tamanho mínimo do lado de uma solda em ângulo <sup>(*)</sup> (mm)
Menor que ou igual a 6.35	3
Menor que ou igual a 12.5	5
Menor que ou igual a 19	6
Maior que 19	8
<sup>(*)</sup> Executada em uma só passada	

- O tamanho máximo do lado de uma solda em ângulo ao longo das bordas de peças soldadas cumpre o especificado no item 6.2.6.2.2 ABNT NBR 8800:2008, o qual exige que:

- ao longo das bordas de material com espessura inferior a 6.35 mm, seja menor ou igual à espessura do material.

- ao longo das bordas de material com espessura igual ou superior 6.35 mm, seja menor ou igual à espessura do material menos 1.5 mm.

- O comprimento efetivo de um cordão de solda em ângulo cumpre que é maior que ou igual a 4 vezes o tamanho do seu lado, ou que o lado não se considera maior que o 25 % do comprimento efetivo da solda. Além disso, o comprimento efetivo de uma solda em ângulo exposta a qualquer solicitação de cálculo não é inferior a 40 mm (item 6.2.6.2.3 ABNT NBR 8800:2008).

4) No detalhe das soldas indica-se o comprimento efetivo do cordão (comprimento sobre o qual o cordão tem o seu tamanho completo). Para alcançar tal comprimento, pode ser necessário prolongar o cordão rodeando os cantos, com o mesmo tamanho de cordão.

5) As soldas de ângulo de ligações em 'T' com ângulos menores que 30° não se consideram como efetivas para a transmissão das cargas aplicadas (item 2.3.3.4 AWS D1.1/D1.1M:2002).

6) Nos processos de fabricação e montagem deverão ser cumpridos os requisitos indicados no capítulo 5 de AWS D1.1/D1.1M:2002. No que diz respeito à preparação do metal base, exige-se que as superfícies sobre as quais se depositará o metal de adição devem ser suaves, uniformes, e livres de

fissuras e outras descontinuidades que afetariam a qualidade ou resistência da solda. As superfícies a soldar, e as superfícies adjacentes a uma solda, deverão estar também livres de lâminas, escamas, óxido solto ou aderido, escória, ferrugem, humidade, óleo, gordura e outros materiais estranhos que impeçam uma solda apropriada ou produzam emissões prejudiciais.

#### Verificações:

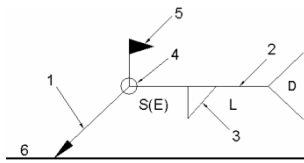
- A resistência de cálculo dos cordões de solda determina-se de acordo com o item 6.2.5 ABNT NBR 8800:2008.
  
- O método utilizado para a verificação da resistência dos cordões de solda é aquele em que as tensões calculadas nos cordões (resultante vetorial), consideram-se como tensões de corte aplicadas sobre a área efetiva (item 2.5.4.1 AWS D1.1/D1.1M:2002).
  
- A área efetiva de um cordão de solda é igual ao produto do comprimento efetivo do cordão pela espessura de garganta efetiva (itens 6.2.2.1 a) e 6.2.2.2 a) ABNT NBR 8800:2008).
  
- Na verificação da resistência dos cordões de solda considerou-se uma sollicitação mínima de cálculo de 45kN (item 6.1.5.2 ABNT NBR 8800:2008).

#### 1.1.2.- Referências e simbologia

Para a representação dos símbolos de soldas consideram-se as indicações da norma ANSI/AWS A2.4-98 'STANDARD SYMBOLS FOR WELDING, BRAZING, AND NONDESTRUCTIVE EXAMINATION'.

##### Método de representação de soldaduras

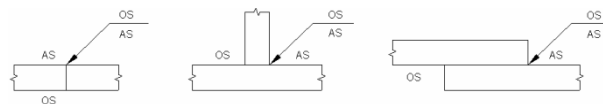
Conforme a figura 2 de ANSI/AWS A2.4-98 e os tipos de soldas utilizados neste projeto, desenvolve-se o seguinte esquema de representação de uma solda:



Referências:

- 1: seta (ligação entre 2 e 6)
  - 2: linha de referência
  - 3: símbolo de solda
  - 4: símbolo solda perimetral.
  - 5: símbolo de solda no local de montagem.
  - 6: linha do desenho que identifica a ligação proposta.
- S: profundidade do bisel. Em soldas em ângulo, é o lado do cordão de solda.  
 (E): tamanho do cordão em soldas de topo.  
 L: comprimento efetivo do cordão de solda  
 D: dado suplementar. Em geral, a série de eletrodo a utilizar e o processo pré-qualificado de solda.

A informação relacionada com o lado da ligação soldada à qual aponta a seta, coloca-se por baixo da linha de referência, enquanto que para o lado oposto, indica-se acima da linha de referência:



Onde:

OS(Other Side): é o outro lado da seta

AS(Arrow Side): é o lado da seta

Referência 3

Designação	Ilustração	Símbolo
Solda de filete		
Solda de topo em 'V' simples (com chanfro)		
Solda de topo em bisel simples		
Solda de topo em bisel duplo		
Solda de topo em bisel simples com chanfro de raiz largo		

ABNT NBR 8800:2008

Tabela A.1 — Aços especificados por Normas Brasileiras para uso estrutural <sup>a</sup>

ABNT NBR 7007			ABNT NBR 6648			ABNT NBR 6649 / ABNT NBR 6650		
Aços-carbono e microligados para uso estrutural e geral			Chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural			Chapas finas (a frio/a quente) de aço-carbono para uso estrutural		
Denominação	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	Denominação	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	Denominação	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa
MR 250	250	400-560	CG-26	255	410	CF-26	260/260	400/410
AR 350	350	450	CG-28	275	440	CF-28	280/280	440/440
AR 350 COR	350	485				CF-30	—/300	—/490
AR 415	415	520						
ABNT NBR 5000			ABNT NBR 5004			ABNT NBR 5008		
Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica			Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica			Chapas grossas e bobinas grossas, de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural		
Denominação	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	Denominação	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	Denominação	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa
G-30	300	415	F-32/Q-32	310	410	CGR 400	250	380
G-35	345	450	F-35/Q-35	340	450	CGR 500 e		
G-42	415	520	Q-40	380	480	CGR 500A	370	490
G-45	450	550	Q-42	410	520			
			Q-45	450	550			
ABNT NBR 5920/ABNT NBR 5921			ABNT NBR 8261					
Chapas finas e bobinas finas (a frio/a quente), de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural			Perfil tubular, de aço-carbono, formado a frio, com e sem costura, de seção circular ou retangular para usos estruturais					
Denominação	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	Denominação	Seção circular		Seções quadrada e retangular		
				$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	
CFR 400	—/250	—/380	B	290	400	317	400	
CFR 500	310/370	450/490	C	317	427	345	427	

<sup>a</sup> Para limitações de espessura, ver norma correspondente.

**A.2.4** Na Tabela A.2 são fornecidos os valores nominais mínimos, a menos que uma faixa seja mostrada, da resistência ao escoamento e da resistência à ruptura de alguns aços estruturais de uso freqüente relacionados pela ASTM, conforme as especificações da própria ASTM. Nesta Tabela, os dados que constam nas colunas "Produtos" e "Grupo de perfil ou faixa de espessura disponível" são meramente indicativos (para informações mais precisas, deve ser consultada a ASTM A6).

Tabela A.2 — Aços de uso freqüente especificados pela ASTM para uso estrutural

Classificação	Denominação	Produto	Grupo de perfil <sup>a b</sup> ou faixa de espessura disponível	Grau	$f_y$ MPa	$f_u$ MPa
Aços-carbono	A36	Perfis	1, 2 e 3	-	250	400 a 550
		Chapas e barras <sup>c</sup>	$t \leq 200$ mm			
	A500	Perfis	4	A	230	310
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	A572	Perfis	1, 2 e 3	42	290	415
				50	345	450
			1 e 2	55	380	485
				60	415	520
		Chapas e barras <sup>c</sup>	$t \leq 150$ mm	65	450	550
			$t \leq 100$ mm	42	290	415
			$t \leq 50$ mm	50	345	450
			$t \leq 31,5$ mm	55	380	485
	A992 <sup>d</sup>	Perfis	1, 2 e 3	-	345 a 450	450
	Aços de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica	A242	Perfis	1	-	345
2				-	315	460
3				-	290	435
Chapas e barras <sup>c</sup>		$t \leq 19$ mm	-	345	480	
		$19 \text{ mm} < t \leq 37,5$ mm	-	315	460	
		$37,5 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	-	290	435	
A588		Chapas e barras <sup>c</sup>	1 e 2	-	345	485
			$t \leq 100$ mm	-	345	480
	$100 \text{ mm} < t \leq 125$ mm		-	315	460	
			$125 \text{ mm} < t \leq 200$ mm	-	290	435
Aços de baixa liga temperados e auto-revenidos	A913	Perfis	1 e 2	50	345	450
				60	415	520
				65	450	550

<sup>a</sup> Grupos de perfis laminados para efeito de propriedades mecânicas:

- Grupo 1: Perfis com espessura de mesa inferior ou igual a 37,5 mm;
- Grupo 2: Perfis com espessura de mesa superior a 37,5 mm e inferior ou igual a 50 mm;
- Grupo 3: Perfis com espessura de mesa superior a 50 mm;
- Grupo 4: Perfis tubulares.

<sup>b</sup>  $t$  corresponde à menor dimensão ou ao diâmetro da seção transversal da barra.

<sup>c</sup> Barras redondas, quadradas e chatas.

<sup>d</sup> A relação  $f_u/f_y$  não pode ser inferior a 1,18.

## 6.2.5 Força resistente de cálculo

6.2.5.1 A força resistente de cálculo,  $F_{w,Rd}$ , dos diversos tipos de solda está indicada na Tabela 8, na qual  $A_w$  é a área efetiva da solda,  $A_{MB}$  é a área do metal-base (produto do comprimento da solda pela espessura do metal-base menos espesso),  $f_y$  é a menor resistência ao escoamento entre os metais-base da junta e  $f_w$  a resistência mínima à tração do metal da solda, obtida da Tabela A.4.

Tabela 8 — Força resistente de cálculo de soldas

Tipo de solda	Tipo de solicitação e orientação	Força resistente de cálculo $F_{w,Rd}$ <sup>a b d</sup>
Penetração total <sup>g)</sup>	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda	Não precisa ser considerado
	Tração ou compressão normal à seção efetiva da solda	Metal-base: $A_{MB}f_y/\gamma_{al}$ <sup>e fi</sup>
	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva	Metal-base: $0,60 A_{MB}f_y/\gamma_{al}$ <sup>i</sup>
Penetração parcial <sup>g)</sup>	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda <sup>c</sup>	Não precisa ser considerado
	Tração ou compressão normal à seção efetiva da solda	O menor dos dois valores: a) Metal-base: $A_{MB}f_y/\gamma_{al}$ <sup>i</sup> b) Metal da solda: $0,60 A_w f_w/\gamma_{w1}$ <sup>d)</sup>
	Cisalhamento paralelo ao eixo da solda, na seção efetiva	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,60 A_w f_w/\gamma_{w2}$ <sup>k</sup>
Filete	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda <sup>c</sup>	Não precisa ser considerado
	Cisalhamento na seção efetiva (a solicitação de cálculo é igual à resultante vetorial de todas as forças de cálculo na junta que produzam tensões normais ou de cisalhamento na superfície de contato das partes ligadas)	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,60 A_w f_w/\gamma_{w2}$ <sup>h k</sup>
Tampão em furos ou rasgos	Cisalhamento paralelo às superfícies em contato, na seção efetiva	Metal-base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,60 A_w f_w/\gamma_{w2}$ <sup>k</sup>

<sup>a</sup> Para definição de áreas efetivas de soldas, ver 6.2.2.

