

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Nikolas Feijó

Comparação de soluções estruturais para um mezanino em estrutura metálica com a utilização de *software* comercial para dimensionamento

Porto Alegre
Novembro de 2020

NÍKOLAS FEIJÓ

Comparação de soluções estruturais para um mezanino em estrutura metálica com a utilização de *software* comercial para dimensionamento

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de Graduação do curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Alexandre Rodrigues Pacheco

Porto Alegre
Novembro de 2020

Dedico esse trabalho à todas as vítimas da
pandemia de COVID-19 e suas famílias.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família por todo o apoio ao longo da vida, e à minha namorada por todo incentivo e compreensão durante a elaboração deste trabalho.

Agradeço também ao professor Alexandre Rodrigues Pacheco pela prestatividade e sabedoria ao me conduzir por esse caminho.

Agradeço à professora Edith Beatriz Camaño Schettini que, ao longo de toda graduação, se mostrou um exemplo de mestre e amiga.

“A dúvida é o princípio da sabedoria.”

Aristóteles

RESUMO

O dimensionamento de estruturas metálicas é um processo que envolve diversas etapas interdependentes. Desde a definição do modelo estrutural, passando pelas ações consideradas e a escolha dos perfis que serão utilizados, nos deparamos com situações de tomada de decisão. Nessas situações, nem sempre podemos antever os resultados, de forma que um projeto bem executado depende de diversas tentativas e iterações. O presente trabalho objetiva verificar diversos casos, variando os perfis e modelos estruturais adotados, em busca da otimização no dimensionamento. É utilizado um *software* comercial, documentando as etapas do processo e exemplificando sua aplicação ao projeto de estruturas metálicas. São abordados dois modelos estruturais. Ambos os modelos apresentam ligações viga-viga flexíveis e bases dos pilares engastadas. O Modelo Estrutural A apresenta ligações viga-pilar flexíveis, enquanto no Modelo Estrutural B essas ligações são rígidas. O dimensionamento é feito para os dois modelos estruturais com 3 configurações de perfis diferentes, totalizando 6 casos. Os primeiros dois casos são dimensionados apenas com perfis laminados tipo I da Gerdau Açominas. Os dois casos seguintes são dimensionados com perfil formado a frio do tipo U enrijecido e com duplo U enrijecido quando necessário. Os dois últimos casos são dimensionados com a combinação dos dois tipos de perfil. O principal fator de comparação analisado é o peso estimado da estrutura. Dentre os principais resultados destaca-se a redução da ordem de 40% no peso estimado da estrutura entre o caso mais pesado e o mais leve dimensionados. Também faz-se relevante que a configuração mais otimizada ocorra utilizando dois tipos de perfil na mesma solução.

Palavras-chave: Estruturas metálicas, mezanino, mCalc 3D, projeto estrutural

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Exemplos de perfis laminados	23
Figura 2 - Disposição do primeiro pavimento	34
Figura 3 - Área do mezanino	35
Figura 4 - Lançamento dos pilares	36
Figura 5 - Vigas principais	37
Figura 6 - Instalação das placas	38
Figura 7 - Pilares vigas principais e vigas barrote.	39
Figura 8 - Paginação das placas de <i>painel wall</i>	40
Figura 9 - Geometria da estrutura	41
Figura 10 - Módulo “Geometria”, menu “Barras” - Geometria criada	45
Figura 11 - Interface para inserção de descontinuidades nos nós	46
Figura 12 - Menu “Nós” - Interface para inserção de vinculações	46
Figura 13 - Modelo estrutural A: ligações viga-viga e viga-pilar flexíveis	48
Figura 14 - Modelo estrutural B: ligações viga-viga flexíveis e viga-pilar rígidas	48
Figura 15 - Ativação da função “Peso-Próprio”	50
Figura 16 - Áreas de influência para vigas internas e de borda	53
Figura 17 - Criação dos estados de ações.	55
Figura 18 - Definição das cargas para as vigas barrote internas.	55
Figura 19 - Definição das cargas para as vigas barrote de borda.	56
Figura 20 - Visualização das cargas no estado de ações “Painel + Porcelanato”	56
Figura 21 - Definição do coeficiente de dilatação térmica e da variação de temperatura	59
Figura 22 - Sobrecarga devido ao uso considerada principal	62
Figura 23 - Sobrecarga devido às paredes sem posição definida considerada principal	63
Figura 24 - Variação da temperatura considerada principal	64
Figura 25 - Preferências - Dimensionamento	66
Figura 26 - ”Comando Combinar Barras”	67
Figura 27 - Janela para escolha do tipo de perfil	68

Figura 28 - Janela para escolha da orientação do perfil (mCalc 3D 4.0)	69
Figura 29 - Janela para escolha dos perfis utilizados no dimensionamento	69
Figura 30 - Janela para seleção do aço utilizado nos perfis	70
Figura 31 - Coeficientes de performance após o auto dimensionamento	71
Figura 32 - Perfis adotados para cada peça no auto dimensionamento	71
Figura 33 - Segmentos da barra dimensionados com perfis diferentes	72
Figura 34 - Criação dos dois grupos de vigas principais	73
Figura 35 - Janela de dimensionamento de grupos	74
Figura 36 - Propriedades geométricas do perfil adotado	74
Figura 37 - Coeficientes de desempenho após a adequação das vigas	75
Figura 38 - Vigas principais centrais com o mesmo perfil em todos segmentos	76
Figura 39 - Trecho da memória de cálculo referente a uma viga principal	77
Figura 40 - Diagrama de esforços normais	79
Figura 41 - Diagrama de momentos fletores no eixo transversal às barras	79
Figura 42 - Classificação das vigas quanto ao vão livre	81
Figura 43 - Preferências - Flecha máxima	82
Figura 44 - Barras que excedem a flecha máxima	83
Figura 45 - Deslocamentos nodais para um nó da viga principal	83
Figura 46 - Escolha do novo perfil utilizado nas vigas principais centrais	85
Figura 47 - Escolha do novo perfil utilizado nas vigas principais de borda	86
Figura 48 - Estrutura aprovada na verificação das flechas após redimensionamento	87
Figura 49 - Renderização em 3 dimensões do Caso 1	88
Figura 50 - Renderização em 3 dimensões do Caso 3	92
Figura 51 - Renderização em 3 dimensões do Caso 5	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dimensões das placas	37
Tabela 2 - Características das placas	38
Tabela 3 - Peso específico aparente do porcelanato	51
Tabela 4 - Peso específico aparente da argamassa de cimento e areia	51
Tabela 5 - Valor característico nominal das cargas variáveis	52
Tabela 6 - Cargas adicionais devido à paredes divisórias sem posição definida	53
Tabela 7 - Cargas linearizadas para cada tipo de viga	54
Tabela 8 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações.	60
Tabela 9 - Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2	61
Tabela 10 - Quantitativos - Relatório de Dimensionamento	78
Tabela 11 - Tabela de Deslocamentos máximos - NBR 8800	80
Tabela 12 - Deslocamentos máximos para cada categoria de vigas	81
Tabela 13 - Quantitativos finais do Caso 1 - Relatório de Dimensionamento	88
Tabela 14 - Quantitativos do Caso 2 - Relatório de Dimensionamento	90
Tabela 15 - Quantitativos do Caso 3 - Relatório de Dimensionamento	91
Tabela 16 - Quantitativos do Caso 4 - Relatório de Dimensionamento	92
Tabela 17 - Quantitativos do Caso 5 - Relatório de Dimensionamento	93
Tabela 18 - Quantitativos do Caso 6 - Relatório de Dimensionamento	95
Tabela 19 - Comparativo entre os 6 casos utilizados no dimensionamento	97

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

NBR - Norma Brasileira

ELU - Estado Limite Último

ELS - Estado Limite de Serviço

LISTA DE SÍMBOLOS

F_d - ação de cálculo

$F_{G_i,k}$ - valor característico das ações permanentes

$F_{Q1,k}$ - valor característico da ação variável tomada como principal

$F_{Qj,k}$ - valor característico das demais ações variáveis

γ_{gi} - coeficiente adimensional de ponderação das ações permanentes;

γ_{q1} - coeficiente adimensional de ponderação da ação variável principal;

γ_{qj} - coeficiente adimensional de ponderação das demais ações variáveis;

ψ_{0j} - fator adimensional de combinação de ações.

F_{ser} - ação de serviço

ψ_{2j} - fator adimensional de redução das ações variáveis.

L_{inf} - largura de influência de uma viga.

S_d - valores de cálculo dos esforços atuantes.

R_d - valores de cálculo dos esforços resistentes.

S_{ser} - valor do efeito estrutural de interesse, obtido nas combinações de serviço.

S_{lim} - valor-limite adotado para estado limite de serviço.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	16
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	16
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	16
2.2.1 Objetivo principal	16
2.2.2 Objetivo secundário	16
2.3 PRESSUPOSTO	17
2.4 PREMISAS	17
2.5 DELIMITAÇÕES	17
2.6 LIMITAÇÕES	17
2.7 DELINEAMENTO	18
3 ESTRUTURAS METÁLICAS	20
3.1 O AÇO COMO MATERIAL ESTRUTURAL	20
3.1.1 Vantagens do aço como material estrutural	20
3.1.2 Desvantagens do aço como material estrutural	21
3.2 CONSTANTES FÍSICAS DOS AÇOS ESTRUTURAIS	22
3.3 PERFIS METÁLICOS	23
3.3.1 Perfis laminados	23
3.3.2 Perfis formados a frio	24
3.3.3 Perfis soldados	26
4 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	27
4.1 AÇÕES	27
4.1.1 Ações permanentes	27
4.1.2 Ações variáveis	28
4.1.3 Ações excepcionais	28
4.2.2 Combinações de serviço quase permanentes	30
4.3 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	31
5 O PROJETO	33
5.1 CRITÉRIOS ARQUITETÔNICOS E LIMITAÇÕES CONSTRUTIVAS	33
5.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	41
5.2.1 Vinculações nas bases dos pilares	41
5.2.2 Ligações viga-pilar	42
5.2.3 Ligações viga-viga	44
5.2.4 Implementação do modelo no software	44
6 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO VIA SOFTWARE	49

6.1	AÇÕES	49
6.1.1	Função “Peso-Próprio”	50
6.1.2	Demais ações permanentes	50
6.1.3	Ações variáveis	52
6.1.4	Linearização das cargas	53
6.1.5	Módulo “Ações”	54
6.2.1	Metodologia de cálculo do software mCalc 3D 4.0	57
6.2.2	Análise de Segunda Ordem	58
6.2.3	Efeito da temperatura	59
6.2.4	Combinações de ações	60
6.3	DIMENSIONAMENTO	65
6.3.1	Preferências - Dimensionamento	65
6.3.2	Combinação de barras	67
6.3.3	Auto Dimensionamento	68
6.3.4	Dimensionar Grupos	72
6.3.5	Memória de cálculo do Dimensionamento	76
6.4	RESULTADOS	77
6.4.1	Relatório de análise linear	78
6.4.2	Relatório de Dimensionamento	78
6.4.3	Diagramas de solicitações	79
6.4.4	Verificação de Flechas	80
6.5	ADEQUAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO	84
6.5.1	Novo dimensionamento das vigas principais centrais	84
6.5.2	Novo dimensionamento das vigas principais de borda	85
6.5.3	Verificação dos novos perfis dimensionados quanto aos deslocamentos máximos	86
6.6	RESUMO DO DIMENSIONAMENTO: CASO 1	87
7	ALTERNATIVAS AO CASO 1	89
7.2	CASO 3	90
7.3	CASO 4	92
7.4	CASO 5	93
7.5	CASO 6	95
7.6	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS CASOS	95
8	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES	100
8.1	CONCLUSÕES	100
8.2	CONSIDERAÇÕES	101
	REFERÊNCIAS	102
	APÊNDICE A - Relatório de dimensionamento do programa	104

1 INTRODUÇÃO

O aço como material construtivo já é empregado em aplicações modernas há alguns séculos, conforme PFEIL (2009):

O primeiro material siderúrgico empregado na construção foi o ferro fundido. Entre 1780 e 1820 construíram-se pontes em arco ou treliçadas, com elementos em ferro fundido trabalhando em compressão. A primeira ponte em ferro fundido foi a de Coalbrookdale, sobre o rio Severn, na Inglaterra. Trata-se de um arco com vão de 30 metros, construído em 1779. Em meados do século XIX declinou o uso do ferro fundido em favor do ferro forjado, que oferecia maior segurança. As obras mais importantes construídas entre 1850 e 1880 foram pontes ferroviárias em treliças de ferro forjado.

A partir do final do século XIX, com o avanço da siderurgia, o aço substituiu de forma natural o ferro fundido e o ferro forjado na grande maioria das aplicações estruturais, devido às suas excelentes propriedades mecânicas, durabilidade e viabilidade econômica, sendo amplamente empregado até hoje.

No contexto da construção civil, o aço pode ser uma solução altamente competitiva, em especial em casos onde se priorizam fatores como prazo, produtividade, confiabilidade, limpeza da obra e design. Todavia, as estruturas metálicas possuem as limitações de não poderem ser moldadas no local e estarem restritas aos perfis disponíveis na região (tanto laminados como formados a frio).

Os mezaninos em estrutura metálica são uma solução frequentemente empregada em ampliações e reformas de prédios comerciais. O baixo tempo de interrupção das atividades e o menor grau de intervenção e sujeira no ambiente comercial, aliados ao baixo custo e a capacidade de vencer grandes vãos com estruturas leves, tornam esse método muito conveniente para essa aplicação específica.

O estudo de estruturas metálicas é abordado, no currículo atual do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, de forma a possibilitar que o aluno compreenda os conceitos fundamentais e aplique as normas pertinentes a esses projetos.

Além dessa abordagem extremamente necessária a uma formação consistente em engenharia, hoje o mercado, no que diz respeito à projetos de estruturas de aço, é também muito pautada pelo uso de *softwares* de análise e dimensionamento.

A ideia para esse trabalho surgiu de uma demanda real de engenharia. Durante seu estágio em uma empresa que executa obras em aço, o autor se deparou com a necessidade de desenvolver um projeto estrutural para a ampliação de um centro de formação de condutores na zona leste de Porto Alegre.

Esse trabalho busca complementar a formação do autor através do dimensionamento de um mezanino em estrutura metálica, utilizando o *software* comercial mCalc 3D 4.0. Além disso, objetiva compreender melhor como o uso de tais ferramentas impacta na rotina de projeto. O trabalho foi inteiramente desenvolvido com a versão paga do *software*, mediante utilização de chave *rockey* e sob devida licença de instalação.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa é: em que sentido a utilização de um *software* comercial de análise e dimensionamento para o projeto de um mezanino de estrutura metálica afeta as etapas desse processo? quais possibilidades são criadas a partir da utilização dessa ferramenta na busca pela otimização do projeto do mezanino

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo principal e o objetivo secundário da pesquisa estão descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal é o estudo do projeto estrutural de um mezanino em um prédio comercial em estrutura de aço, propondo a utilização de diferentes tipos de perfil e modelos estruturais, buscando uma otimização em termos de peso da estrutura.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é a apresentação da metodologia de projeto com a utilização de um *software* comercial de análise e dimensionamento, ilustrando as etapas do processo.

2.3 PRESSUPOSTO

Como pressuposto, o trabalho leva em consideração as especificações contidas nos seguintes documentos:

- a) NBR 6120:2019 – cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- b) NBR 8800:2008 – projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- c) NBR 14762:2010 – dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

2.4 PREMISAS

O trabalho tem por premissa que existe viabilidade técnica e econômica para a execução de um mezanino de estrutura metálica, com piso em “painel wall”, assim como disponibilidade local dos perfis laminados e formados a frio aplicados no dimensionamento.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo da estrutura de um mezanino em um prédio comercial e a aplicação de diversos perfis.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- A consideração das etapas construtivas no dimensionamento da estrutura;
- A consideração da interação entre o piso de “painel wall” e a estrutura metálica;
- A análise de 2 modelos estruturais;
- O número de tipos de perfis trabalhados;
- O detalhamento e verificação das ligações presentes na estrutura;
- A não geração de plantas executivas e documentos de projeto por parte do *software*.
- A não validação dos resultados obtidos no software através de procedimento analítico.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir:

- a) Revisão bibliográfica;
- b) Apresentação do projeto e concepção estrutural;
- c) Determinação dos carregamentos;
- d) Análise da estrutura;
- e) Dimensionamento do Caso 1;
- f) Dimensionamento dos Casos 2 a 6 e análises comparativas;
- g) Conclusões e considerações finais.