<sup>b</sup> O metal da solda a ser usado para cada metal-base é dado na Tabela 7.

<sup>c</sup> Soldas de filete e soldas de penetração parcial, ligando os elementos componentes de perfis soldados (mesas e almas), podem ser calculadas sem considerar as tensões de tração ou de compressão nesses elementos, paralelas ao eixo da solda; devem ser consideradas, entretanto, as tensões de cisalhamento causadas pelas forças cortantes e os efeitos locais.

<sup>d</sup> Em soldas sujeitas a tensões não-uniformes, as forças solicitante e resistente de cálculo são determinadas com base em comprimentos efetivos unitários.

<sup>e</sup> Nesse caso, quando houver duas classes de resistência de metal da solda na Tabela 7, só pode ser usada a classe de maior resistência.

<sup>f</sup> Para juntas de canto e em T, com chapa de espera não retirada do local da solda, o metal da solda deve ter uma tenacidade mínima de 27 J a 4 °C, no ensaio de Charpy com entalhe em V. Pode-se dispensar essa exigência de tenacidade, desde que a junta seja dimensionada usando-se o coeficiente de ponderação da resistência e a resistência nominal de uma solda de penetração parcial. A mesma exigência de tenacidade é aplicável a emendas soldadas de perfis soldados com espessura de mesa ou alma superior a 50 mm e de perfis laminados com mesas de espessura superior a 44 mm (nesse caso não há alternativa para dispensar tal exigência).

<sup>g</sup> Em emendas soldadas de perfis soldados com espessura de mesa ou alma superior a 50 mm e de perfis laminados com mesas de espessura superior a 44 mm, deve ser aplicado um preaquecimento igual ou superior a 175 °C.

<sup>h</sup> Ver também 6.2.5.2.

<sup>i</sup> O valor de  $\gamma_{al}$  é dado em 4.8.2.

<sup>j</sup> O valor de  $\gamma_{w1}$  é igual a 1,25 para combinações normais, especiais ou de construção e igual a 1,05 para combinações excepcionais.

<sup>k</sup> O valor de  $\gamma_{w2}$  é igual a 1,35 para combinações normais, especiais ou de construção e igual a 1,15 para combinações excepcionais.









Esforços em barras, por combinação														
Barra	Combinação		Esforço	Posições na barra										
	Tipo	Descrição		0.07 6 m	0.50 4 m	0.93 2 m	1.36 0 m	1.78 8 m	2.21 6 m	2.64 4 m	3.07 2 m	3.50 0 m		
			Vz	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.52
			Mt	4.770	4.302	3.905	3.508	3.111	2.714	2.316	1.919	0.000	0.000	0.00
			My	-	-	0.002	1.588	3.004	4.251	5.327	6.234	0.000	0.000	6.97
			Mz	3.681	1.755	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		0.9-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	N	11.52	11.52	11.52	11.52	11.52	11.52	11.52	11.52	11.52	11.52	11.5
		0.9-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vy	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	25
		0.9-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		0.9-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Mt	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.68
		0.9-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	My	2.097	1.893	1.720	1.547	1.373	1.200	1.027	0.854	0.000	0.000	0.00
		0.9-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		1.4-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	N	-	-	-	0.697	1.322	1.872	2.349	2.751	0.000	0.000	3.08
		1.4-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vy	1.622	0.775	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		1.4-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		1.4-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Mt	11.94	11.94	11.94	11.94	11.94	11.94	11.94	11.94	11.94	11.94	11.9
		1.4-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vy	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	45
		1.4-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		1.4-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Mt	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.70
		1.4-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	My	2.173	1.961	1.782	1.603	1.423	1.244	1.065	0.885	0.000	0.000	0.00
		1.4-AP+0.9-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		0.9-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	N	-	-	-	0.722	1.370	1.941	2.435	2.852	0.000	0.000	3.19
		0.9-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vy	1.681	0.803	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		0.9-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		0.9-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Mt	12.95	12.95	12.95	12.95	12.95	12.95	12.95	12.95	12.95	12.95	12.9
		0.9-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	My	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	52
		0.9-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		1.4-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	N	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.77
		1.4-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vy	2.350	2.124	1.931	1.739	1.546	1.354	1.162	0.969	0.000	0.000	0.00
		1.4-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		1.4-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Mt	-	-	-	0.780	1.483	2.104	2.642	3.098	0.000	0.000	3.47
		1.4-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	My	1.824	0.873	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		1.4-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Mz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		1.4-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	N	13.37	13.37	13.37	13.37	13.37	13.37	13.37	13.37	13.37	13.37	13.3
		1.4-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vy	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	71
		1.4-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Vz	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		1.4-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Mt	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.80
		1.4-AP+1.4-AP1+0.9-AP2+1.4-V1	Mz	2.426	2.192	1.994	1.795	1.597	1.398	1.199	1.001	0.000	0.000	0.00









## APÊNDICE 2

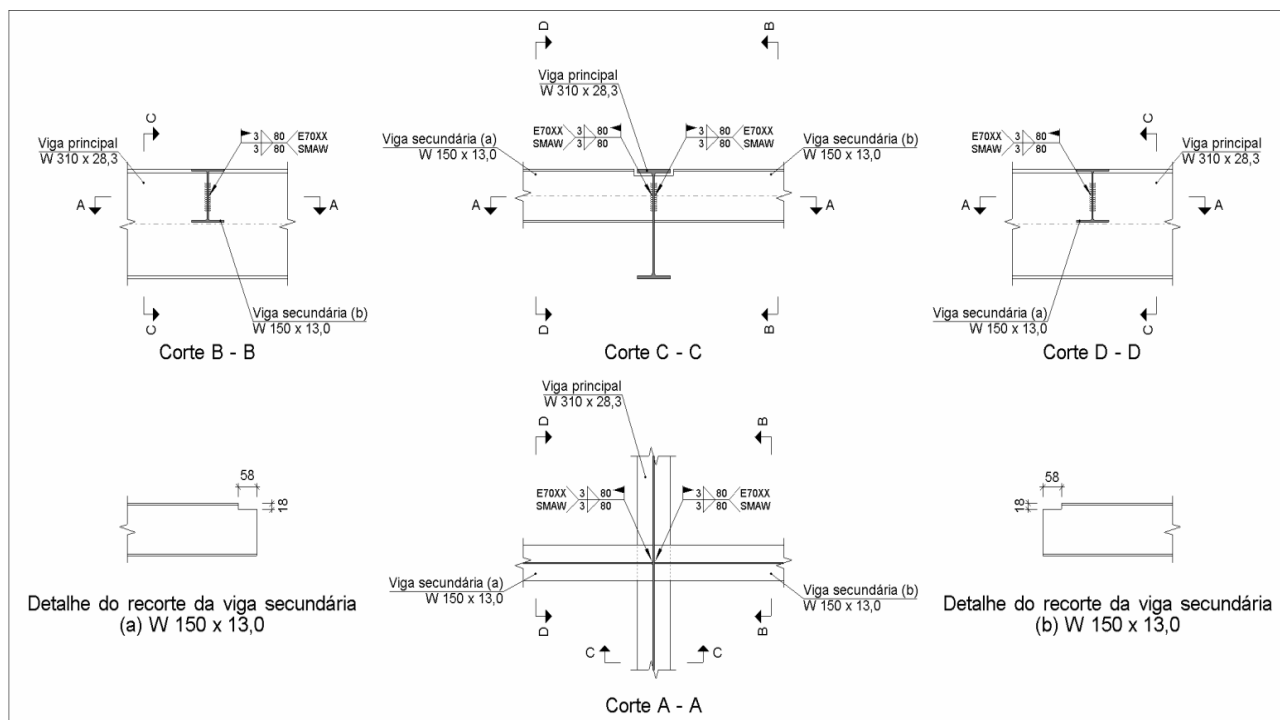
### LIGAÇÕES

#### 1.1.5.- Memória de cálculo

##### 1.1.5.1.- Tipo 1

Nós (12): N2, N5, N20, N23, N38, N41, N56, N59, N74, N77, N92 e N95.

##### a) Detalhe



##### b) Descrição dos componentes da ligação

		Perfis							
Peça		Geometria				Aço			
		Esquema	Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Viga principal	W 310 x 28,3		309.0	102.0	8.9	6.0	A-572 Grau 50, t ≤ 50	3516.8	4587.2
Viga secundária	W 150 x 13,0		148.0	100.0	4.9	4.3	A-572 Grau 50, t ≤ 50	3516.8	4587.2

##### c) Verificação

## 1) Viga secundária (a) W 150 x 13,0

Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base	Eletrodo	P.S. (1)	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
					$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_1$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	3	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	1351.5	2197.3	61.51	1.10	--	1.35

(1) Procedimento de solda

## 2) Viga secundária (b) W 150 x 13,0

Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base	Eletrodo	P.S. (1)	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
					$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_1$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	3	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	1351.5	2197.3	61.51	1.10	--	1.35

(1) Procedimento de solda

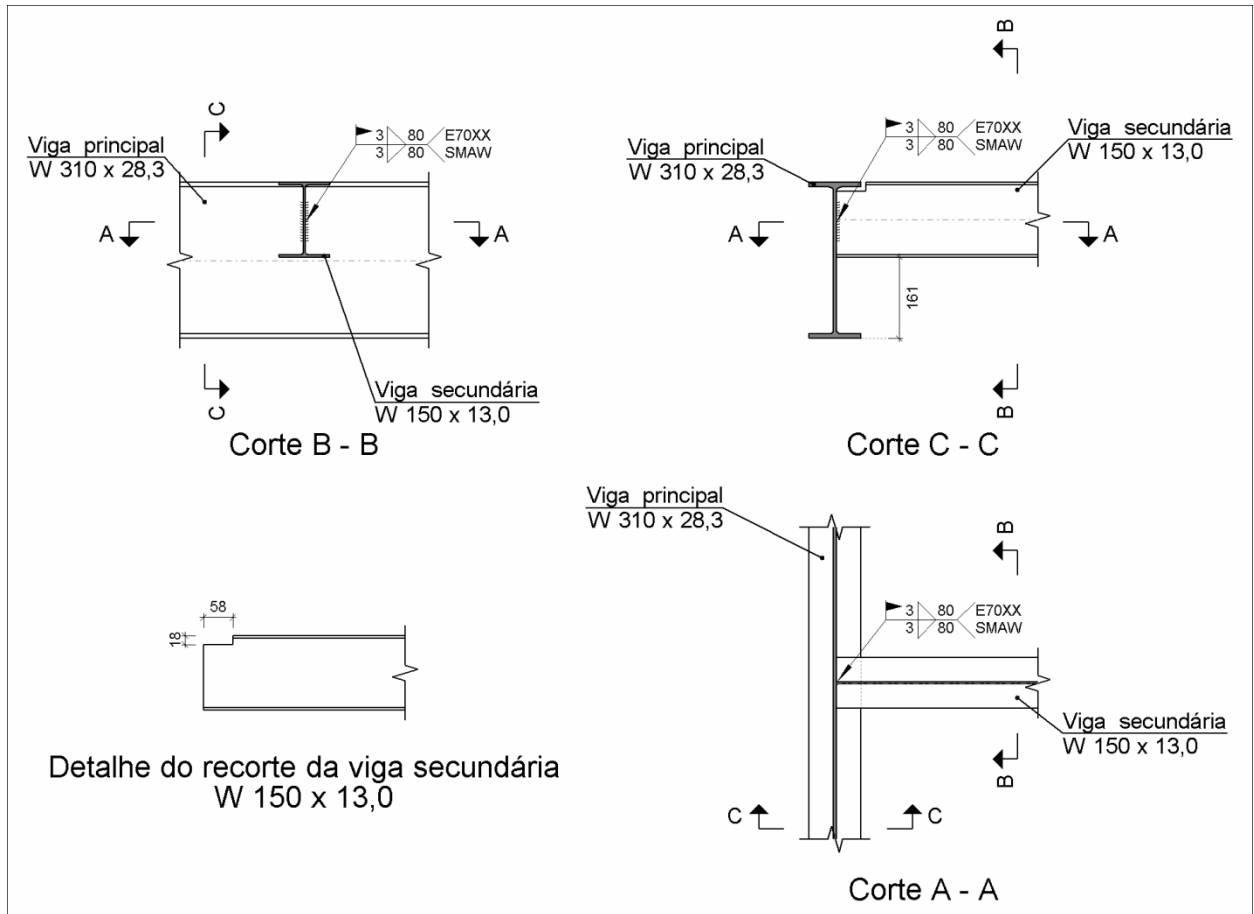
## d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	320

## 1.1.5.2.- Tipo 2

Nós (32): N3, N4, N7, N14, N15, N21, N22, N25, N32, N33, N39, N40, N43, N50, N51, N57, N58, N61, N68, N69, N75, N76, N79, N86, N87, N93, N94, N97, N104, N105, N120 e N138.

## a) Detalhe



b) Descrição dos componentes da ligação

		Perfis						Aço		
Peça	Descrição	Geometria				Aço				
		Esquema	Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
Viga principal	W 310 x 28,3		309.0	102.0	8.9	6.0	A-572 Grau 50, $t \leq 50$	3516.8	4587.2	
Viga secundária	W 150 x 13,0		148.0	100.0	4.9	4.3	A-572 Grau 50, $t \leq 50$	3516.8	4587.2	

## c) Verificação

## 1) Viga secundária W 150 x 13,0

Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base	Eletrodo	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
					$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_{a1}$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	3	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	1351.5	2197.3	61.51	1.10	--	1.35

<sup>(1)</sup> Procedimento de solda

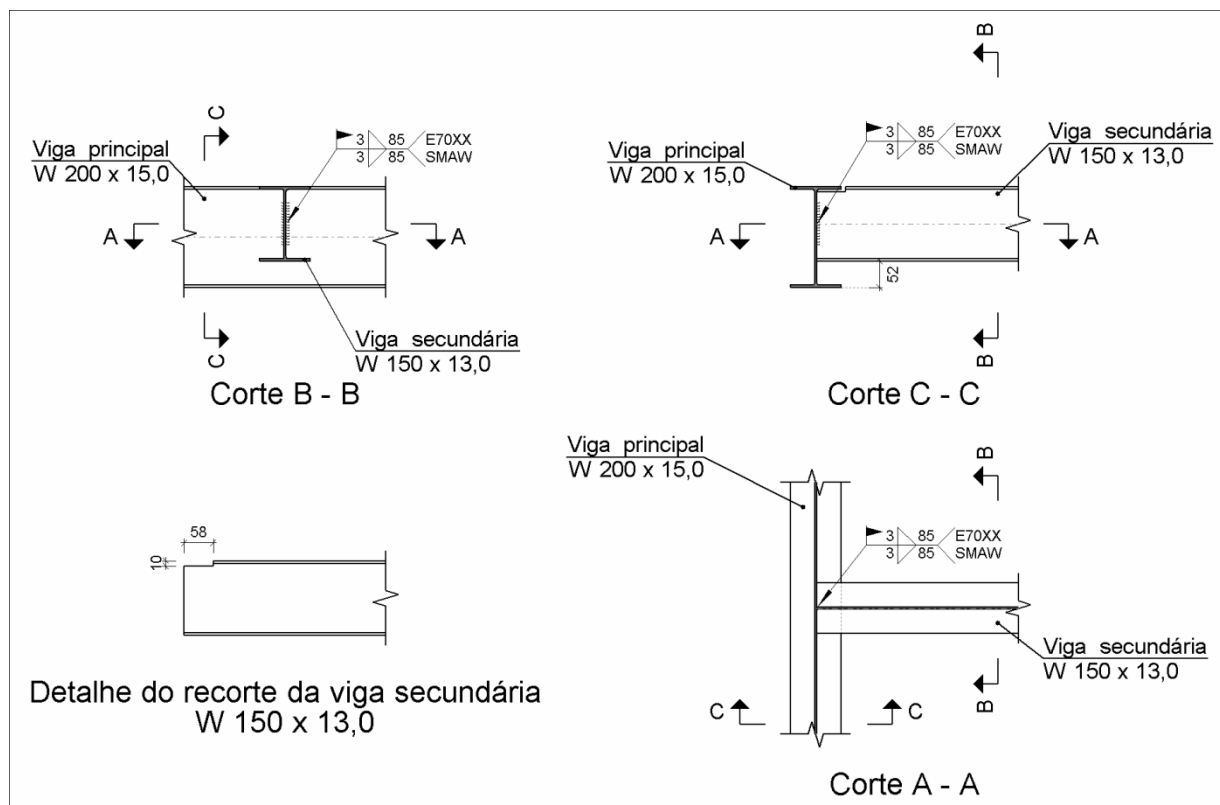
## d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	160

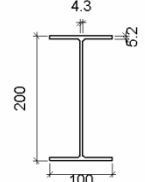
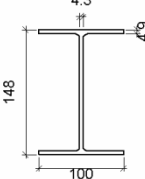
## 1.1.5.3.- Tipo 3

Nós (12): N6, N9, N24, N27, N42, N45, N60, N63, N78, N81, N96 e N99.

## a) Detalhe



## b) Descrição dos componentes da ligação

Perfis									
Peça	Descrição	Esquema	Geometria				Aço		
			Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Viga principal	W 200 x 15,0		200.0	100.0	5.2	4.3	A-572 Grau 50, t ≤ 50	3516.8	4587.2
Viga secundária	W 150 x 13,0		148.0	100.0	4.9	4.3	A-572 Grau 50, t ≤ 50	3516.8	4587.2

## c) Verificação

## 1) Viga secundária W 150 x 13,0

Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base	Eletrodo	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
					$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_1$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	3	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	1272.0	2197.3	57.89	1.10	--	1.35

<sup>(1)</sup> Procedimento de solda

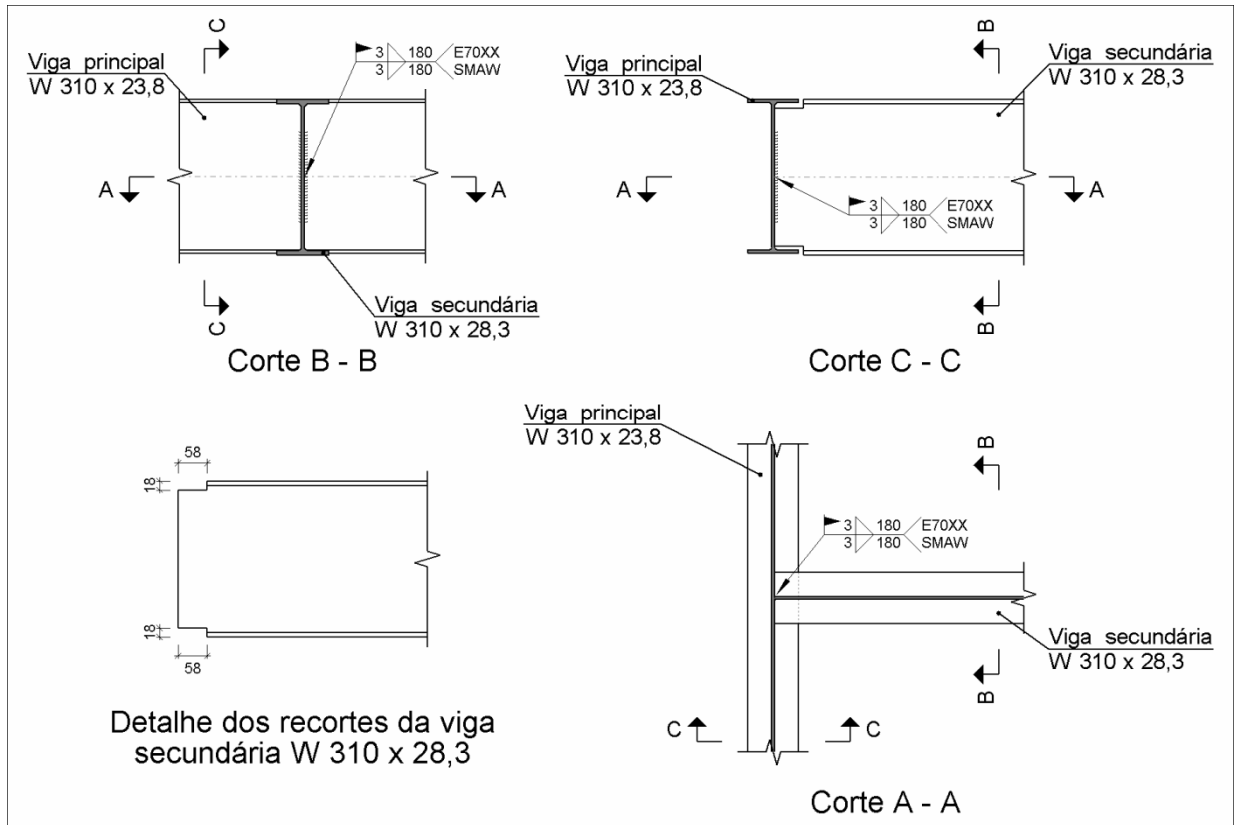
## d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	170

## 1.1.5.4.- Tipo 4

Nós (6): N11, N29, N47, N65, N83 e N101.