A revisão bibliográfica fornece embasamento teórico para a realização do trabalho. Nela são abordadas características específicas do aço e dos produtos que serão utilizados, bem como critérios das normas pertinentes.

Em seguida, é apresentado o contexto do projeto e suas limitações construtivas. Na fase de concepção estrutural, é definida a geometria final da estrutura e os dois modelos estruturais que serão adotados.

Determina-se os carregamentos da estrutura, permanentes e variáveis, a partir dos quais realiza-se a análise da estrutura e determinação das solicitações, para prosseguir com o dimensionamento do Caso 1. É feita verificação dos elementos quanto aos estados-limites últimos e de serviço.

De forma análoga, são dimensionados os Casos 2 a 6, apresentando apenas os resultados finais de cada dimensionamento. É feita a análise comparativa dos 6 casos com base no peso estimado para a estrutura.

Concluídas todas as etapas anteriores, apresentam-se as conclusões e considerações finais.

3 ESTRUTURAS METÁLICAS

De acordo com PFEIL (2009), um projeto estrutural deve evitar o colapso da estrutura ou deslocamentos, vibrações e danos locais excessivos, garantindo-se, assim, a segurança e o bom desempenho da estrutura. Assim, os engenheiros se orientam em documentos normativos, constituídos por regras e recomendações que estabelecem bases para o dimensionamento e possíveis verificações da estrutura.

As estruturas metálicas caracterizam-se por serem produzidas em parte na fábrica e parte no canteiro de obras. Para que, ao final de todos os processos, a estrutura resulte em um conjunto estável, seguro e capaz de absorver os esforços existentes, é necessária a análise de diversos fatores.

Neste capítulo são apresentadas as principais propriedades mecânicas, as vantagens e as desvantagens das estruturas de aço, bem como os princípios preconizados pelas normas pertinentes, no que diz respeito ao estudo e projeto dessas estruturas. Apresentar-se-á também os produtos a serem utilizados como elementos estruturais e os critérios para definição de carregamentos e dimensionamento.

3.1 O AÇO COMO MATERIAL ESTRUTURAL

O aço é um material versátil e largamente utilizado na construção moderna. A seguir são citadas algumas vantagens e desvantagens importantes desse material.

3.1.1 Vantagens do aço como material estrutural

A seguir as principais vantagens da utilização do aço como material estrutural (MCCORMAC, 1996):

- a) alta resistência - a alta resistência do aço por unidade de peso implica que será pequeno o peso das estruturas comparado com outros tipos construtivos;
- b) uniformidade - as propriedades do aço não se alteram com o passar do tempo como é o caso de estruturas de concreto armado.
- c) elasticidade - comportamento do aço se aproxima mais fielmente às hipóteses de projeto do que a maioria dos materiais, graças a que segue a lei de Hooke até esforços consideravelmente altos;
- d) durabilidade - se a manutenção da estrutura de aço é adequada, durará indefinidamente;
- e) ductilidade - Um material que não tenha esta propriedade provavelmente romperá se submetido a um golpe repentino;
- f) Tenacidade – O aço pode ser submetido a grandes deformações durante sua fabricação e montagem, sem se romper, sendo possível dobrá-lo, cortá-lo e perfurá-lo sem apresentar danos aparentes;
- g) propriedades diversas - outras vantagens importantes do aço estrutural são: (a) grande facilidade para unir diversos membros por meio de vários tipos de conectores (solda, parafusos e rebites), (b) rapidez de montagem, (c) capacidade para laminar-se uma grande quantidade de tamanhos e formas, (d) resistência à fadiga, (e) possível reuso após desmontar uma estrutura.

3.1.2 Desvantagens do aço como material estrutural

Em geral o aço tem as seguintes desvantagens:

- a) custo de manutenção - A maior parte dos aços são suscetíveis à corrosão quando expostos ao ar e à água e, por conseguinte, devem ser pintados periodicamente. O uso de aços intemperizados para certas aplicações, tende a eliminar este custo.

b) custo para a proteção contra o fogo - suas resistências se reduzem consideravelmente durante incêndios. Em consequência, a estrutura de aço de um edifício deve ser protegida com materiais isolantes ou o edifício deverá acondicionar um sistema de rociadores de incêndio (*sprinklers*) para que cumpra com as normas correspondentes.

c) flambagem - quanto mais largos e esbeltos sejam os membros à compressão, maior é o perigo de flambagem. Como indicado anteriormente, o aço tem uma alta resistência por unidade de peso, mas ao utilizá-lo como colunas não resulta muito econômico já que deve-se utilizar muito material, somente para fazer mais rígidas as colunas contra a possível flambagem e nesse caso colunas mistas pode ser uma boa alternativa.

3.2 CONSTANTES FÍSICAS DOS AÇOS ESTRUTURAIS

As propriedades mecânicas do aço variam bastante devido aos diferentes materiais incorporados em sua liga. Por exemplo, segundo PFEIL (2009):

O aumento de teor de carbono eleva a resistência do aço, porém diminui a sua ductilidade (capacidade de se deformar), o que conduz a problemas na soldagem.

Em virtude dessas variações, é necessário padronizar os valores de referência para fins de cálculo. A ABNT NBR 8800:2008 define os seguintes valores para as propriedades mecânicas gerais do aço para fins estruturais:

- a) Módulo de Elasticidade = 200 000 MPa;
- b) Coeficiente de Poisson = 0,3;
- c) Módulo de Elasticidade Transversal = 77 000 MPa;
- d) Coeficiente de Dilatação Térmica = $1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ \text{C}^{-1}$;
- e) Massa específica = 7 850 Kg/m³.

3.3 PERFIS METÁLICOS

Atualmente, existe uma variedade muito grande de perfis metálicos disponíveis no mercado para as mais diversas aplicações. De forma geral, os perfis metálicos podem ser classificados como laminados, soldados ou formados a frio.

3.3.1 Perfis laminados

Os perfis laminados são produzidos através da laminação de blocos de aço. As limitações de fabricação são devidas aos próprios equipamentos envolvidos. Podem ser aplicados nos mais diversos segmentos da indústria e construção civil. Os perfis laminados podem ser encontrados em diversas formas ou seções. A Figura 1 ilustra alguns exemplos de perfis laminados.

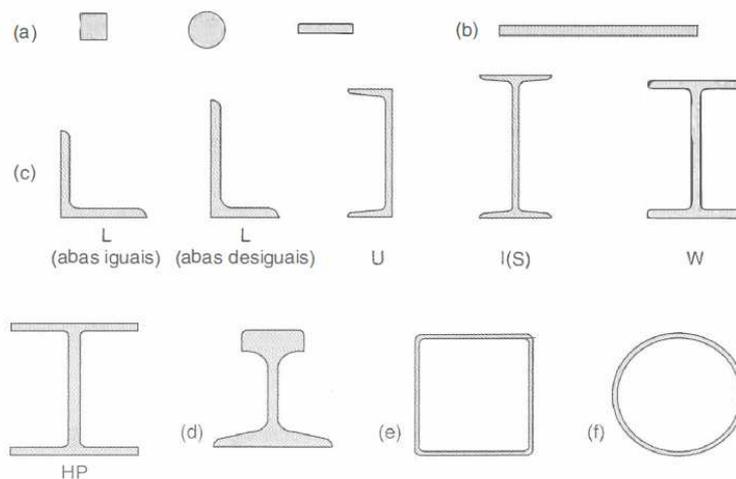


Figura 1: Exemplos de perfis laminados (PFEIL, 2009)

Os perfis laminados tem como vantagem um alto controle de pureza e imperfeições, além de geralmente serem fabricados com aços de maior resistência. Sua principal desvantagem é a limitação às bitolas padronizadas, devido ao seu método de fabricação em larga escala.

Neste trabalho, é utilizado o perfil laminado tipo I da Gerdau Açominas, também chamado perfil W (conforme Figura 1), fabricado em aço ASTM A572.

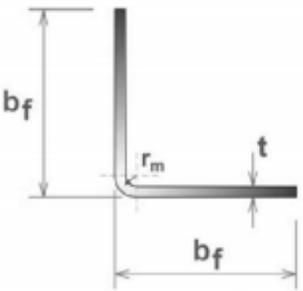
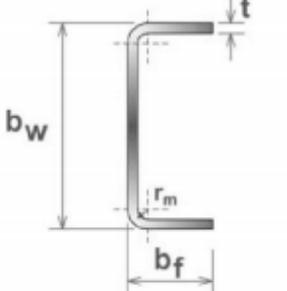
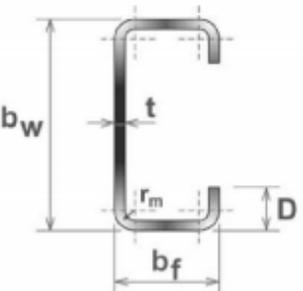
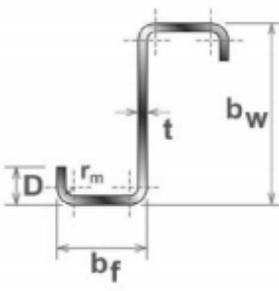
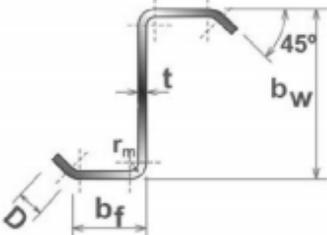
A denominação de suas bitolas é da forma “W [largura da mesa] x [massa linear]”. Um perfil “W 150 x 13,0”, por exemplo, é um perfil W com mesas de 150 mm de largura e 13,0 kg/m de massa linear.

3.3.2 Perfis formados a frio

Os perfis formados a frio, também chamados de perfis de chapa dobrada, são peças estruturais formadas por chapas finas de aço conformadas por meios de roletes. Suas principais vantagens são a gama ilimitada de dimensões e bitolas possíveis e sua leveza e facilidade de manuseio e transporte.

A ABNT NBR 6355:2003, padroniza diversos perfis formados com chapas entre 1,5 mm e 4,75 mm e também suas nomenclaturas. A designação dos nomes é feita da seguinte forma: tipo do perfil x dimensões dos lados x espessura, todas as dimensões são dadas em mm.

A Figura 2 apresenta os perfis padronizados por esta norma e suas nomenclaturas:

Série	Seção transversal	Designação
Cantoneira de abas iguais		L $b_f \times t$ Ex: L 50 x 3,00
U simples		U $b_w \times b_f \times t$ Ex: U 150 x 50 x 2,65
U enrijecido		Ue $b_w \times b_f \times D \times t$ Ex: Ue 150 x 60 x 20 x 2,65
Z enrijecido a 90°		Z₉₀ $b_w \times b_f \times D \times t$ Ex: Z₉₀ 200 x 75 x 20 x 2,25
Z enrijecido a 45°		Z₄₅ $b_w \times b_f \times D \times t$ Ex: Z₄₅ 200 x 75 x 20 x 2,25

Quadro 1: Perfis formados a frio padronizados - ABNT NBR 6255:2003 (adaptado)

Neste trabalho, são utilizados no dimensionamento perfis do tipo U enrijecido e associações de dois desses perfis. Serão utilizadas bitolas comerciais, amplamente disponíveis na maior parte das regiões.

3.3.3 Perfis soldados

Os perfis soldados são formados a partir da junção por solda de chapas de aço. As seções mais comuns são em forma de “I” e “T”, formados pela junção de chapas planas. As funções de cada seção também podem ser pré determinadas, como nas designações VS, CS e CVS da ABNT NBR 5884:2013: VS: para vigas; CS: para colunas. CVS: viga e coluna.

Os perfis soldados tem como vantagem a não limitação às bitolas comerciais, como nos perfis laminados. Também possibilitam vigas muito esbeltas com enrijecedores de alma para combater flambagens locais em caso de altas tensões cisalhantes. Neste trabalho, esse tipo de perfil não é aplicado no dimensionamento.

4 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo, são apresentados os critérios normatizados para a definição e combinação das ações, bem como o dimensionamento no estado limite último.

4.1 AÇÕES

Uma das partes iniciais do projeto, (e também uma das de maior importância e complexidade) é a análise das ações atuantes na estrutura. A estrutura deve suportar as cargas e suas combinações no pior caso e manter condições de conforto dentro dos limites de estabilidade.

A ABNT NBR 8.800:2008 determina as ações, suas combinações e os limites de estabilidade, levando em conta os estados limites últimos e de utilização. Segundo a ABNT NBR 8.681:2003, as ações a considerar são classificadas em três categorias:

- a) Ações permanentes;
- b) Ações variáveis;
- c) Ações excepcionais.

4.1.1 Ações permanentes

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008

Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as ações que crescem com o tempo, tendo um valor limite constante.

A seguir algumas ações permanentes atuantes em estruturas usuais:

- Pesos dos elementos da própria estrutura;
- Pesos dos elementos construtivos associados à estrutura (laje, cobertura, piso do mezanino).

Os pesos específicos dos materiais comumente utilizados nas construções são indicados pela ABNT NBR 6.120: 2019. Na falta desses, valores podem ser obtidos dos catálogos de fabricantes.

4.1.2 Ações variáveis

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, ações variáveis são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção. Estas ações normalmente ocorrem pelo uso e ocupação da edificação, como sobrecargas em pisos e coberturas, ação de equipamentos e divisórias móveis e ações do vento.

Valores para o uso e ocupação da edificação podem ser obtidos pela ABNT NBR 6.120:2019 e a ação dos ventos é determinada pela ABNT NBR 6123:1988.

4.1.3 Ações excepcionais

A ABNT NBR 8800:2008 ainda afirma que:

As ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida da construção[...]
São ações excepcionais aquelas decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, enchentes e sismos excepcionais.

Em projetos onde essas ações não podem ser controladas deve ser considerado normas brasileiras específicas.

4.2 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, a combinação de ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. As chamadas combinações últimas são utilizadas para a verificação dos estados-limites últimos e correspondentes à ruína da estrutura. As combinações de serviço são empregadas na verificação dos estados-limites de serviço, relacionados à aparência (deformações excessivas) e ao conforto dos usuários.

A determinação das solicitações às quais uma estrutura estará sujeita exige a combinação dos diferentes valores característicos de ações que sobre ela agem, ponderados por coeficientes que consideram variabilidade, incerteza na determinação dos carregamentos e a probabilidade de simultaneidade na ocorrência.

Diferentes coeficientes são utilizados na ponderação de ações permanentes e variáveis e aqui serão adotados através dos critérios da ABNT NBR 8800:2008. A mesma norma também classifica as combinações últimas de ações em normais, especiais, de construção e excepcionais.

As combinações de serviço, por sua vez, podem ser classificadas em quase permanentes, frequentes e raras. A seguir são detalhadas as combinações utilizadas nesse projeto.

4.2.1 Combinações últimas normais

A ABNT NBR 8800:2008 define como combinações últimas normais aquelas (tantas quanto necessário) decorrente do uso previsto da edificação, composta por todos os valores ponderados de ações permanentes e ações variáveis principais e secundárias.

Para cada combinação aplica-se a seguinte expressão, conforme apresentado na equação 1:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

F_d é igual a ação de cálculo, em kN;

$F_{Gi,k}$ é igual ao valor característico das ações permanentes, em kN;

$F_{Q1,k}$ é igual ao valor característico da ação variável tomada como principal, em kN;

$F_{Qj,k}$ é igual ao valor característico das demais ações variáveis que podem atuar conjuntamente com a principal, em kN;

γ_{gi} é igual ao coeficiente adimensional de ponderação das ações permanentes;

γ_{q1} é igual ao coeficiente adimensional de ponderação da ação variável principal;

γ_{qj} é igual ao coeficiente adimensional de ponderação das demais ações variáveis;

ψ_{0j} é o fator adimensional de combinação de ações.

4.2.2 Combinações de serviço quase permanentes

As combinações de serviço quase permanentes são aquelas cuja atuação se dá ao longo de grande parte da vida útil da estrutura (da ordem de metade desse período). São utilizadas para efeitos de longa duração e para a avaliação de deslocamentos excessivos.

São considerados os valores de ações permanentes com seus valores característicos e ações variáveis com seus valores quase permanentes, conforme apresentado na seguinte expressão da ABNT NBR 8800:2008 (equação 2):

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

F_{ser} é a ação de serviço, em kN;

ψ_{2j} é o fator adimensional de redução das ações variáveis.

4.3 DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

Tanto a ABNT NBR 8800:2008 como a ABNT NBR 14762:2010, utilizadas como base para o dimensionamento e verificação das peças pelo *software*, adotam o método dos estados limites, apresentado no trecho a seguir da ABNT NBR 8800:2008:

[...] devem ser considerados os estados-limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS). Os estados-limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional. Os estados-limites de serviço estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização.

As condições de segurança referentes aos estados-limites últimos para a verificação de um esforço específico são expressas por desigualdades do tipo apresentado na equação 3:

$$R_d \geq S_d \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

S_d representa os valores de cálculo dos esforços atuantes obtidos com base nas combinações últimas de ações;

R_d representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes obtidos através de expressões específicas das normas para cada tipo de situação;

As condições usuais referentes aos estados-limites de serviço, como deslocamentos e vibrações excessivas, são expressas por desigualdades do tipo apresentado na equação 4:

$$S_{ser} \leq S_{lim} \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

S_{ser} representa os valores dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço das ações;

S_{lim} representa os valores-limites adotados para esses efeitos com, base nos critérios específicos das normas.

5 O PROJETO

O projeto aqui explorado se trata de uma ampliação em um prédio comercial através de um mezanino metálico com área total de 87,11m². Essa área é destinada a escritórios e acessada por uma escada de alvenaria previamente existente na parte externa do prédio.

Para o piso do mezanino, foram escolhidas placas de *Painel Wall* da marca Eternit.

O produto é composto de miolo de madeira laminada ou sarrafeada, contraplacando em ambas as faces por lâminas de madeira e externamente por placas cimentícias em CRFS (Cimento Reforçado com Fio Sintético) prensadas. (ETERNIT, 2019)

As demais características técnicas relativas ao sistema *Painel Wall* são apresentadas a seguir, onde se trata da definição do vigamento e da paginação das placas. Ainda, no item relativo ao dimensionamento, define-se o carregamento associado a este sistema.

5.1 CRITÉRIOS ARQUITETÔNICOS E LIMITAÇÕES CONSTRUTIVAS

No primeiro pavimento, funcionará um Centro de Formação de Condutores (CFC). Para o funcionamento dessa atividade específica, algumas dimensões mínimas para cada tipo de ambiente são exigidas e previamente estabelecidas no projeto arquitetônico. A Figura 2 apresenta a disposição pretendida para o primeiro pavimento, já com as dimensões necessárias de cada sala de acordo com sua utilização e as paredes internas previstas para serem executadas em *dry wall*.

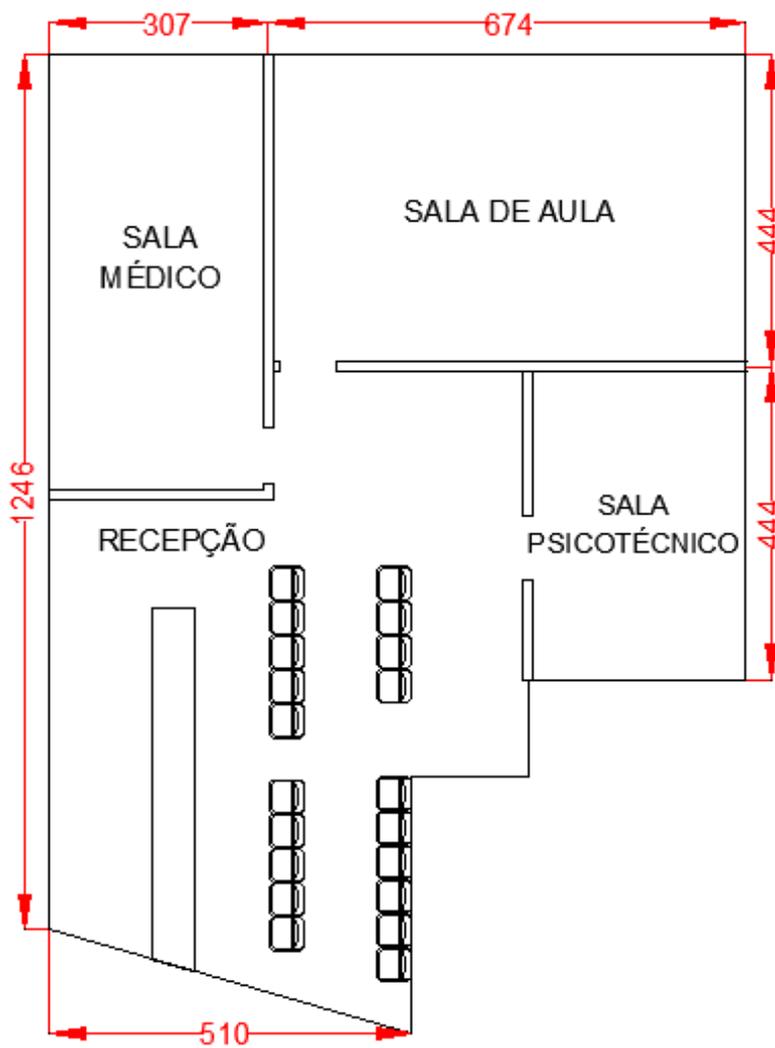


Figura 2 - Disposição do primeiro pavimento (unidade: cm)

Na Figura 3 é representada hachurada a área a ser ocupada pelo mezanino, com suas respectivas dimensões. Também estão destacadas as paredes previstas no primeiro pavimento.



Figura 3 - Área do mezanino (unidade: cm)

Os seguintes critérios e exigências foram apresentados pela equipe de arquitetura:

- a) máximo possível de pilares embutidos nas paredes de *dry wall* previstas ou juntos às paredes de alvenaria;
- b) não existência de pilares intermediários em pontos que possam prejudicar a função de qualquer um dos ambientes;
- c) pé direito no pavimento inferior de 2,70 m.

Baseado nessas exigências e de acordo com a Figura 3, chegou-se a uma distribuição simétrica com 12 pilares de 2,70 m, distribuídos em 4 eixos de 3 pilares cada. Desses 12 pilares, 5 puderam ser embutidos, 6 foram locados junto às paredes de alvenaria e apenas 1 ficou em meio à área da recepção. No entanto, esse pilar, destacado com um círculo vermelho na Figura 4, foi aceito pela equipe de arquitetura, uma vez que foi previsto entre os bancos, de forma a não interferir na função e nem na circulação nesse ambiente.

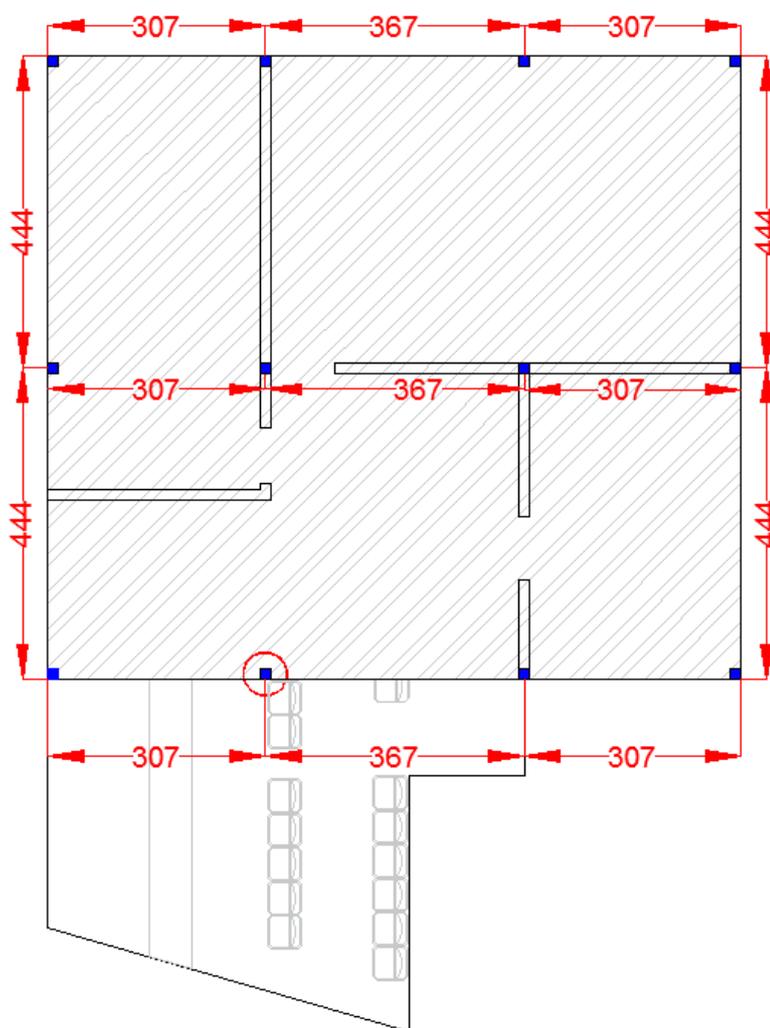


Figura 4 - Lançamento dos pilares (unidade: cm)

Após o lançamento dos pilares, são definidas 4 vigas principais, coincidindo com os 4 eixos de pilares e vencendo os 888 cm (dimensão menor). Essas vigas são ligadas aos pilares centrais, formando vãos livres de 444 cm, conforme Figura 5.

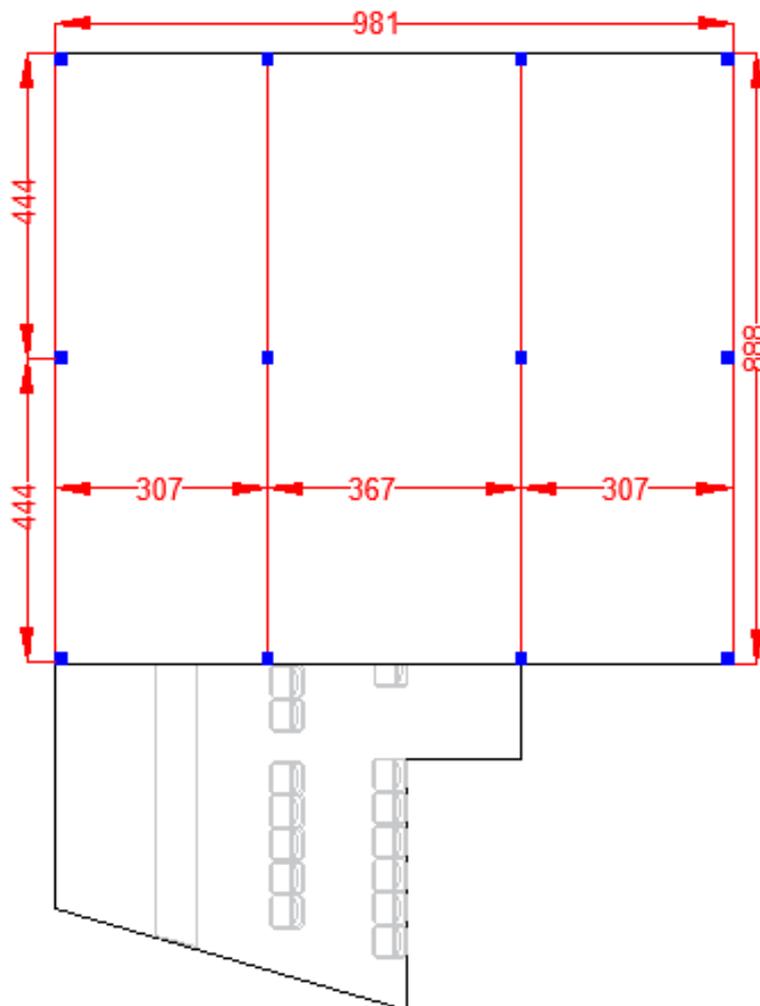


Figura 5 -Vigas principais (unidade: cm)

Por último, na outra direção, são estabelecidas as chamadas vigas barrote, as quais devem suportar a carga proveniente do piso e ligam-se às vigas principais. Essas vigas devem vencer vãos de 307 cm e 367 cm. Para o piso, foram escolhidas placas com 40 mm de espessura, conforme Tabela 1.

ESPESSURA (mm)	LARGURA (m)	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)	ÁREA (m ²)	PESO/m ² (Kg/m ²)
40	1,20	2,10	80,6	2,52	32,00
	1,20	2,50	96,0	3,00	32,00
	1,20	2,75	105,6	3,30	32,00
	1,20	3,05	117,1	3,66	32,00

Tabela 1 - Dimensões das placas segundo Catálogo Eternit - ETERNIT, 2019 (adaptado)

Para a definição desse vigamento, o critério estabelecido pelo fabricante é o espaçamento máximo entre apoios para as placas do sistema, conforme a Tabela 2:

Características Físicas	
Densidades aproximadas:	- 40 mm: 800 kg/m ³ - 55 mm: 682 kg/m ³
Resistência à carga distribuída (três apoios, afastados no máx. a cada 1,25 m):	- 500 kgf/m ²

Tabela 2 - Características da placa segundo Catálogo Eternit - ETERNIT, 2019 (adaptado)

A Figura 6 exemplifica a instalação correta das placas, apoiadas sobre as vigas barrote com o afastamento máximo entre elas.

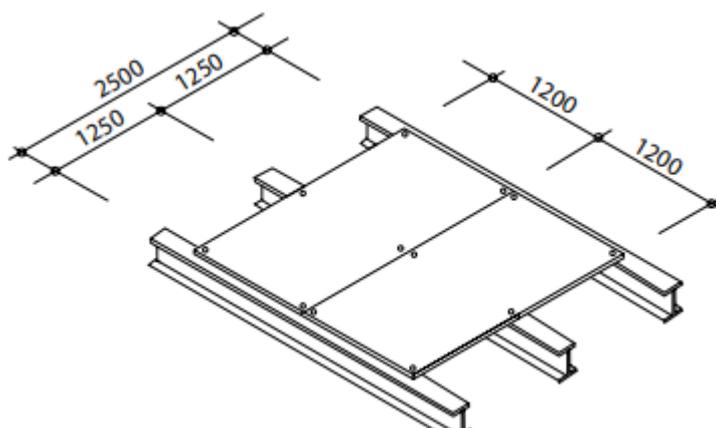


Figura 6 - Instalação das placas (unidade: mm) - Catálogo Eternit - ETERNIT, 2019
(adaptado)

Conforme o catálogo do fabricante, a distância máxima entre apoios é de 125cm. A dimensão a ser dividida para criar o padrão de vigamento possui 888 cm. Como as placas podem ser facilmente cortadas, optou-se por uma geometria uniforme com 9 eixos de vigas, igualmente espaçados entre si por 111cm. A planta final das vigas e pilares é apresentada na Figura 7:

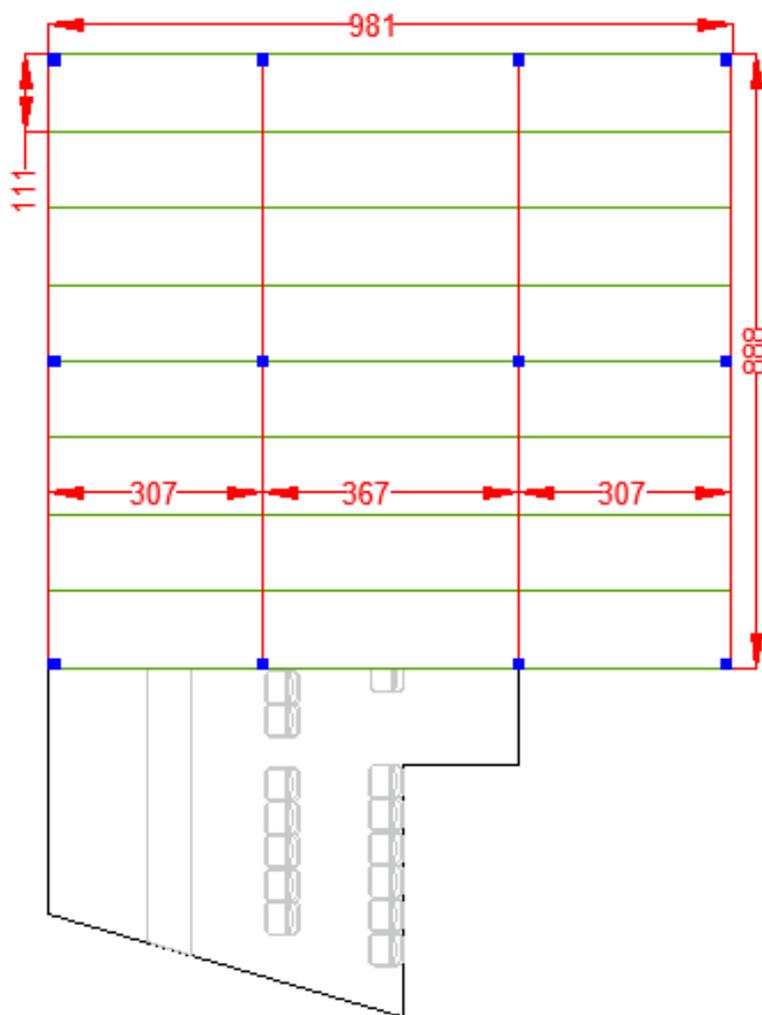


Figura 7 - Pilares vigas principais e vigas barrote. (unidade: cm)

Dessa forma, são escolhidas placas de 250x120cm a serem cortadas para atingir uma paginação uniforme de 222x120cm, conforme Figura 8.