## a) Detalhe



b) Descrição dos componentes da ligação

Peça	Descrição	Perfis					Aço		
		Esquema	Geometria		Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
			Altura total (mm)	Largura da aba (mm)					
Viga principal	W 310 x 23,8		305.0	101.0	6.7	5.6	A-572 Grau 50, t<=50	3516.8	4587.2
Viga secundária	W 310 x 28,3		309.0	102.0	8.9	6.0	A-572 Grau 50, t<=50	3516.8	4587.2

## c) Verificação

## 1) Viga secundária W 310 x 28,3

Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base	Eletrodo	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
					$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_1$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	3	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	600.7	2197.3	27.34	1.10	--	1.35

<sup>(1)</sup> Procedimento de solda

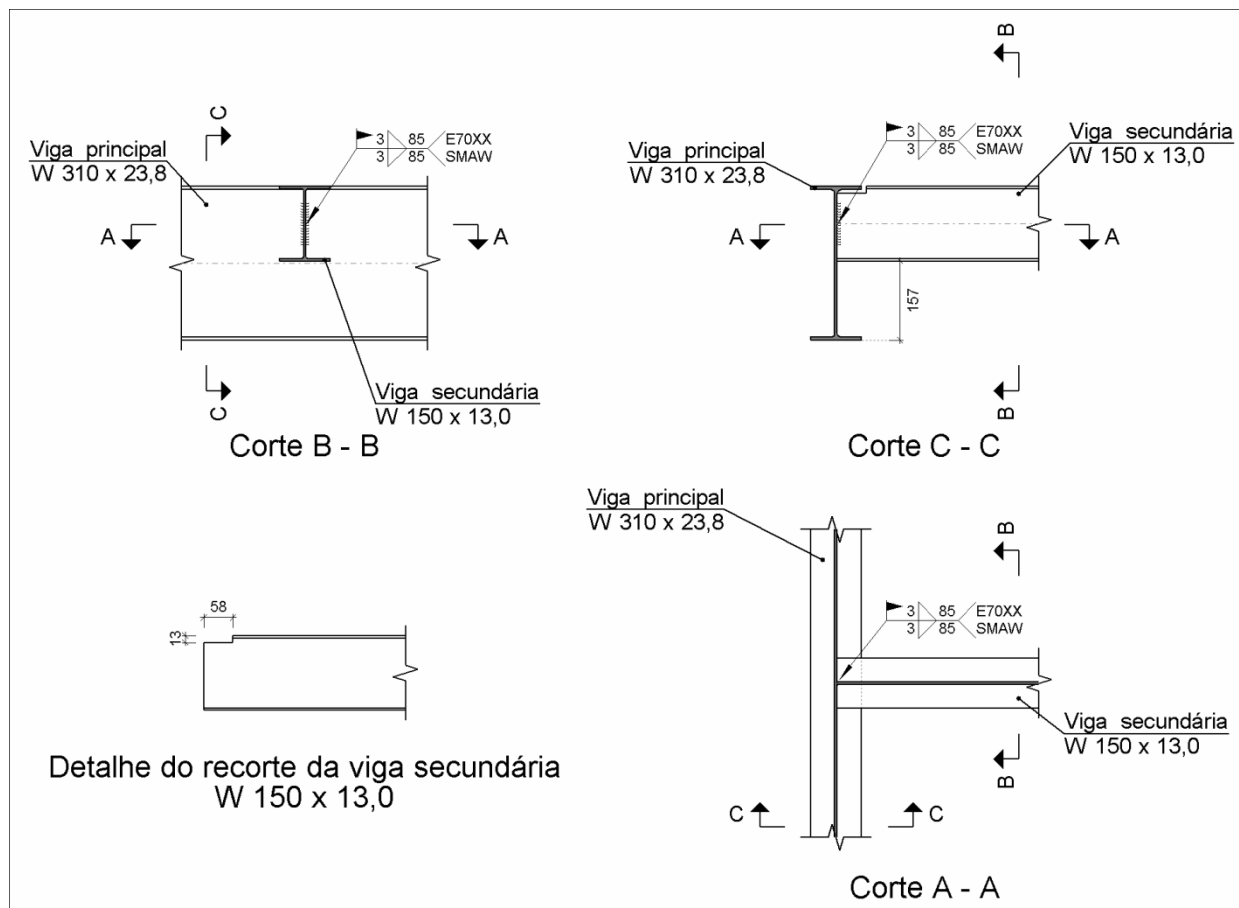
## d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	360

### 1.1.5.5.- Tipo 5

Nós (12): N12, N30, N48, N66, N84, N102, N153, N154, N155, N157, N158 e N159.

#### a) Detalhe



#### b) Descrição dos componentes da ligação

		Perfis								
Peça	Descrição	Geometria				Aço				
		Esquema	Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
Viga principal	W 310 x 23,8		305.0	101.0	6.7	5.6	A-572 Grau 50, t ≤ 50	3516.8	4587.2	
Viga secundária	W 150 x 13,0		148.0	100.0	4.9	4.3	A-572 Grau 50, t ≤ 50	3516.8	4587.2	

## c) Verificação

## 1) Viga secundária W 150 x 13,0

Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base	Eletrodo	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
					$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_{a1}$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	3	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	1272.0	2197.3	57.89	1.10	--	1.35

<sup>(1)</sup> Procedimento de solda

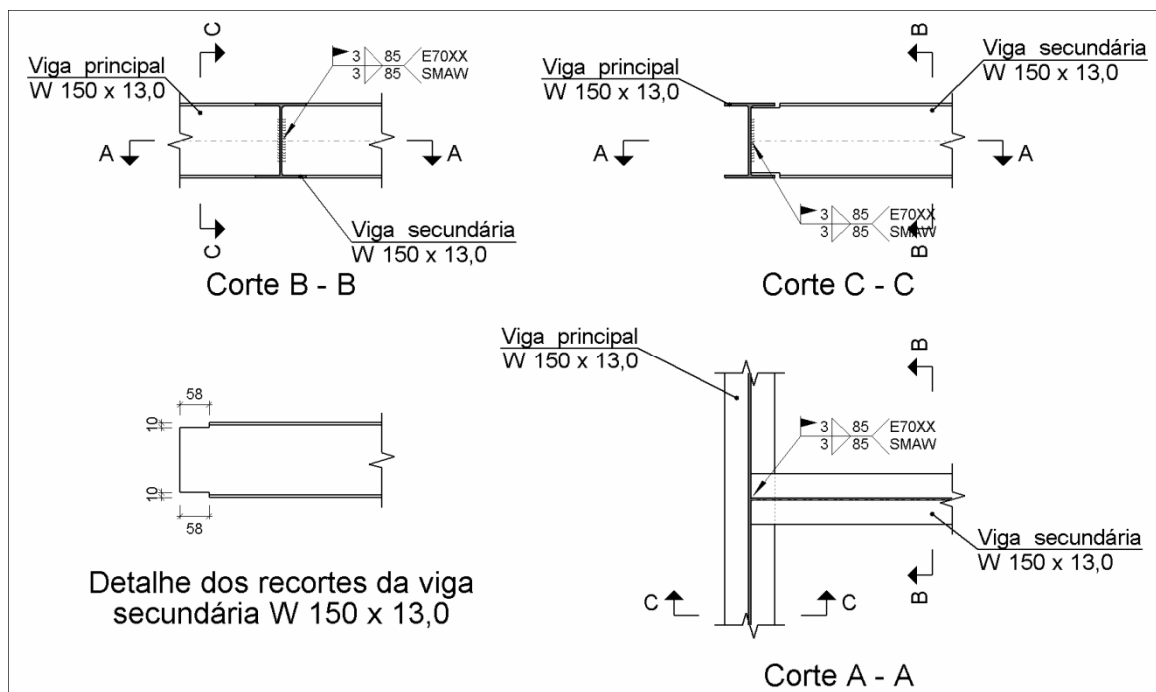
## d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	170

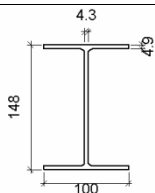
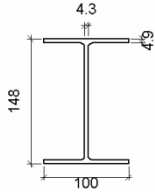
## 1.1.5.6. - Tipo 6

Nós (14): N17, N18, N35, N36, N53, N54, N71, N72, N89, N90, N107, N108, N126 e N144.

## a) Detalhe



## b) Descrição dos componentes da ligação

Perfis									
Peça	Descrição	Geometria					Aço		
		Esquema	Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Viga principal	W 150 x 13,0		148.0	100.0	4.9	4.3	A-572 Grau 50, t ≤ 50	3516.8	4587.2
Viga secundária	W 150 x 13,0		148.0	100.0	4.9	4.3	A-572 Grau 50, t ≤ 50	3516.8	4587.2

## c) Verificação

## 1) Viga secundária W 150 x 13,0

Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Eletrodo $f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
								Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_1$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	3	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	1272.0	2197.3	57.89	1.10	--	1.35

<sup>(1)</sup> Procedimento de solda

## d) Quantit.

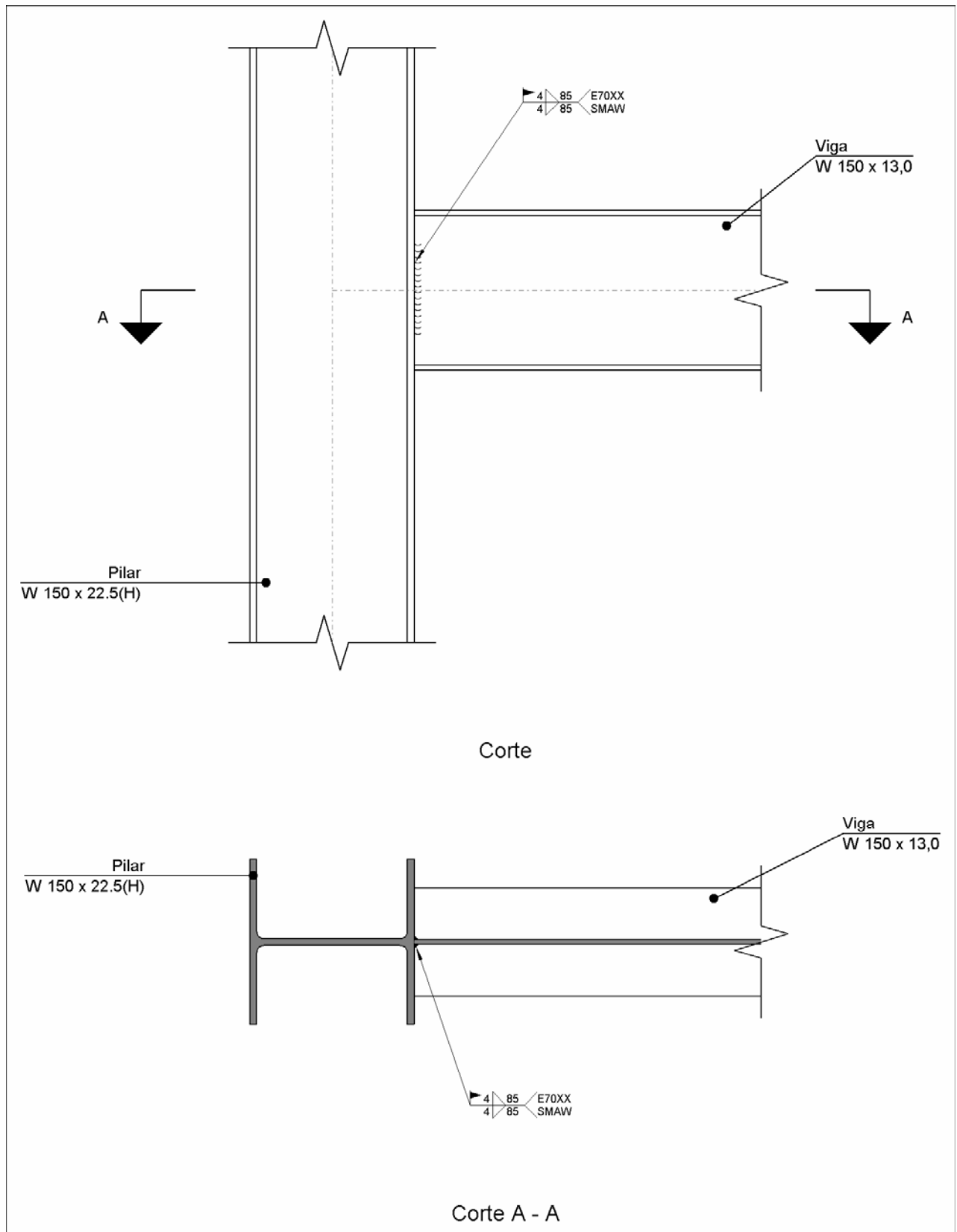
Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	170