Figura 8 - Paginação das placas de *panel wall* (unidade: cm)

Após a compatibilização entre o layout pretendido, as exigências do cliente e as limitações construtivas e arquitetônicas impostas, chegou-se a uma geometria para a estrutura conforme representada na Figura 9.

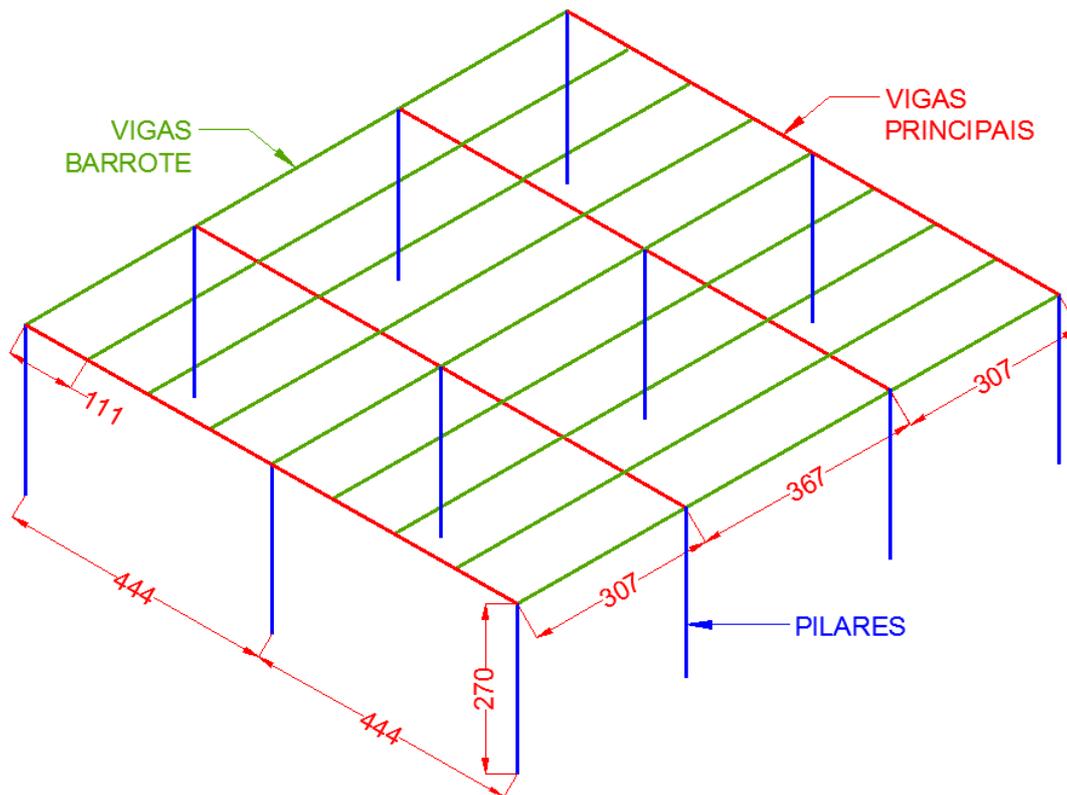


Figura 9 - Geometria da estrutura (unidade: cm)

5.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Diversos modelos são possíveis na concepção estrutural de um mezanino e, para cada um deles, haverá uma distribuição de esforços diferente, bem como diferentes deformações associadas. Aborda-se essa questão nos itens a seguir.

5.2.1 Vinculações nas bases dos pilares

A vinculação entre a estrutura metálica e as fundações geralmente é realizada por meio de base considerada rotulada ou engastada. As bases rotuladas são mais indicadas para locais onde o solo é de baixa resistência e, por não transmitirem momentos fletores, são consideradas mais econômicas para as fundações; enquanto que as bases engastadas proporcionam estruturas mais econômicas, porém fundações mais robustas e onerosas. (BELLEI et al., 2008)

No caso apresentado, os pilares são fixados diretamente em bases de concreto pré-existentes no contrapiso e as fundações não são objeto de estudo no presente trabalho. Dessa forma, a opção pelo engastamento é escolhida porque tende a ser mais econômica para a superestrutura.

5.2.2 Ligações viga-pilar

No que diz respeito à rigidez das ligações viga-pilar, a ABNT NBR 8800:2008 permite classificar tais ligações de 3 formas:

[...] uma ligação viga-pilar pode ser considerada rotulada se $S_i \leq 0,5 E I_v$ e pode ser considerada rígida se $S_i \geq 25 E I_v L_v$ [...], onde S_i é a rigidez da ligação, correspondente a $2/3$ do momento resistente de cálculo da ligação, simplificada denominada rigidez inicial, e I_v e L_v são o momento de inércia da seção transversal no plano da estrutura e o comprimento da viga conectada à ligação, respectivamente. A rigidez S_i pode ser determinada, na ausência de Norma Brasileira aplicável, de acordo com o Eurocode 3 Part 1-8 ou com base em resultados experimentais.

Em qualquer caso, para análise elástica, a ligação pode ser considerada semi-rígida, com a rigidez S_i constante durante todo o carregamento.

Entretanto, a norma afirma a seguir:

De forma simplificada, as ligações usuais, tradicionalmente consideradas rotuladas ou rígidas, podem ser simuladas com esses tipos de vinculação na análise estrutural, a critério do responsável técnico pelo projeto.

A determinação de S_i pelo método citado na norma, contida no Eurocode 3, leva em conta diversos fatores oriundos do detalhamento da ligação, o qual não é explorado neste

trabalho. Sendo assim, utilizou-se para a concepção do modelo a forma simplificada com as vinculações tradicionais sendo consideradas, rotuladas ou rígidas.

As vinculações por engastamento na base dos pilares permitem utilizar ligações viga-pilar flexíveis sem causar hipostaticidade nos pórticos do modelo (individualmente). Desta forma, em termos de estabilidade do modelo, pode-se optar tanto pelas vinculações rígidas como flexíveis.

No dimensionamento com ligações rígidas, as vigas ficam sujeitas a um menor momento fletor, já que esse é absorvido também pelos pilares, enquanto nas ligações flexíveis, as vigas devem ser capazes de absorver o momento fletor em sua totalidade. Por esse motivo, as ligações viga-pilar rígidas tendem a gerar dimensionamentos mais econômicos para vigas e mais onerosos para os pilares. Em contrapartida, para ligações flexíveis, ocorre o inverso: as vigas tendem a ser mais onerosas e os pilares mais econômicos.

No que diz respeito à deformações, também existem diferenças significativas entre as duas alternativas. A fórmula para a deflexão máxima de uma viga bi-engastada, sujeita a um carregamento uniformemente distribuído é:

$$\frac{q.L^4}{384EI} \quad (\text{equação 5})$$

Já para uma viga simplesmente apoiada (em ambas extremidades), sujeita ao mesmo tipo de carregamento temos:

$$\frac{5q.L^4}{384EI} \quad (\text{equação 6})$$

Comparando as equações 5 e 6, pode-se notar que, para o ELS de deformações excessivas, mantendo-se o mesmo carregamento, módulo de elasticidade e vão livre, e alterando apenas a rigidez das ligações, teremos necessidade de um perfil com um momento de

inércia 5 vezes maior no caso da viga simplesmente apoiada em comparação com a solução bi-engastada.

Como ambas as opções de vinculação para ligações viga-pilar são aplicáveis e apresentam possíveis vantagens e desvantagens distintas, o dimensionamento é executado com os dois modelos, para fins comparativos. Primeiramente, é apresentado o dimensionamento com ligações viga-pilar flexíveis e, posteriormente, os resultados são comparados ao modelo com ligações rígidas.

5.2.3 Ligações viga-viga

De forma conservadora, essas ligações são abordadas como rótulas, a fim de eliminar a necessidade de garantir a rigidez torcional das vigas que servem de apoio, como seria o caso para uma ligação rígida ou semi-rígida. O dimensionamento realizado adota, portanto, ligações viga-viga flexíveis.

5.2.4 Implementação do modelo no *software*

O modelo estrutural explorado em detalhes no trabalho consiste em ligações engastadas (rígidas) na base dos pilares e ligações flexíveis (rotuladas) entre as vigas e nas interseções viga-pilar. Num segundo momento, conforme mencionado acima, os resultados associados à opção com ligações viga-pilar engastadas também é apresentada de maneira resumida para efeitos de comparação.

O módulo “Geometria” do programa apresenta, através de uma interface bastante simples, um ambiente 3D com possibilidade de trabalhar em planos 2D em três vistas ortogonais pré-estabelecidas.

No menu “Barras”, existem comandos que permitem criar, unir, dividir ou editar esses elementos. Conta ainda com ferramentas clássicas para facilitar a edição, como “Copiar”, “Estender”, “Espelhar”, “Rotacionar” e “Escalar”. Existe ainda um comando denominado

“Barra solta” que vasculha o modelo criado e sinaliza as barras que porventura estiverem desconectadas da estrutura. Esse menu é ilustrado na Figura 10:

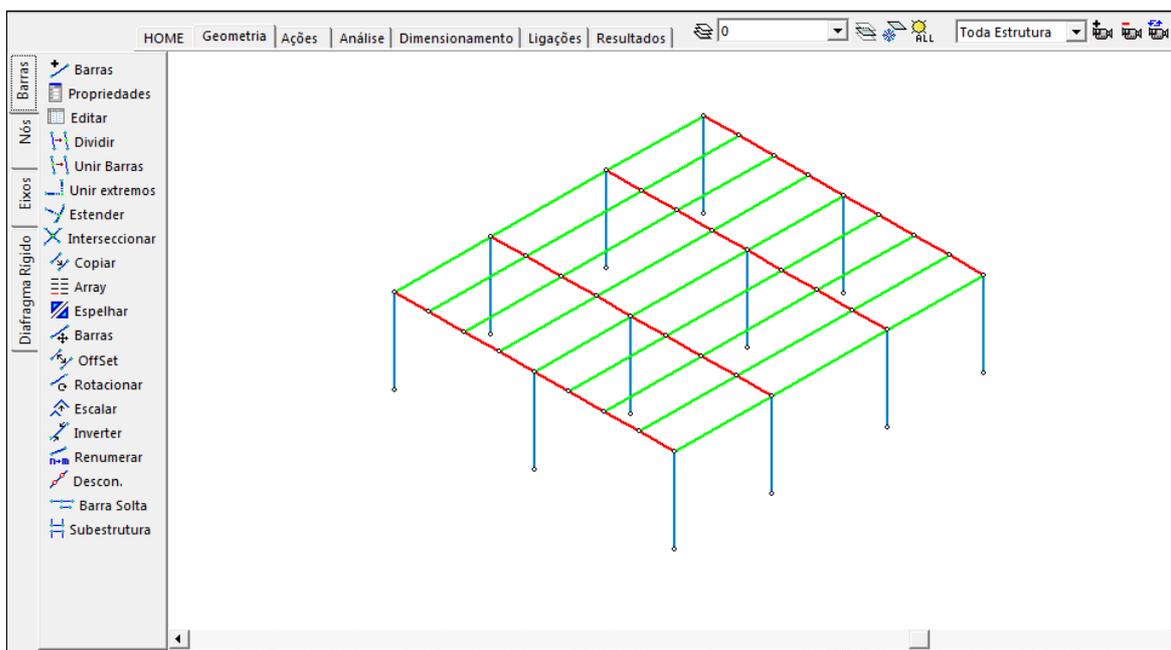


Figura 10 - Módulo “Geometria”, menu “Barras” - Geometria criada (mCalc 3D 4.0)

Por padrão, o programa considera as vinculações das barras como ligações rígidas. Para inserir discontinuidades no modelo, utiliza-se o comando “Descon.” do mesmo menu (Figura 11).

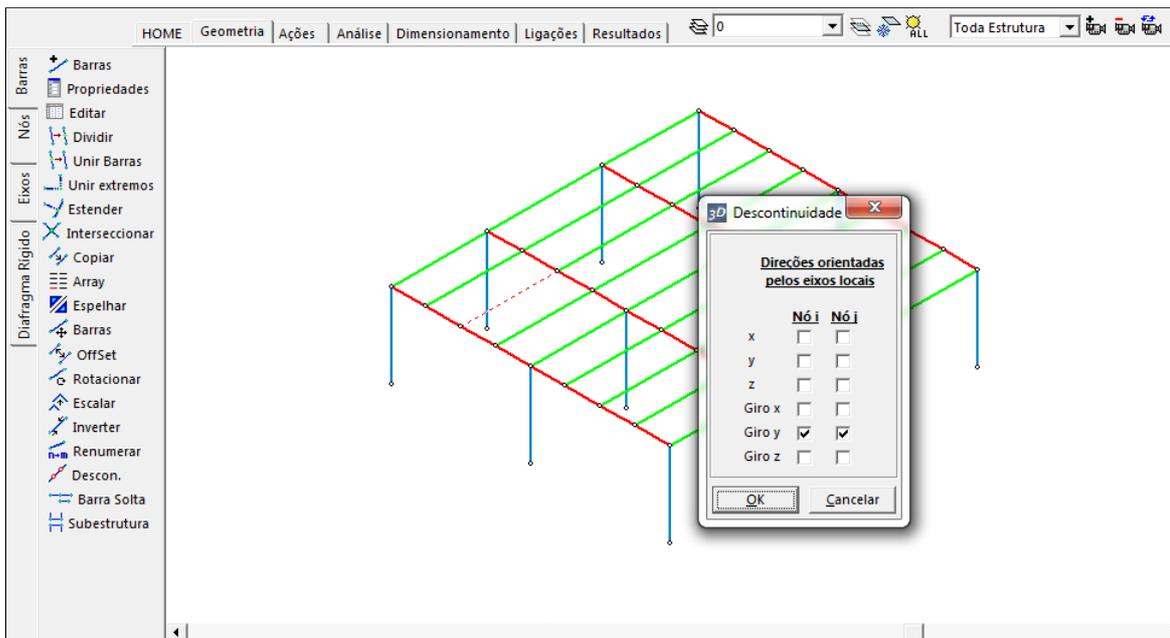


Figura 11 - Interface para inserção de descontinuidades nos nós (mCalc 3D 4.0)

No menu “Nós” (Figura 12), é possível editar e numerar os nós da estrutura. Através do comando “Vinculação”, é possível atribuir vinculações de apoio com restrições de deslocamento e giro, vínculo elástico, ou ainda, cedimentos máximos (lineares e rotacionais).

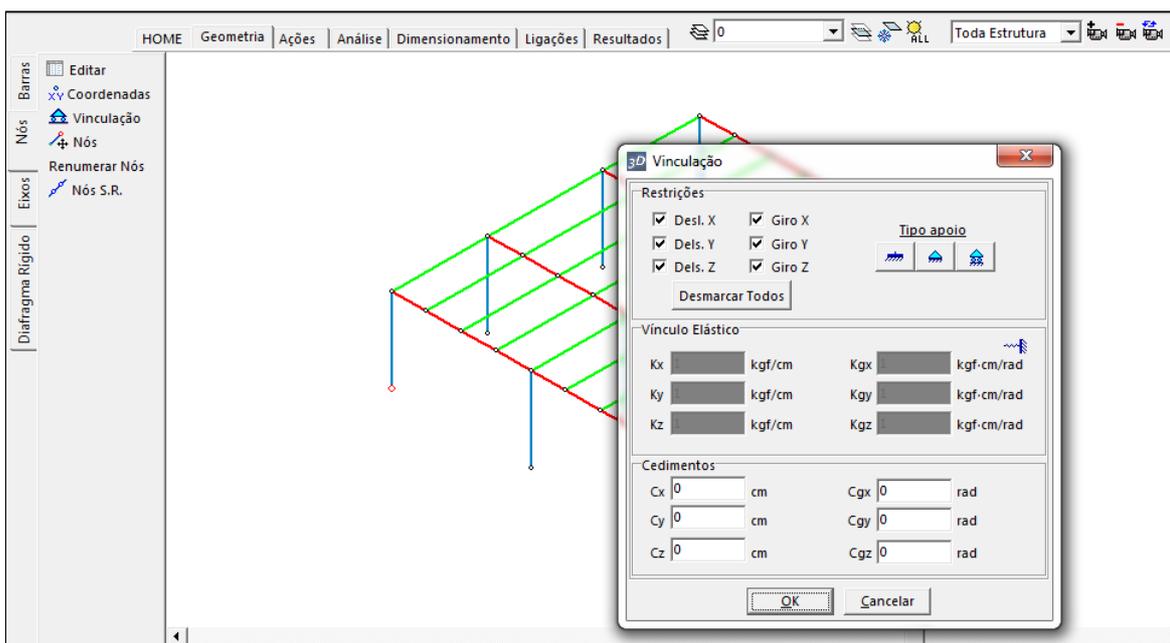


Figura 12 - Menu “Nós” - Interface para inserção de vinculações (mCalc 3D 4.0)

Ainda no menu “Nós”, encontra-se o comando “Nós S.R.” (nós semi-rígidos), através do qual é possível atribuir um valor entre zero e 1 para a rigidez da ligação, sendo esse valor correspondente ao percentual de tensões que a ligação irá transmitir. É importante salientar que esse método, no entanto, não é o recomendado pela ABNT NBR 8800:2008, que indica a utilização da metodologia contida no Eurocode 3 para a obtenção da curva momento-deformação associada a semi-rigidez das ligações.

Existem ainda mais dois submenus que não são utilizados aqui. Um deles permite criar eixos para auxiliar na organização do modelo. O outro trabalha com diafragmas rígidos, aplicados à modelagem de lajes, por exemplo.

A Figura 13 e a Figura 14 apresentam os modelos implementados. Em ambos os casos, as ligações na base dos pilares são engastadas (em azul). As discontinuidades das barras são representadas por pequenos círculos vermelhos.

No modelo da Figura 13, consideram-se ligações flexíveis entre as vigas e nas interseções viga-pilar.

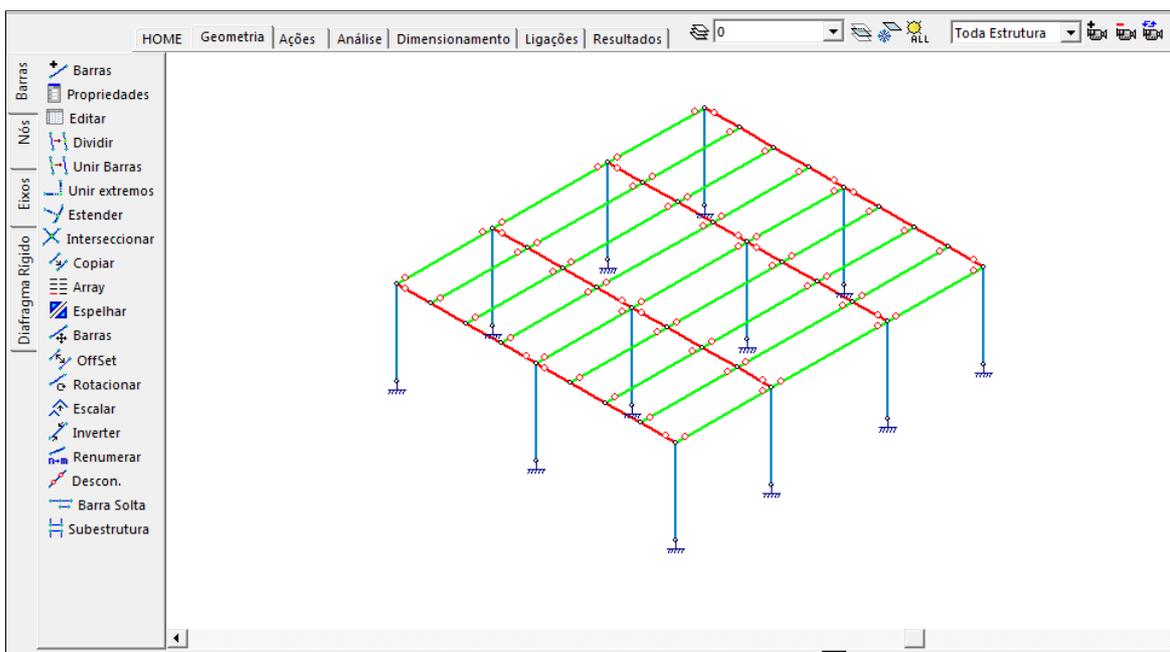


Figura 13 - Modelo estrutural A: ligações viga-viga e viga-pilar flexíveis (mCalc 3D 4.0)

A Figura 14 apresenta o modelo alternativo com ligações viga-pilar rígidas e ligações viga-viga flexíveis.

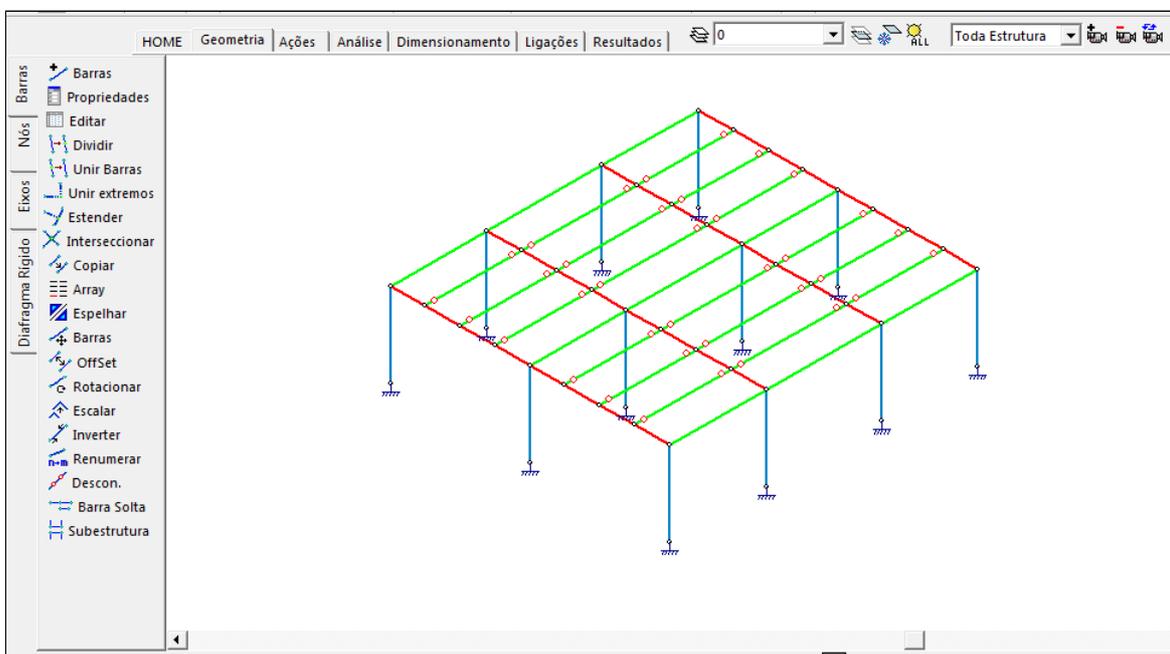


Figura 14 - Modelo estrutural B: ligações viga-viga flexíveis e viga-pilar rígidas (mCalc 3D 4.0)

6 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO VIA *SOFTWARE*

As etapas e critérios adotados para o dimensionamento dos elementos componentes da estrutura são apresentados de acordo com os módulos presentes no programa mCalc 3D 4.0. Primeiramente, são inseridos os estados de ações que agem sobre a estrutura no módulo “Ações”. No módulo “Análise”, são definidos os critérios de cálculo e convergência, bem como as combinações de ações e respectivos coeficientes de ponderação e fatores de combinação. No módulo “Dimensionamento” são definidos os perfis utilizados em cada peça e no módulo “Resultados” são analisadas as envoltórias de solicitações, deformadas e flechas.

Neste capítulo, é apresentado de forma detalhada o procedimento relativo apenas ao Modelo Estrutural A com as ligações viga-viga e viga-pilar flexíveis, utilizando unicamente perfis laminados do tipo I (ou “perfil W”) no dimensionamento de todas as peças. Esse dimensionamento é aqui chamado Caso 1. Os casos seguintes, contemplando o Modelo Estrutural B e outros tipos de perfil são abordados de maneira mais resumida no capítulo seguinte.

6.1 AÇÕES

Após a definição do modelo estrutural, segue-se a etapa de definição das ações que atuarão sobre a estrutura. Esta etapa é comum a todos os casos aqui estudados, independente dos tipos de vinculação e dos perfis adotados. A única ação que sofre alteração no decorrer do dimensionamento é o carregamento devido ao peso próprio, o qual é abordado pelo *software* de maneira automática, como explicado a seguir.

6.1.1 Função “Peso-Próprio”

O *software* mCalc3D possui uma função denominada “Peso-Próprio”, responsável por atribuir automaticamente o carregamento permanente devido ao peso de cada peça de acordo com o perfil que está sendo utilizado. A ativação dessa função é demonstrada na Figura 15.

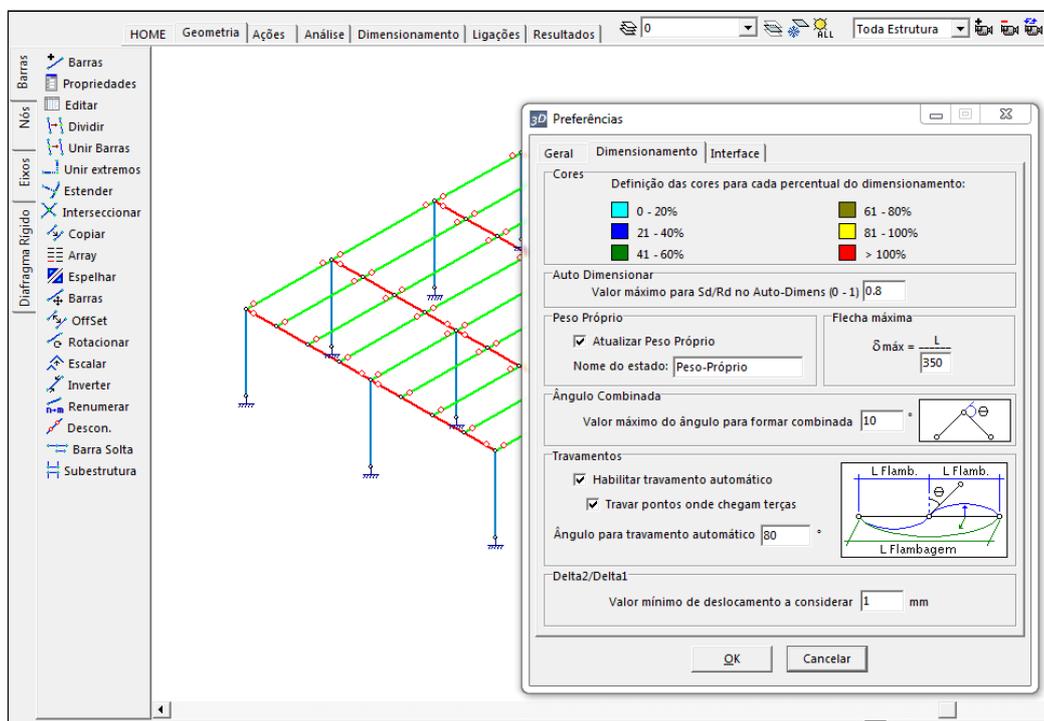


Figura 15 - Ativação da função “Peso-Próprio” (mCalc 3D 4.0)

6.1.2 Demais ações permanentes

A primeira ação permanente é devido ao peso das placas de “painel wall”. Conforme a Tabela 1, o carregamento por área devido às placas é de 32 kgf/m² ou 0,32 kN/m². Acima do painel wall, está prevista a instalação de porcelanato. Segundo a ABNT NBR 6120:2019, o peso específico aparente do porcelanato é de 23 kN/m³ (Tabela 3). A espessura aqui considerada é de 11 mm, logo o carregamento por área devido ao porcelanato é de 0,253 kN/m².

Estas duas ações se enquadram na categoria de ações permanentes do tipo “Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições *in loco*”. Dessa forma, no momento da análise terão coeficientes de ponderação idênticos e por isso são agrupados em uma única ação denominada “Painel Wall + Porcelanato” com valor de 0,573 kN/m².

2 Blocos artificiais e pisos	Blocos de concreto vazados (função estrutural, classes A e B, ABNT NBR 6136)	14
	Blocos cerâmicos vazados com paredes vazadas (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)	12
	Blocos cerâmicos vazados com paredes maciças (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)	14
	Blocos cerâmicos maciços	18
	Blocos de concreto celular autoclavado (Classe C25 – ABNT NBR 13438)	5,5
	Blocos de vidro	9
	Blocos sílico-calcáreos	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Porcelanato	23
	Terracota	21

Tabela 3 - Peso específico aparente do porcelanato - ABNT NBR 6120:2019 (adaptado)

Para a instalação do porcelanato é necessária a construção de um contrapiso em argamassa de cimento e areia. Segundo a ABNT NBR 6120:2019, o peso específico aparente desse elemento é em média 21 kN/m³ (Tabela 4). A espessura aqui considerada é de 30 mm, logo o carregamento por área devido ao contrapiso é de 0,63 kN/m².

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

Tabela 4 - Peso específico aparente da argamassa de cimento e areia - ABNT NBR 6120:2019 (adaptado)

6.1.3 Ações variáveis

O mezanino encontra-se em um edifício comercial e destina-se a salas de escritórios. Segundo a ABNT NBR 6120:2019, deve-se incluir uma carga variável com valor característico nominal de 2,5 kN/m² e não é necessário considerar carga concentrada, conforme Tabela 5:

Local		Carga uniformemente distribuída kN/m ²	Carga concentrada kN
Edifícios comerciais, corporativos e de escritórios	Salas de uso geral e sanitários	2,5	–
	Regiões de arquivos deslizantes	5	–
	Call center	3	–
	Corredores dentro de unidades autônomas	2,5	–
	Corredores de uso comum	3	–
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela) Jardins (ver item nesta Tabela)		

Tabela 5 - Valor característico nominal das cargas variáveis -ABNT NBR 6120:2019
(adaptado)

A ABNT NBR 6120:2019 ainda afirma que:

Quando forem previstas paredes divisórias sem posição definida em projeto, sobre estruturas com adequada capacidade de distribuição dos esforços solicitantes, pode-se considerar, além dos demais carregamentos, uma carga uniformemente distribuída adicional (...).

São previstas paredes divisórias em *drywall* com peso próprio inferior a 1,0 kN/m e posição não definida, de forma que é adicionado um carregamento variável de 0,5 kN/m² (Tabela 6).

Peso próprio (p.p.) da parede acabada kN/m	Carga adicional kN/m ²
p.p. ≤ 1,0	0,5
1,0 < p.p. ≤ 2,0	0,75
2,0 < p.p. ≤ 3,0	1,0
p.p. > 3,0	Não permitido

Tabela 6 - Cargas adicionais devido à paredes divisórias sem posição definida - ABNT NBR 6120:2019 (adaptado)

6.1.4 Linearização das cargas

Uma vez definidas as ações e seus carregamentos por área, é necessário definir as áreas de influência de cada viga, a fim de obter a carga linearizada que atua sobre cada peça. Neste projeto específico, a carga devido aos elementos do piso e suas sobrecargas serão absorvidas pelas vigas barrote. Essas vigas se dividem em vigas barrotes internas e vigas barrote de borda, conforme a Figura 16.