## 1.1.6.- Quantit.

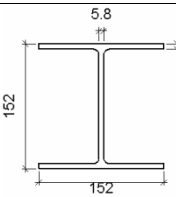
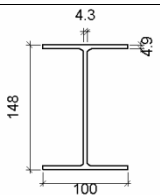
Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	17580

**- TIPO 7**

a) Detalhe



## b) Descrição dos componentes da ligação

Perfis									
Peça	Descrição	Esquema	Geometria				Aço		
			Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Pilar	W 150 x 22.5(H)		152.0	152.0	6.6	5.8	A-572 Grau 50, t<=50	3516.8	4587.2
Viga	W 150 x 13,0		148.0	100.0	4.9	4.3	A-572 Grau 50, t<=50	3516.8	4587.2

## c) Verificação

## 1) Viga W 150 x 13,0

Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base	Eletrodo	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
					$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_1$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	4	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	954.2	2197.3	43.43	1.10	--	1.35

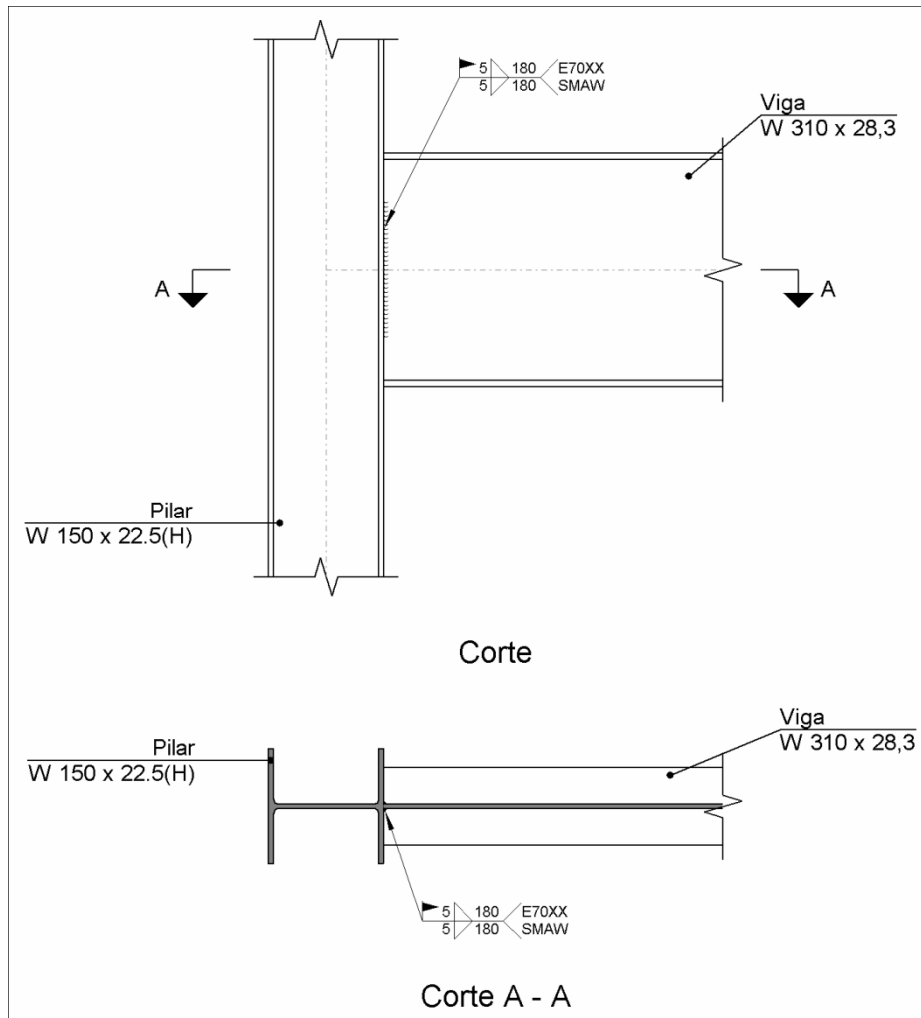
<sup>(1)</sup> Procedimento de solda

## d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	4	170

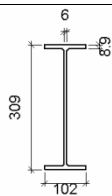
## 1.- TIPO 8

### a) Detalhe



### b) Descrição dos componentes da ligação

		Perfis					Aço		
Peça	Descrição	Esquema	Geometria				Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
			Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)			
Pilar	W 150 x 22.5(H)		152.0	152.0	6.6	5.8	A-572 Grau 50, $t \leq 50$	3516.8	4587.2

Perfis									
Peça	Descrição	Geometria					Aço		
		Esquema	Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Viga	W 310 x 28,3		309.0	102.0	8.9	6.0	A-572 Grau 50, t<=50	3516.8	4587.2

c) Verificação

1) Viga W 310 x 28,3

Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base	Eletrodo	P.S. (1)	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
					$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_1$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	5	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	443.3	2197.3	20.17	1.10	--	1.35

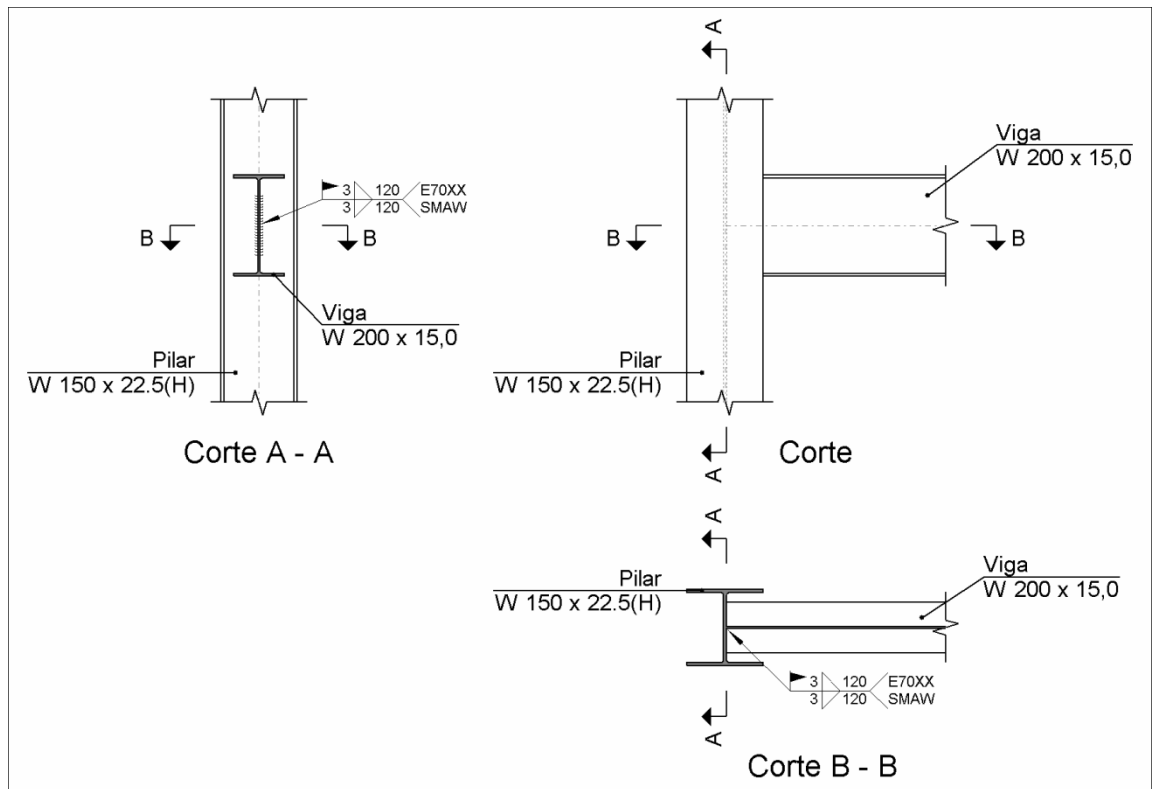
(1) Procedimento de solda

d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	5	360

## - TIPO 9

### a) Detalhe



### b) Descrição dos componentes da ligação

		Perfis					Aço		
Peça	Descrição	Esquema	Geometria				Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
			Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)			
Pilar	W 150 x 22.5(H)		152.0	152.0	6.6	5.8	A-572 Grau 50, $t \leq 50$	3516.8	4587.2
Viga	W 200 x 15,0		200.0	100.0	5.2	4.3	A-572 Grau 50, $t \leq 50$	3516.8	4587.2

c) Verificação

1) Viga W 200 x 15,0

Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base	Eletrodo	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
					$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_1$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	3	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	901.0	2197.3	41.00	1.10	--	1.35