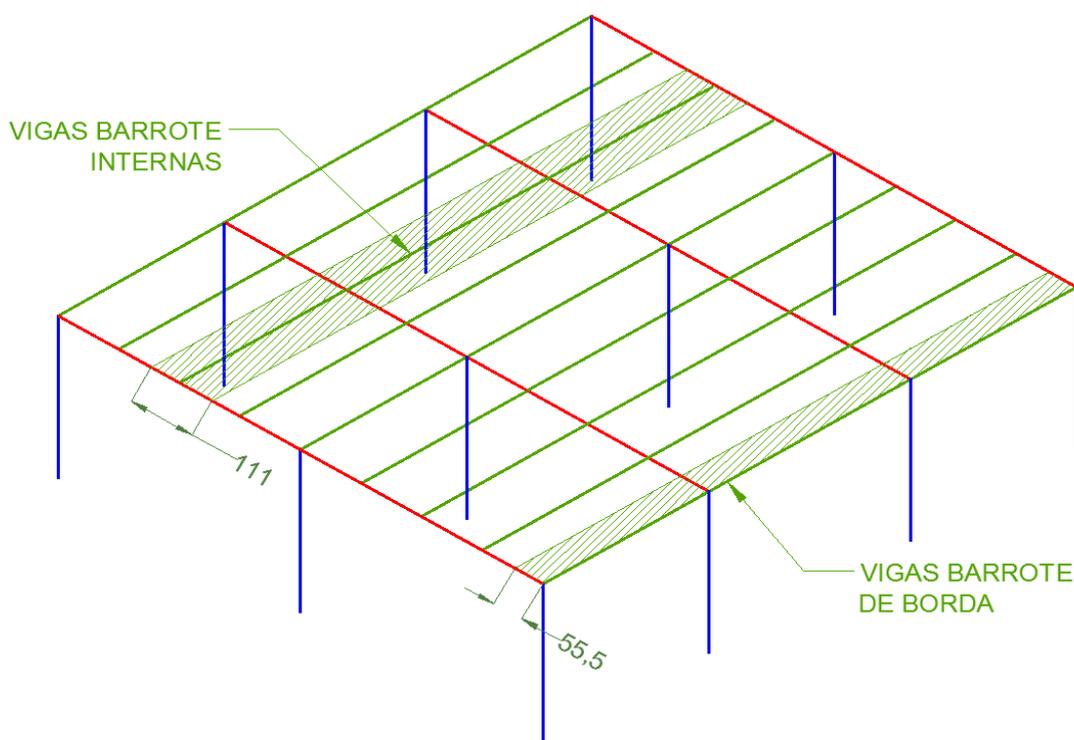


Figura 16 - Áreas de influência para vigas internas e de borda.

As vigas barrote internas possuem uma largura de influência (L_{inf}) de 111 cm e as vigas barrote de borda possuem uma largura de influência de 55,5 cm.

As ações adotadas e suas respectivas cargas linearizadas para vigas barrote internas e vigas barrote de borda são resumidos na Tabela 7.

Ação	Carga nominal (kN/m ²)	Carga linearizada por tipo de viga (kgf/cm)	
		Vigas barrote de borda ($L_{inf} = 55,5\text{cm}$)	Vigas barrote centrais ($L_{inf} = 111\text{cm}$)
Painel Wall + Porcelanato	0,573	0,32	0,64
Contrapiso (30 mm)	0,630	0,35	0,70
Sobrecarga de uso/ocupação	2,500	1,41	2,82
Paredes divisórias sem posição definida	0,500	0,28	0,56

Tabela 7 - Cargas linearizadas para cada tipo de viga

6.1.5 Módulo “Ações”

No módulo “Ações”, é possível adicionar e visualizar ações distribuídas ou concentradas, bem como criar, copiar e editar estados de ações.

Após a criação de todos os estados (Figura 17), as respectivas cargas linearizadas são adicionadas às vigas barrote internas (Figura 18) e vigas barrotes de borda (Figura 19). A Figura 20 ilustra como são visualizados os estados de ações depois de adequadamente lançados no *software*.

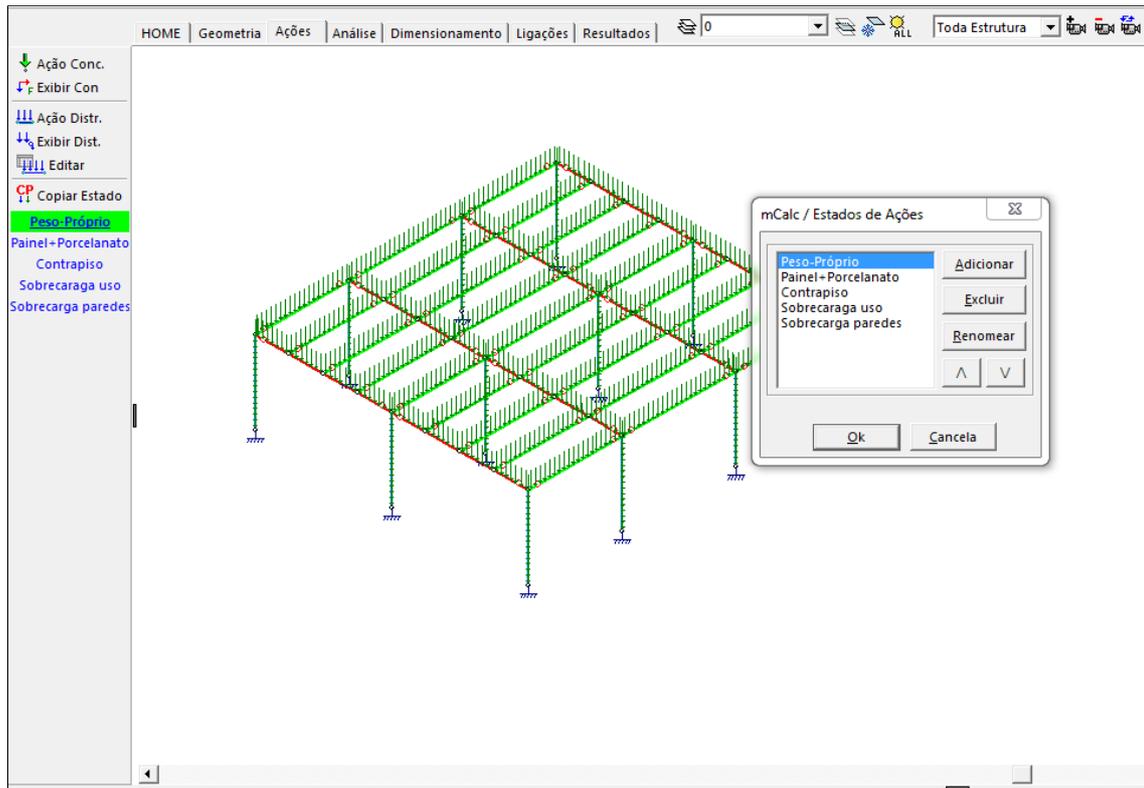


Figura 17 - Criação dos estados de ações. (mCalc 3D 4.0)

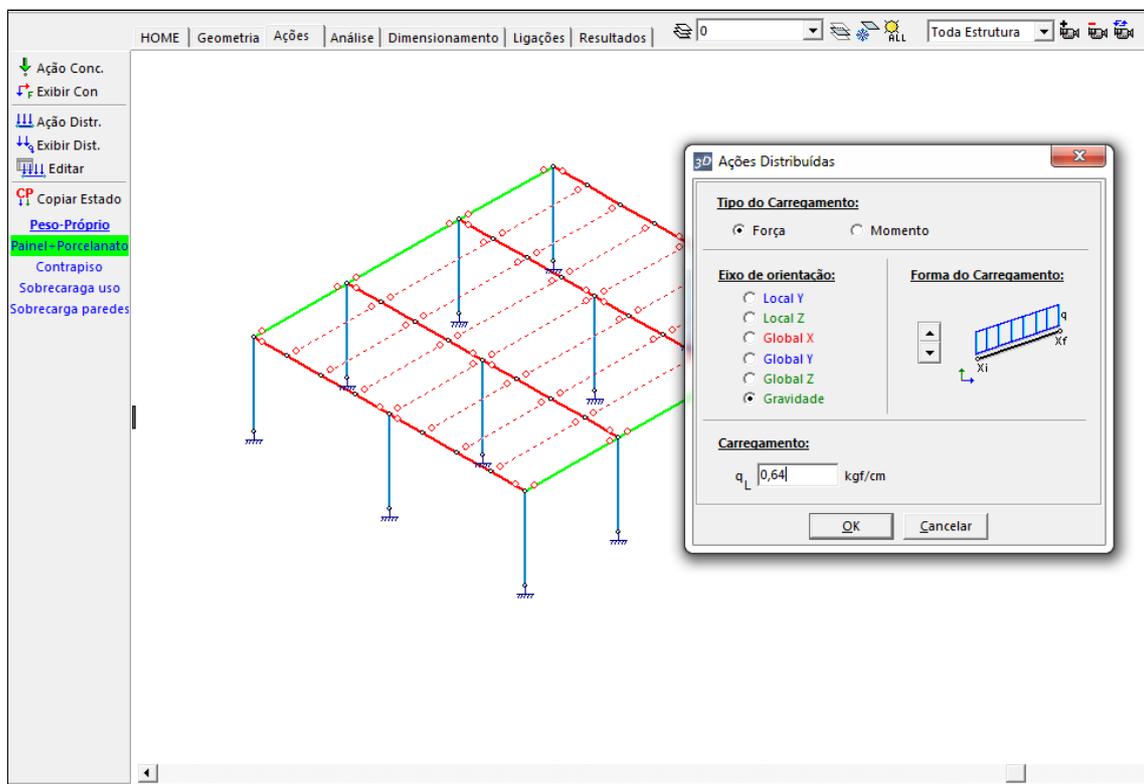


Figura 18 - Definição das cargas para as vigas barrote internas. (mCalc 3D 4.0)

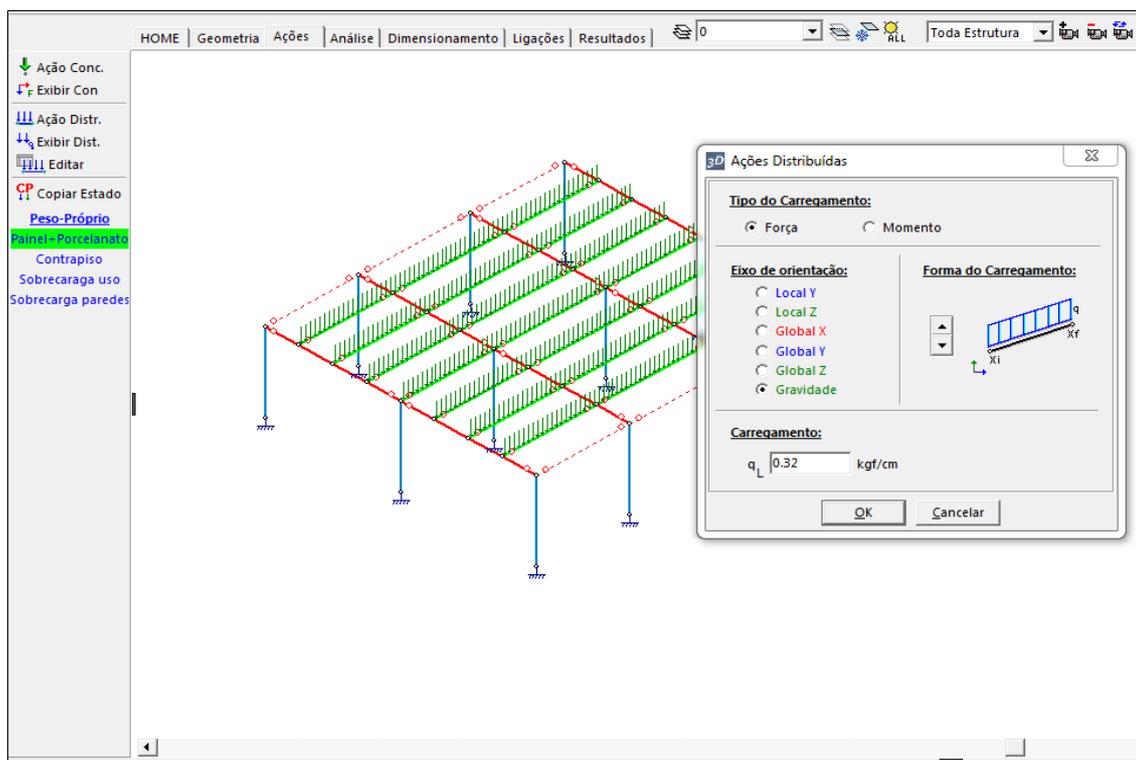


Figura 19 - Definição das cargas para as vigas barrote de borda. (mCalc 3D 4.0)

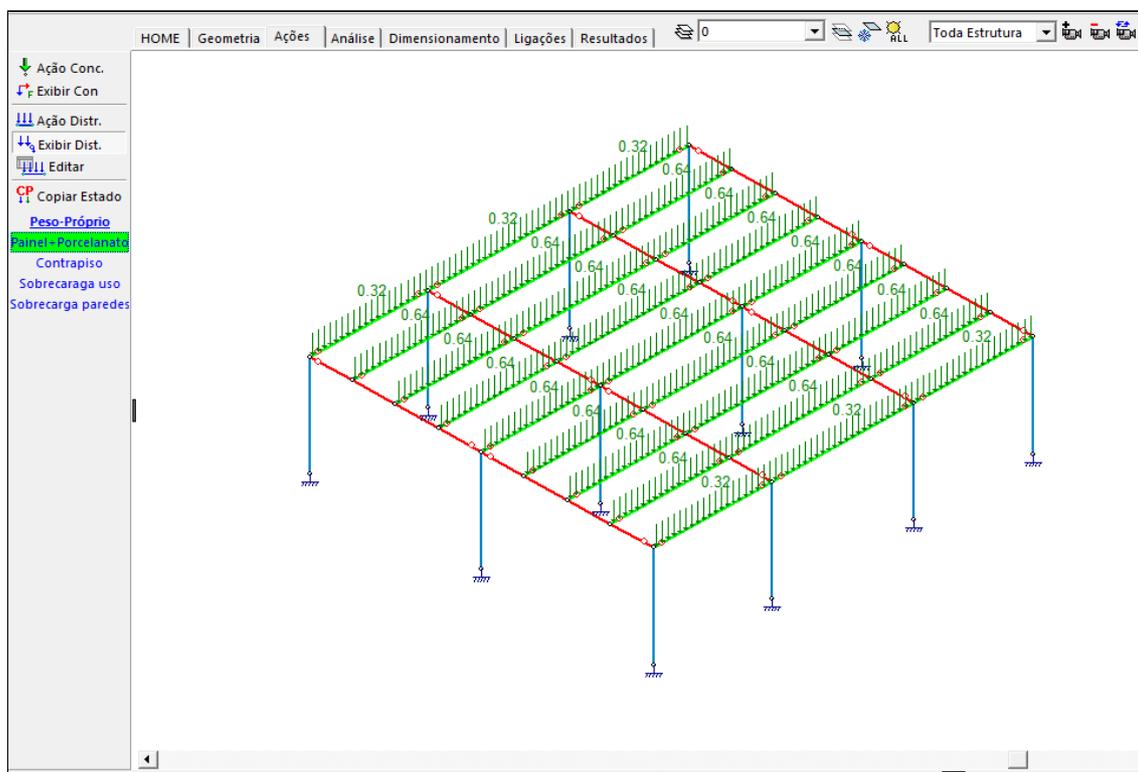


Figura 20 - Visualização das cargas no estado de ações “Painel + Porcelanato”. (mCalc 3D 4.0)

6.2 ANÁLISE

Nesta seção é apresentada a metodologia de cálculo do *software* mCalc 3D, bem como as funcionalidades relativas aos coeficientes de ponderação, fatores de combinação e redução da ABNT NBR 8800:2008.

Também são apresentados para conhecimento os recursos relativos à análise de segunda ordem e efeitos da temperatura, bem como as premissas que justificam a não utilização dos mesmos neste trabalho.

6.2.1 Metodologia de cálculo do *software* mCalc 3D 4.0

No manual do usuário seção 7-2 (STABILE ENGENHARIA, 2013), consta que:

A análise do sistema mCalc 3D - análise elástica-linear - é feita pelo Método da Rigidez Direta, que é uma sistematização do Método dos Deslocamentos [...]

O método basicamente consiste em satisfazer três conjuntos de equações: Equações de equilíbrio, equações de compatibilidade e equações constitutivas. A solução desse sistema fornece os valores dos deslocamentos nodais, que por sua vez levam às reações nodais e às solicitações no extremo das barras.