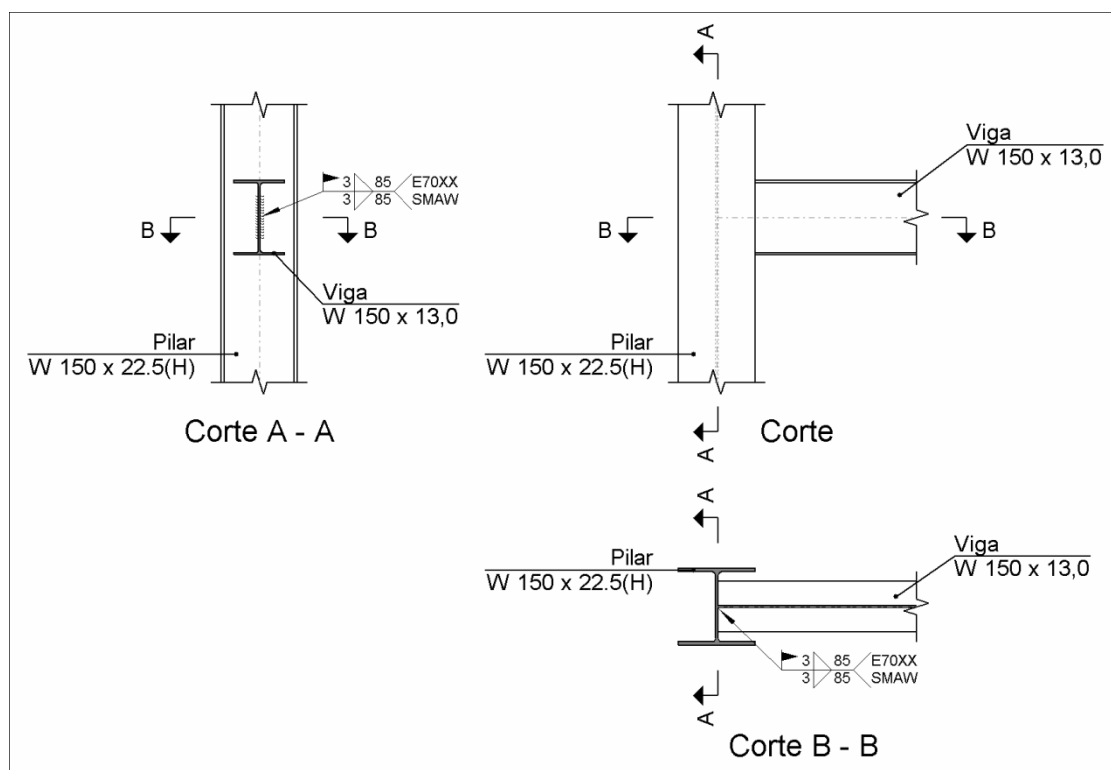
<sup>(1)</sup> Procedimento de solda

d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	240

## 1.- TIPO 10

## a) Detalhe



## b) Descrição dos componentes da ligação

		Perfis					Aço		
Peça	Descrição	Esquema	Geometria			Espessura da alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
			Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)				
Pilar	W 150 x 22.5(H)		152.0	152.0	6.6	5.8	A-572 Grau 50, $t \leq 50$	3516.8	4587.2
Viga	W 150 x 13,0		148.0	100.0	4.9	4.3	A-572 Grau 50, $t \leq 50$	3516.8	4587.2

## c) Verificação

## 1) Viga W 150 x 13,0

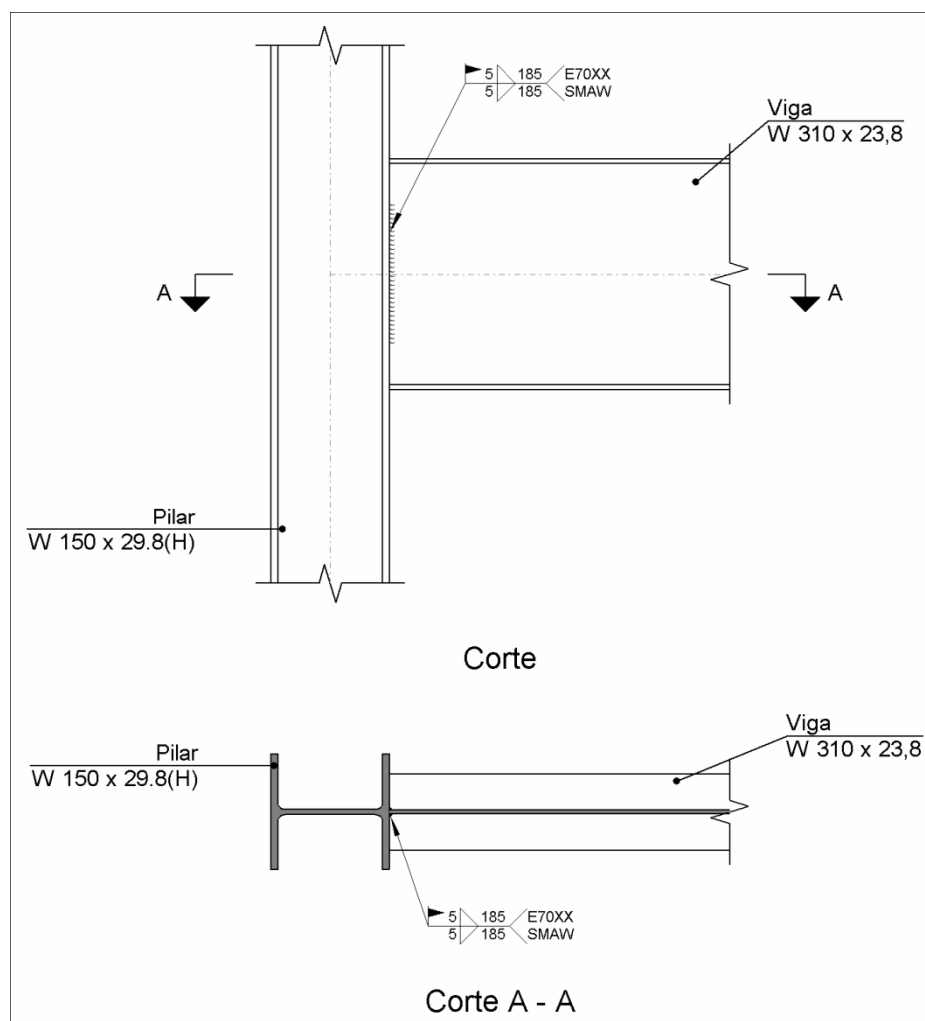
Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base	Eletrodo	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
					$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_1$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	3	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	1557.7	2197.3	70.89	1.10	--	1.35

<sup>(1)</sup> Procedimento de solda

## d) Quantit.

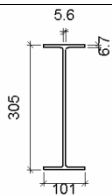
Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	3	170

## 1.- TIPO 11

a) Detalhe

## b) Descrição dos componentes da ligação

		Perfis							
Peça	Descrição	Geometria					Aço		
		Esquema	Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Pilar	W 150 x 29.8(H)		157.0	153.0	9.3	6.6	A-572 Grau 50, $t \leq 50$	3516.8	4587.2

Perfis									
Peça	Descrição	Geometria					Aço		
		Esquema	Altura total (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura da mesa (mm)	Espessura da alma (mm)	Tipo	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Viga	W 310 x 23,8		305.0	101.0	6.7	5.6	A-572 Grau 50, t<=50	3516.8	4587.2

## c) Verificação

## 1) Viga W 310 x 23,8

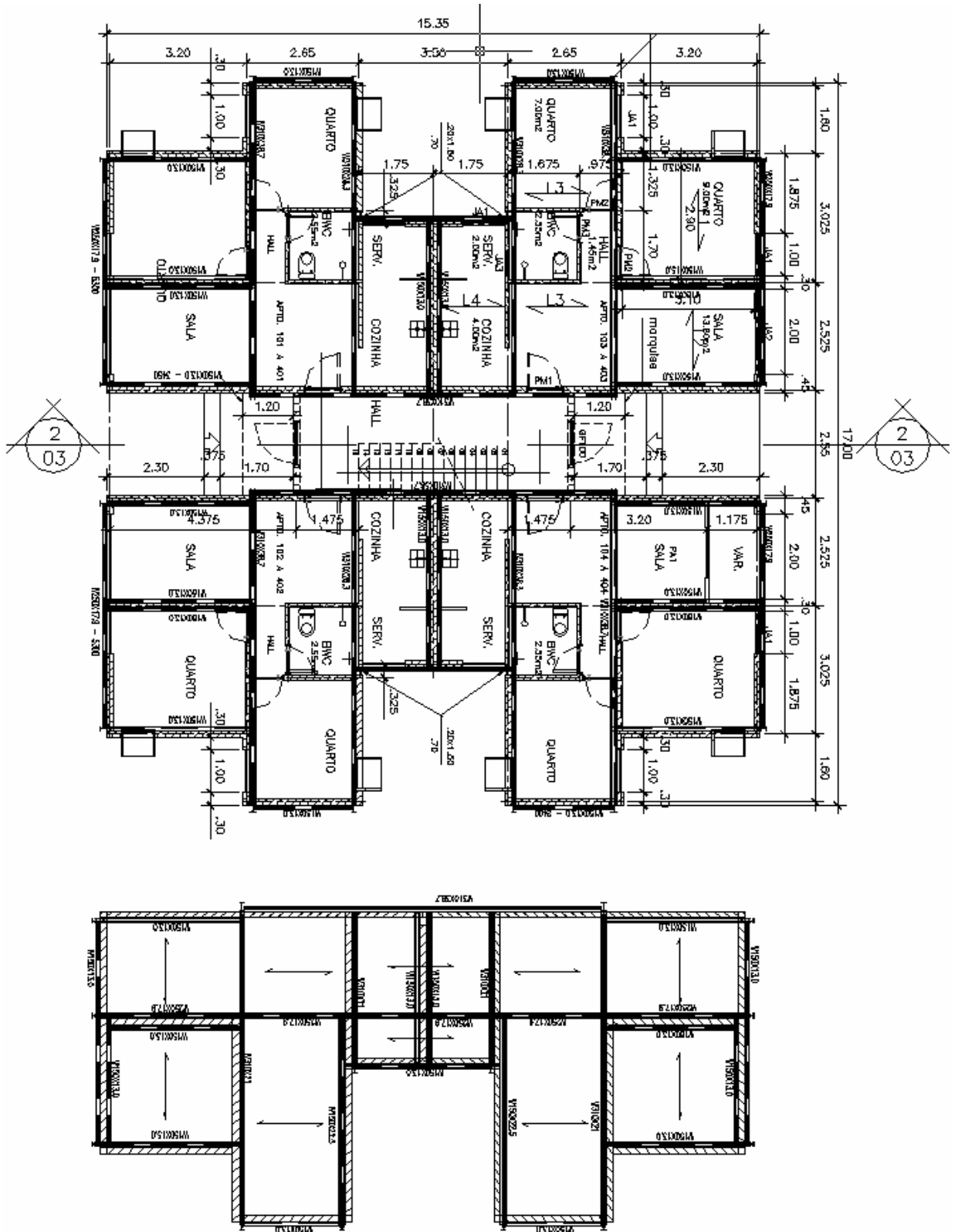
Verificação de cordões de solda													
Descrição	Tipo	Fabricação	Perimetral	Lado (mm)	Metal base	Eletrodo	P.S. <sup>(1)</sup>	Tensões			Coef. de minoração de resistências		
					$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_w$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		Desfavorável (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistente (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	$\phi_{b1}$	$\phi_{w1}$	$\phi_{w2}$
Soldadura da alma	De filete	No local de montagem	--	5	3516.8	E70XX (4943.93)	SMAW	430.8	2197.3	19.61	1.10	--	1.35

<sup>(1)</sup> Procedimento de solda

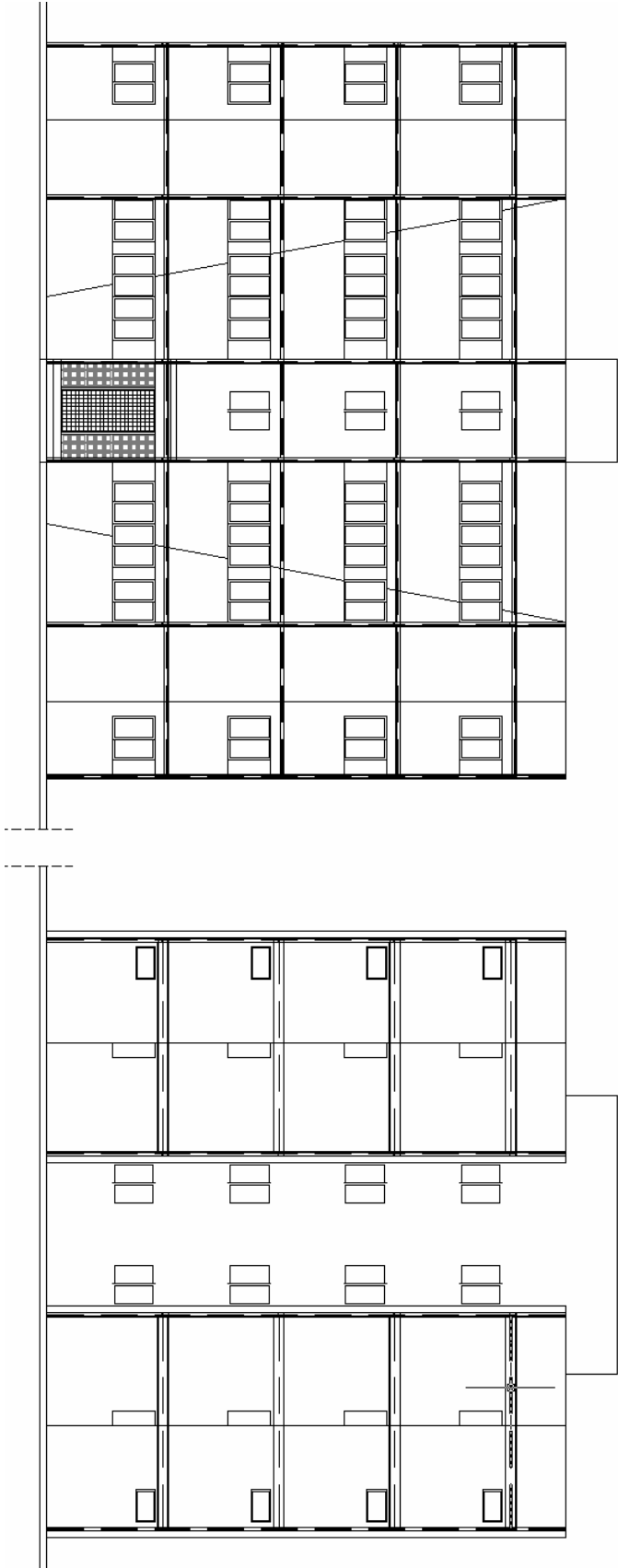
## d) Quantit.

Soldas				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	No local de montagem	De filete	5	370