As seis etapas, descritas no manual, para análise de uma estrutura pelo método da rigidez direta são:

- a. Primeira etapa: Identificação estrutural;
- b. Segunda etapa: Cálculo da matriz de rigidez do elemento e do vetor das ações nodais equivalentes;
- c. Terceira etapa: Montagem da matriz de rigidez da estrutura e do vetor de ações da estrutura (matriz global e vetor de ações global);
- d. Quarta etapa: Introdução das condições de contorno (vinculação);

- e. Quinta etapa: Solução do sistema de equações;
- f. Sexta etapa: Cálculo das solicitações nos extremos das barras e das reações nodais.

A etapa de identificação estrutural é realizada no módulo “Geometria”, conforme já descrito. As etapas seguintes ocorrem dentro do módulo “Análise” do programa.

6.2.2 Análise de Segunda Ordem

O programa dispõe de análise de segunda ordem, conforme consta no manual do usuário, seção 7-3 (STABILE ENGENHARIA, 2013):

A análise não linear do mCalc 3D é feita pelo Método Incremental, simple step, que consiste em dividir as cargas e aplicá-las progressivamente.

A matriz geométrica é inserida durante a montagem da matriz de rigidez das barras, utilizando as solicitações do ciclo de análise anterior.

Para ativar a análise de segunda ordem, basta selecionar essa opção na combinação de ações desejada e definir os critérios de convergência. Ainda é possível avaliar apenas elementos do tipo cabo ou aplicar redução de rigidez no caso de prédios de média ou alta deslocabilidade.

No entanto, a ABNT NBR 8800:2008 afirma:

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

- a) análise linear (teoria de primeira ordem), com base na geometria indeformada da estrutura;
- b) análise não-linear, com base na geometria deformada da estrutura.

A análise não-linear deve ser usada sempre que os deslocamentos afetarem de forma significativa os esforços internos.

A estrutura aqui estudada, devido a sua simplicidade, será analisada através de análise linear, considerando que os deslocamentos não afetem significativamente os esforços internos e que a não-linearidade dos eixos das barras não é significativa.

6.2.3 Efeito da temperatura

Quanto ao efeito da temperatura, a ABNT NBR 8800:2008 afirma:

[...]Recomenda-se, para a variação da temperatura da atmosfera, a adoção de um valor considerando 60 % da diferença entre as temperaturas médias máxima e mínima, no local da obra, com um mínimo de 10 °C.[...]

Como o mezanino não será exposto à radiação solar direta e estará em ambiente climatizado, considera-se o valor mínimo de variação térmica de 10°C. O coeficiente de dilatação térmica do aço é de $1,2 \times 10^{-5}$. Esses valores são adicionados no menu “Preferências” (Figura 21). Também é definido o estado de ações “Var. Temperatura”.

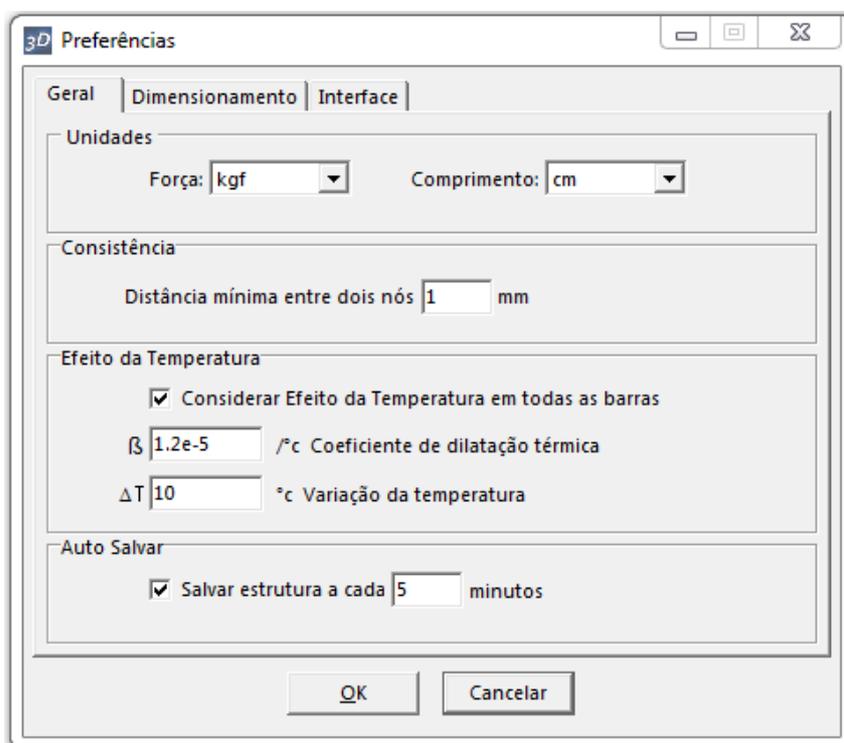


Figura 21 - Definição do coeficiente de dilatação térmica e da variação de temperatura.
(mCalc 3D 4.0)

6.2.4 Combinações de ações

Uma vez que as ações tenham sido definidas, é necessário realizar todas as combinações de ações pertinentes ao dimensionamento. Essas combinações consistem em ponderar e somar as ações de maneira definida, de acordo com o tipo de combinação.

No presente projeto, são consideradas as combinações últimas normais para fins de dimensionamento e combinações quase permanentes de serviço para verificação de deformações excessivas.

O mCalc 3D permite gerar quantas combinações de ações seja necessário. Ainda no menu “Análise”, é possível definir para cada estado de ações os respectivos coeficientes de ponderação (Tabela 8), fatores de combinação e de redução (Tabela 9).

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

Tabela 8 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações - ABNT NBR 8800:2008

(adaptado)

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

Tabela 9 - Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 - ABNT NBR 8800:2008 (adaptado)

O *software* permite a inserção de todos os coeficientes e aplica automaticamente os coeficientes de ponderação para combinações de estado limite último e fatores de redução para estado limite de serviço.

Em relação aos fatores de combinação, o programa não gera automaticamente combinações para os casos de cada ação variável atuando como principal. Dessa forma, caso não se conheça qual ação é a principal e quais são secundárias, é necessário inserir todos os casos manualmente.

Na chamada Combinação 1, a sobrecarga devido ao uso é tratada como principal (Figura 22), na Combinação 2, a sobrecarga devido às paredes sem posição definida é tratada como principal (Figura 23) e na Combinação 3, a variação da temperatura é tratada como principal (Figura 24).

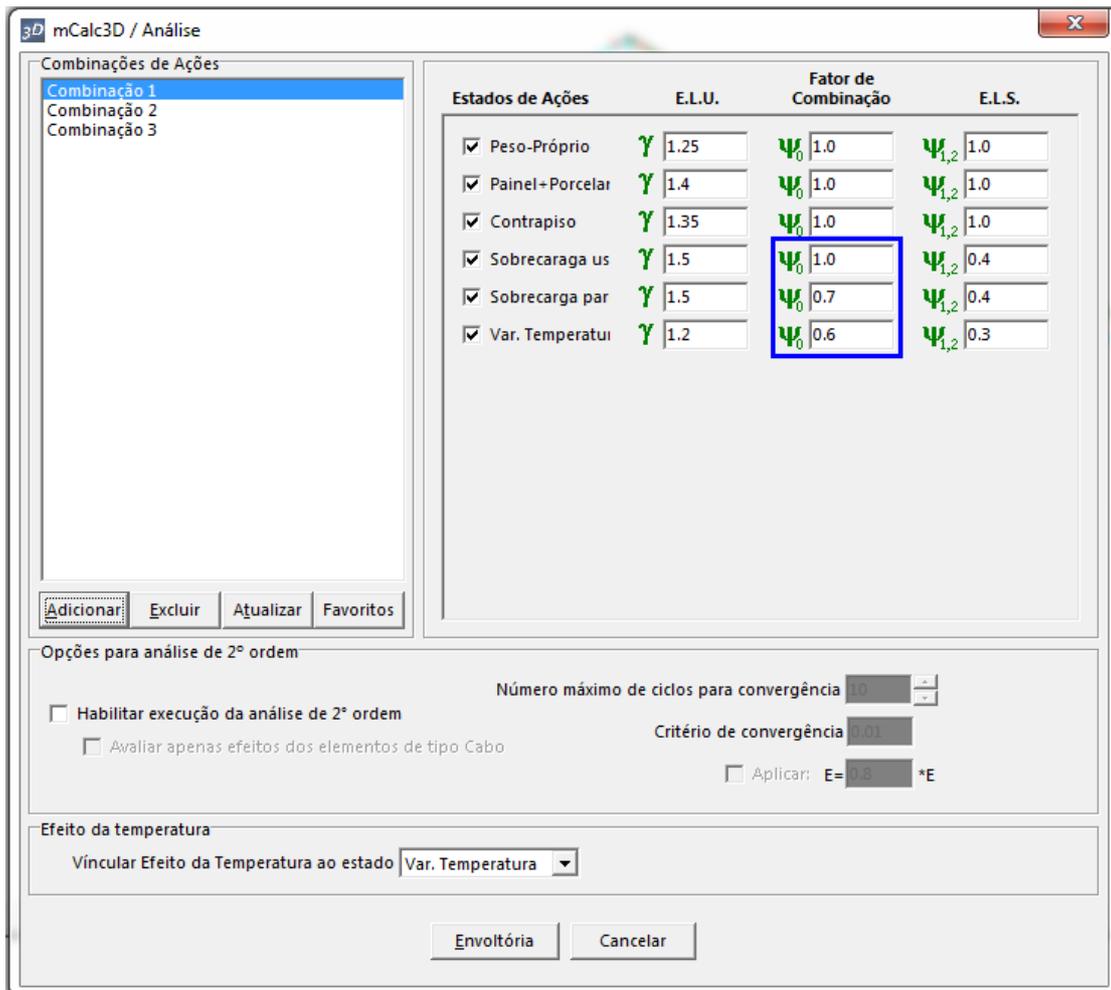


Figura 22 - Sobrecarga devido ao uso considerada principal (mCalc 3D 4.0)

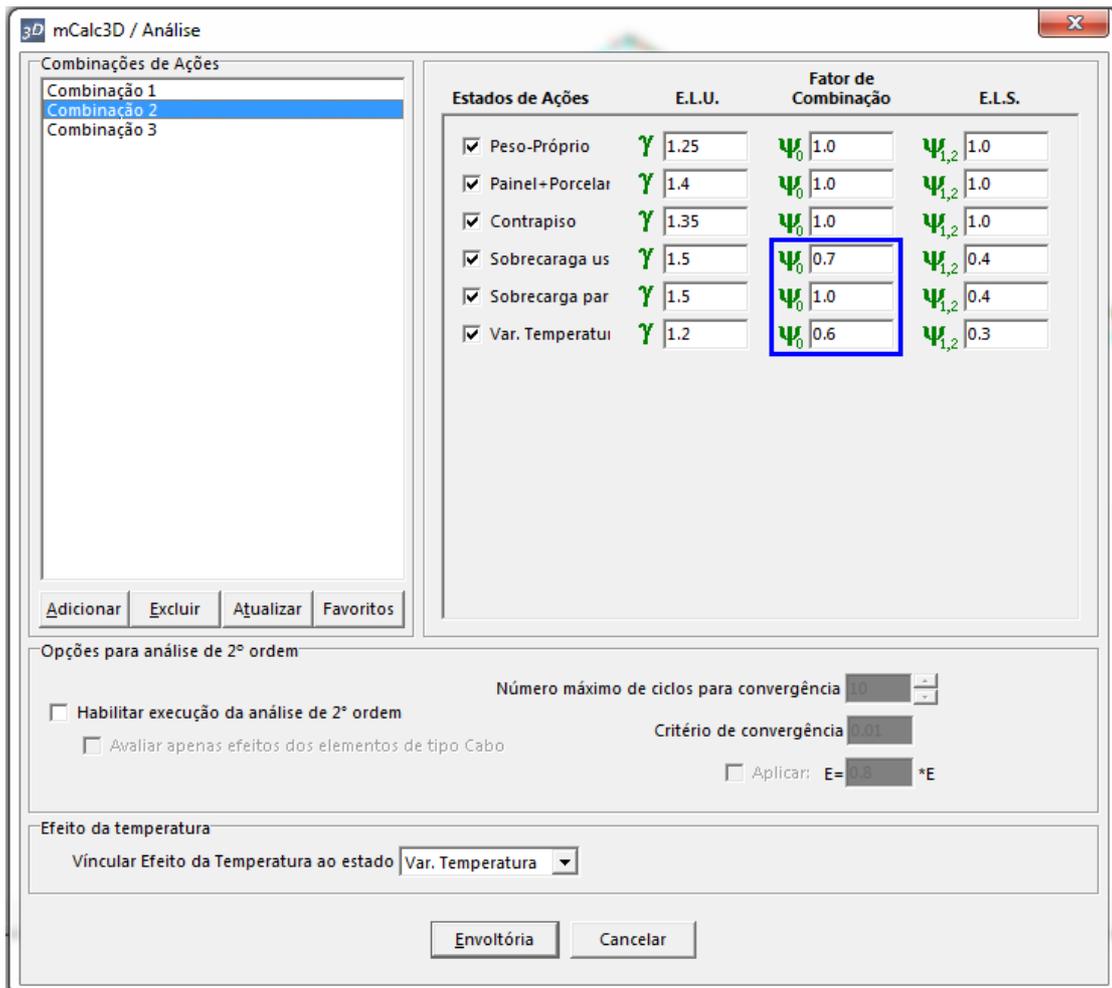


Figura 23 - Sobrecarga devido às paredes sem posição definida considerada principal (mCalc 3D 4.0)

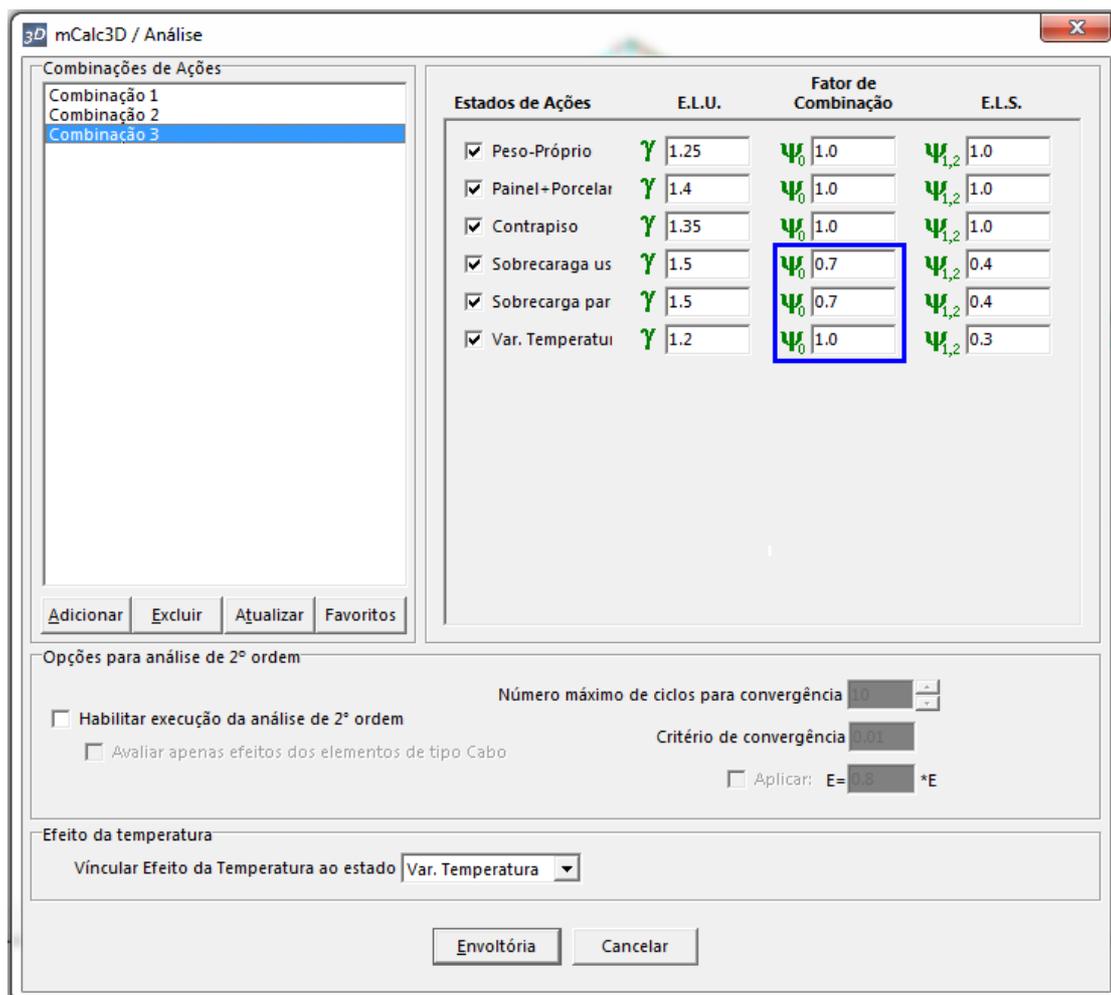


Figura 24 - Variação da temperatura considerada principal (mCalc 3D 4.0)

Após a análise, a Combinação 1 se mostrou a mais crítica para o dimensionamento no estado limite último, sendo portanto utilizada para o dimensionamento da estrutura.