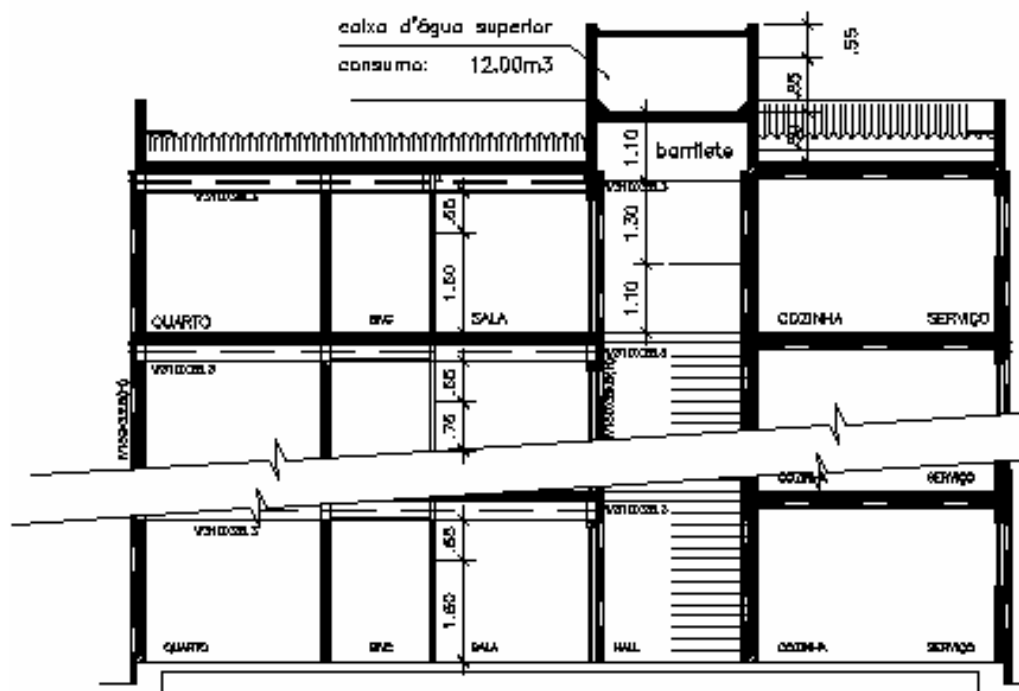
# APÊNDICE 3



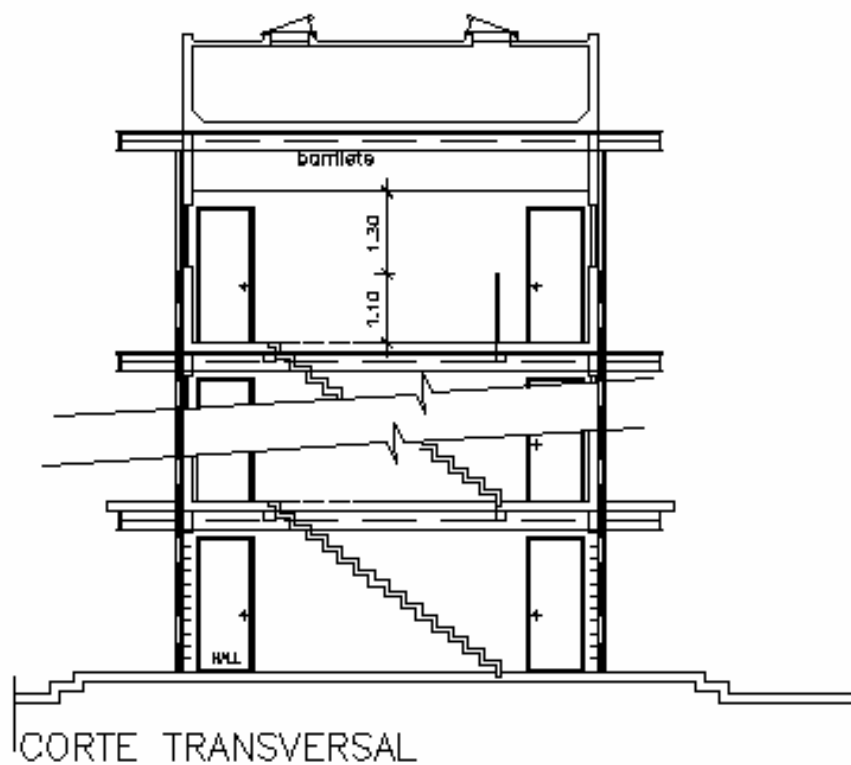
Apêndice3 - Planta Baixa



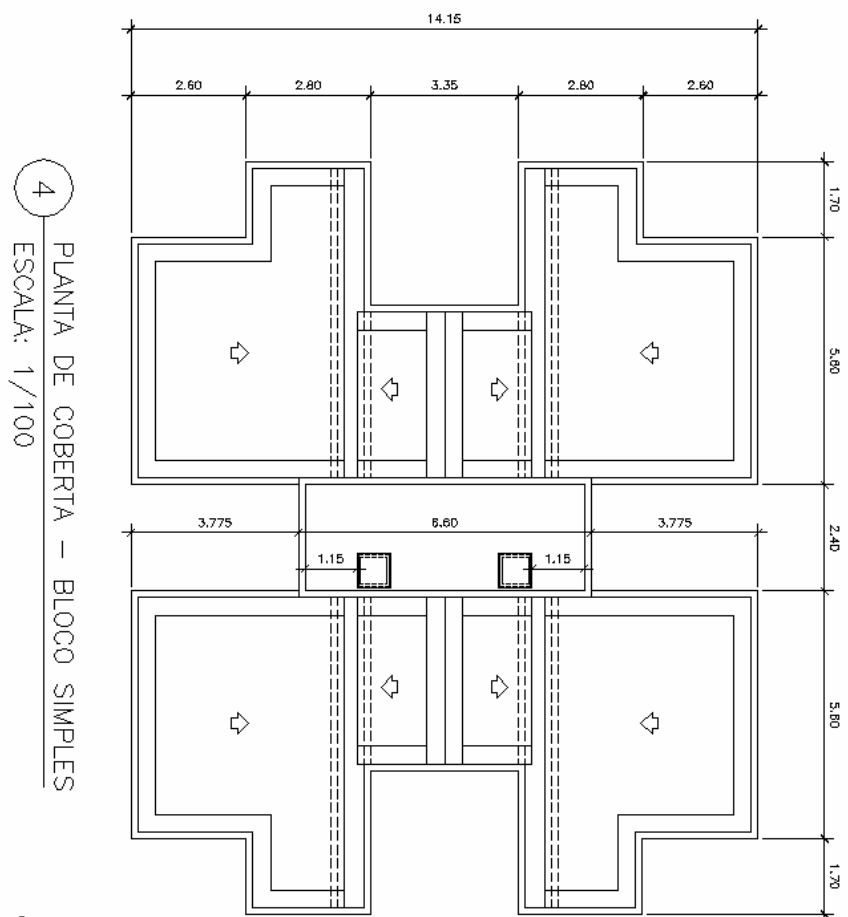
Apendice 4 - Planta Baixa



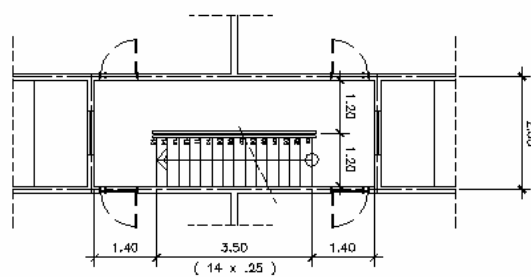
CORTE LONGITUDINAL



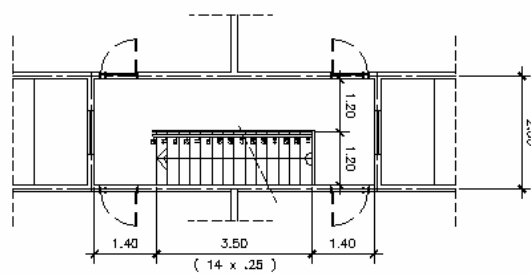
CORTE TRANSVERSAL



5 HALL DO 2o. E 3o. PAV.  
ESCALA: 1/100

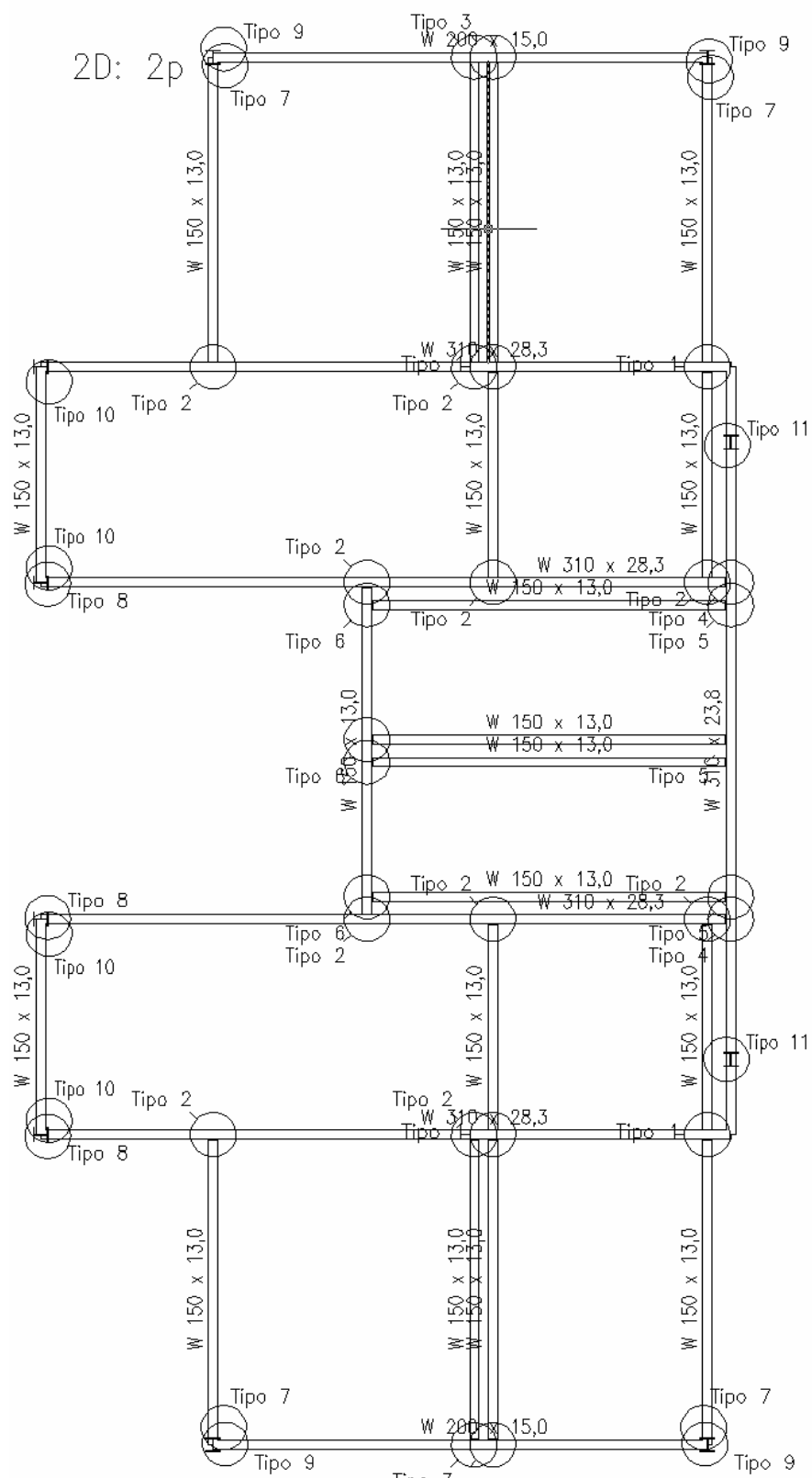


6 HALL DO 4o. PAV.  
ESCALA: 1/100

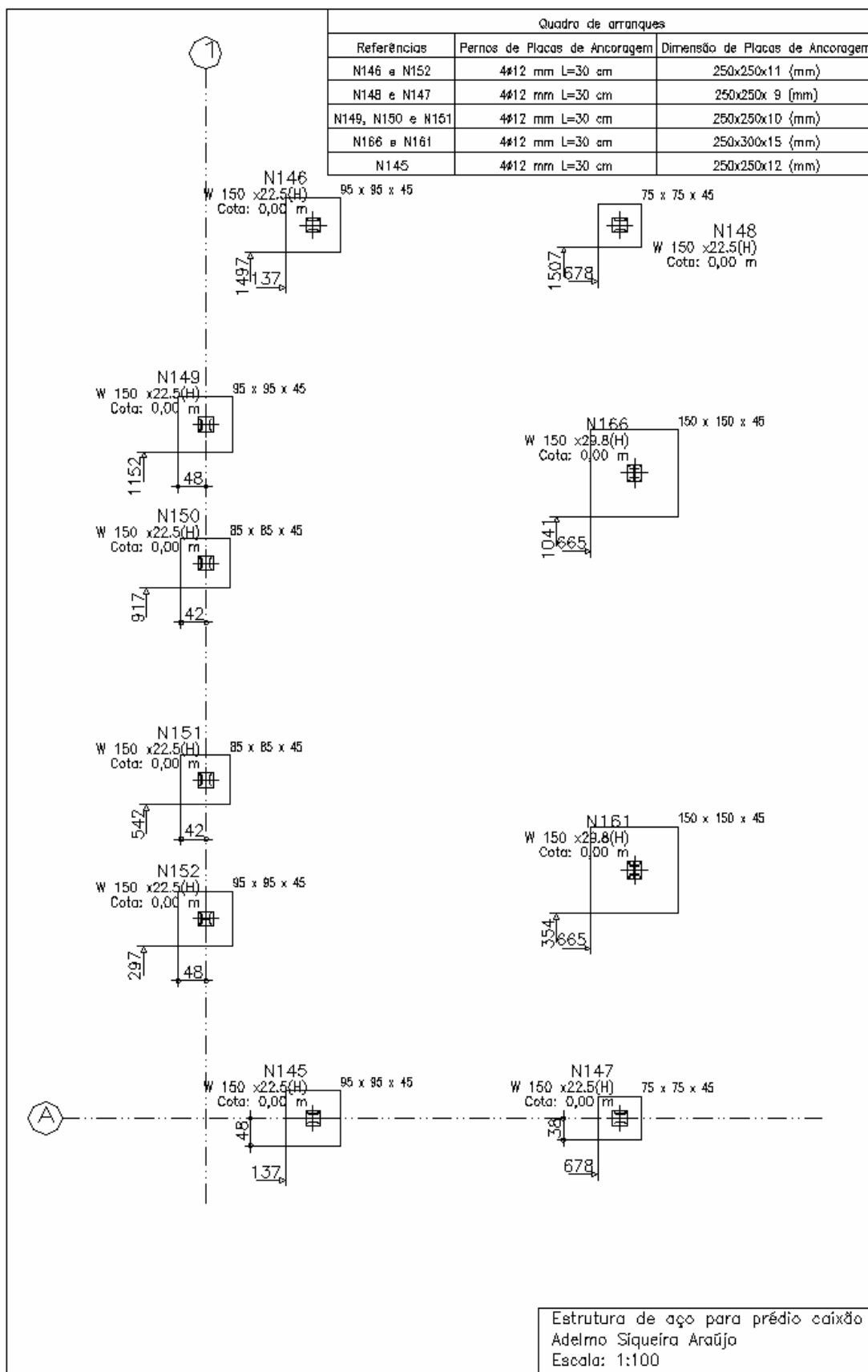


Apendice 6 - Planta Baixa





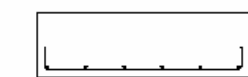
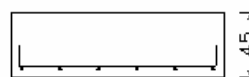
Apêndice 8- Ligações Soldadas



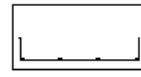
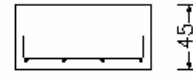
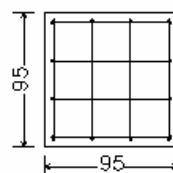
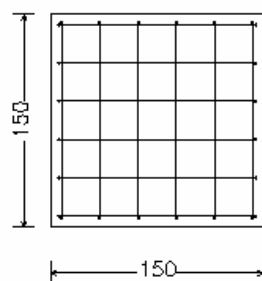
Apêndice 9- Locação

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Retã (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50-A (kg)	CA-60-B (kg)
N146=N149=N152 N145	1	∅12.5	4	16	84	16	116	464	4.6	
	2	∅12.5	4	16	84	16	116	464	4.6	
	Total+10%: (x4):								10.1 40.4	
N148=N147	3	∅12.5	3	16	64	16	96	288	2.8	
	4	∅12.5	3	16	64	16	96	288	2.8	
	Total+10%: (x2):								6.2 12.4	
N150=N151	5	∅12.5	3	16	74	16	106	318	3.1	
	6	∅12.5	3	16	74	16	106	318	3.1	
	Total+10%: (x2):								6.8 13.6	
N166=N161	7	∅12.5	6	15	139	15	169	1014	9.9	
	8	∅12.5	6	15	139	15	169	1014	9.9	
	Total+10%: (x2):								21.8 43.6	
								∅12.5:	110.0	0.0
								Total:	110.0	0.0

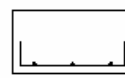
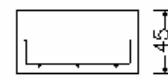
N166 e N161


 $6N7\phi 12.5c/27 \quad C=169$ 

 $6N8\phi 12.5c/27 \quad C=169$ 

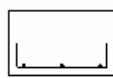
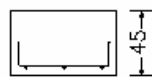
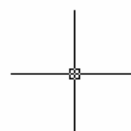
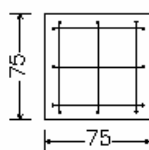
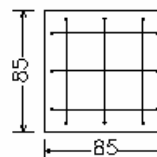
N146, N149, N152 e N145


 $4N1\phi 12.5c/27 \quad C=116$ 

 $4N2\phi 12.5c/27 \quad C=116$ 


N150 e N151


 $3N3\phi 12.5c/27 \quad C=96$ 

 $3N6\phi 12.5c/27 \quad C=106$ 

N148 e N147


 $3N3\phi 12.5c/27 \quad C=96$ 

 $3N4\phi 12.5c/27 \quad C=96$ 


Estrutura de aço para prédio caixa  
Adelmo Siqueira Araújo  
Escala: 1:100