6.3 DIMENSIONAMENTO

Após a finalização da etapa de análise, passa-se ao módulo “Dimensionamento”, onde são definidos os tipos de perfis a serem utilizados e realizadas as verificações pertinentes das normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010.

Esse módulo possui ferramentas que permitem combinar ou formar grupos de barras, definir travamentos laterais e atribuir vigas mistas de aço-concreto (não abordadas neste trabalho). É possível ainda utilizar o recurso de auto dimensionamento ou escolher os perfis manualmente. Após o dimensionamento, esse módulo disponibiliza um relatório em formato de memória de cálculo que permite analisar todas as verificações realizadas em cada peça.

6.3.1 Preferências - Dimensionamento

Antes de iniciar o dimensionamento, é necessário configurar alguns critérios que serão utilizados neste módulo. A razão entre a solicitação e a resistência de cálculo em uma peça é aqui chamada de coeficiente de performance da peça. Na janela “Preferências” (Figura 27), é possível arbitrar o maior valor que o programa irá admitir para esse coeficiente durante o dimensionamento automático.

A rigor, pela norma, pode-se dimensionar as peças com coeficiente igual a 1,00 ou 100%, já que todos os coeficientes de segurança já estão contemplados nas verificações realizadas. Contudo, em termos práticos, é conveniente iniciar o dimensionamento com um valor inferior a 1,00. Isso facilita o processo, evitando que uma peça muito próxima ao limite seja reprovada após a iteração na análise e atualização de seu peso próprio. O valor máximo aqui adotado é 0,90 ou 90%.

Também na janela Preferências, é possível definir o ângulo máximo de desalinhamento para duas barras poderem ser combinadas e tratadas como uma única barra para efeitos de

comprimentos de flambagem. No caso desse projeto, todas as barras são ortogonais, não se aplicando o critério e sendo mantido o valor padrão de 10° .

O *software* ainda possui um recurso chamado “habilitar travamento automático”. Quando ativo, o programa reconhece automaticamente quando uma barra está atuando como travamento lateral de outra. O ângulo mínimo para travamento automático foi mantido no valor padrão de 80° . Dessa forma, a utilização da ferramenta de inserção manual de travamentos laterais não é necessária (Figura 25).

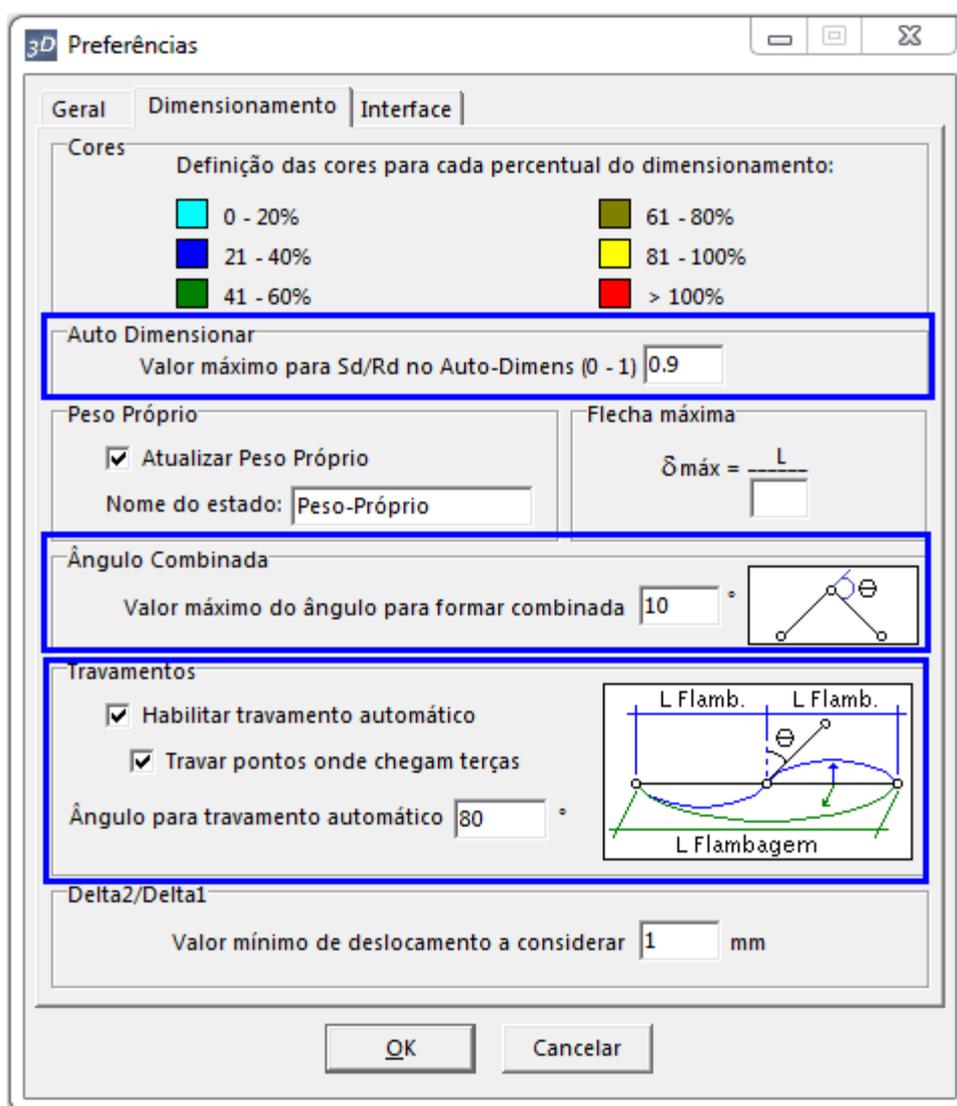


Figura 25 - Preferências - Dimensionamento (mCalc 3D 4.0)

6.3.2 Combinação de barras

Devido à arquitetura do programa, toda vez que existe um nó em uma barra, devido à outra barra interceptando-a naquele ponto por exemplo, a barra interceptada é dividida em dois segmentos de barra, um antes e um depois do nó. O comando “Combinar Barras” serve para definir esses segmentos como uma única barra. Esse comando garante a utilização do comprimento efetivo de flambagem correto no dimensionamento. Contudo, os segmentos continuam sendo dimensionados individualmente.

No caso do mezanino, as vigas principais precisaram ser combinadas, conforme a Figura 26:

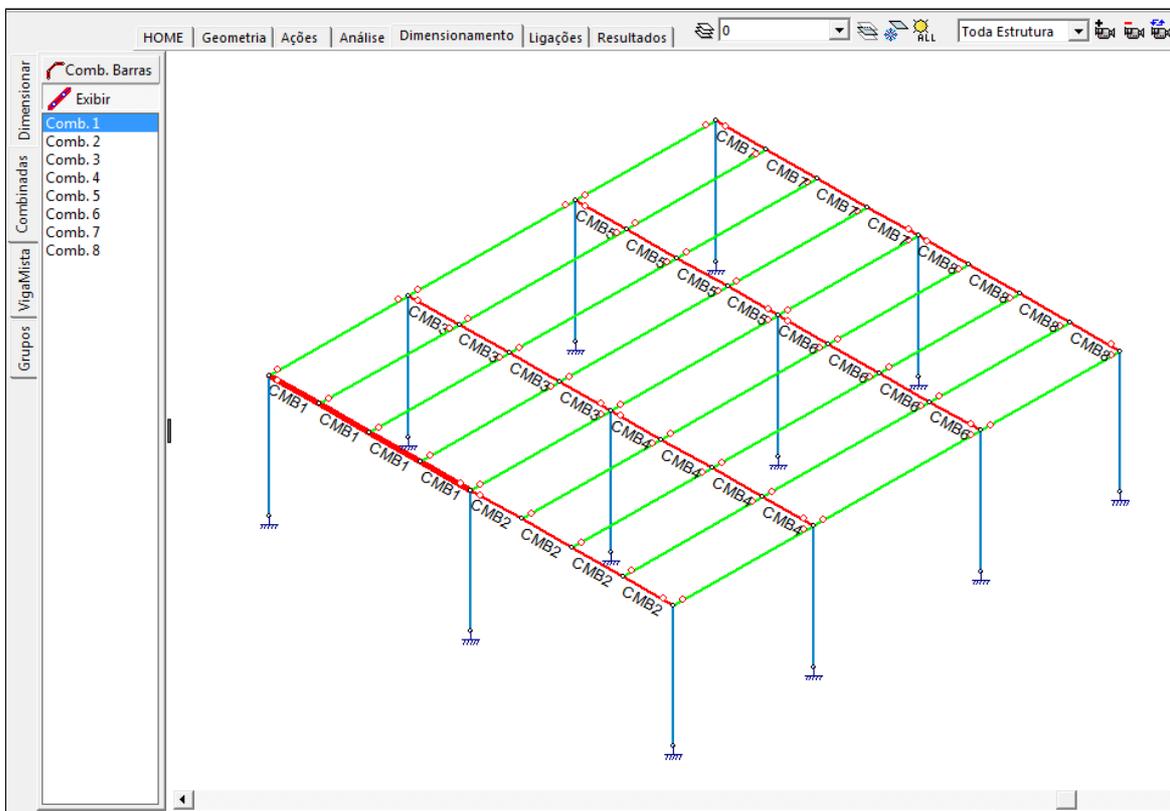


Figura 26 - "Comando Combinar Barras" (mCalc 3D 4.0)

6.3.3 Auto Dimensionamento

O comando “Auto Dimensionar” permite dimensionar automaticamente uma ou mais barras. O programa escolhe de forma otimizada a melhor bitola e geometria para a peça, dentro das opções fornecidas pelo projetista, e respeitando o coeficiente de performance definido previamente em 90% da resistência de cálculo.

Primeiramente, é apresentada uma janela com 42 opções de perfis simples e compostos para escolha do projetista (Figura 27). Nesse caso específico, são utilizados somente perfis do tipo “I” laminados do padrão Gerdau Açominas. Também são conhecidos como perfis “W/HP”.

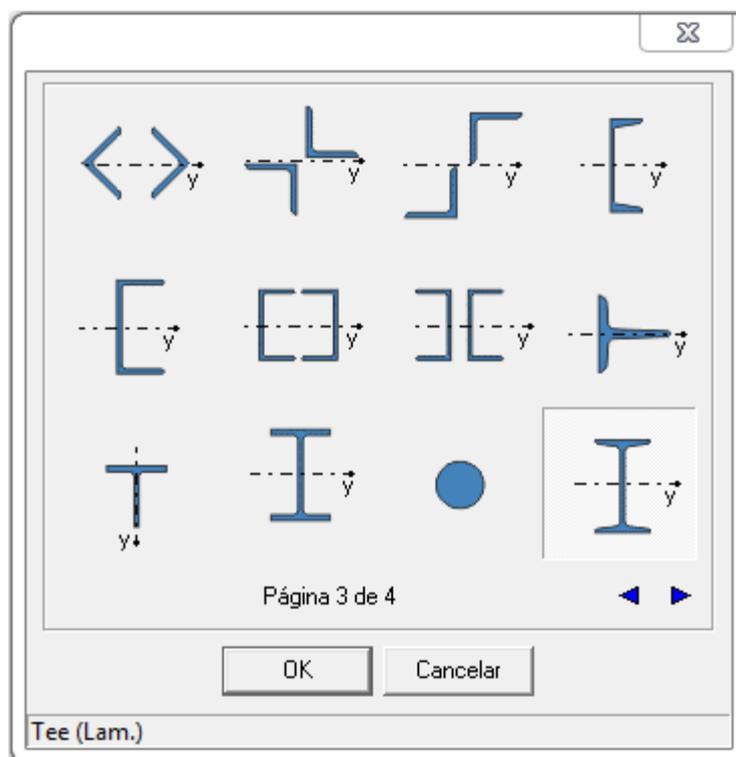


Figura 27 - Janela para escolha do tipo de perfil (mCalc 3D 4.0)

Após a definição do tipo do perfil, surge uma pequena janela (Figura 28) onde é possível escolher a orientação em que o perfil trabalhará.



Figura 28 - Janela para escolha da orientação do perfil (mCalc 3D 4.0)

Em seguida, é possível seleccionar os perfis que poderão ser utilizados dentre uma lista pré existente no programa ou ainda carregar uma lista com os dados dos perfis (Figura 29). No caso, toda a tabela de bitolas da Gerdau Açominas é utilizada.

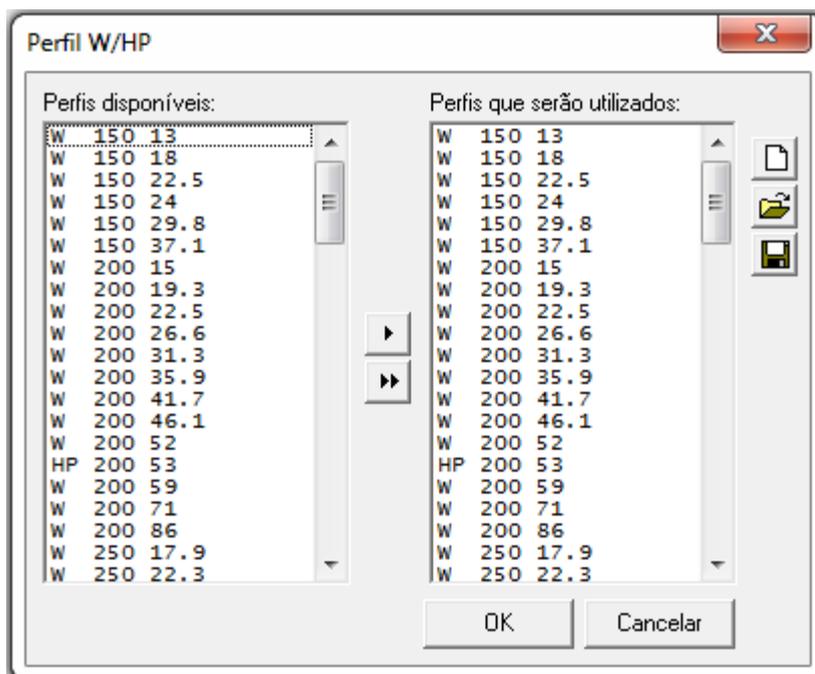


Figura 29 - Janela para escolha dos perfis utilizados no dimensionamento (mCalc 3D 4.0)

Por fim, é necessário informar o tipo do aço que está sendo utilizado. Por padrão, esses perfis da Gerdau Açominas utilizam o aço ASTM A572 GR50 com tensão de escoamento mínima de 345 MPa e tensão de ruptura mínima de 450 MPa (Figura 30).

Tabela de Aços

Aço	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Características
ASTM A36	250	400	Estrutural
ASTM A570 GR36	250	365	Estrutural
COS-AR-COR 400	250	380	Aço Patinável
A572-GR42	290	415	Estrutural
COS-CIVIL 300	300	400	Estrutural Especial
USI-SAC-300	300	400	Aço Patinável
COS-AR-COR 400 E	300	380	Aço Patinável
CSN-COR 420	300	420	Aço Patinável
COS-CIVIL 350	350	490	Estrutural Especial
ASTM A572 GR50	345	450	Estrutural
USI-SAC-350	350	485	Aço Patinável
A588	345	485	Estrutural
USI-LN 380	380	490	Estrutural Especial
COS-AR-COR 500	375	490	Aço Patinável
USER	-	-	Definido pelo usuário

f_y f_u

OK Cancelar

Figura 30 - Janela para seleção do aço utilizado nos perfis (mCalc 3D 4.0)

Depois que o auto dimensionamento está completo, é possível visualizar o coeficiente de performance (Figura 31) e o perfil escolhido para cada peça (Figura 32).

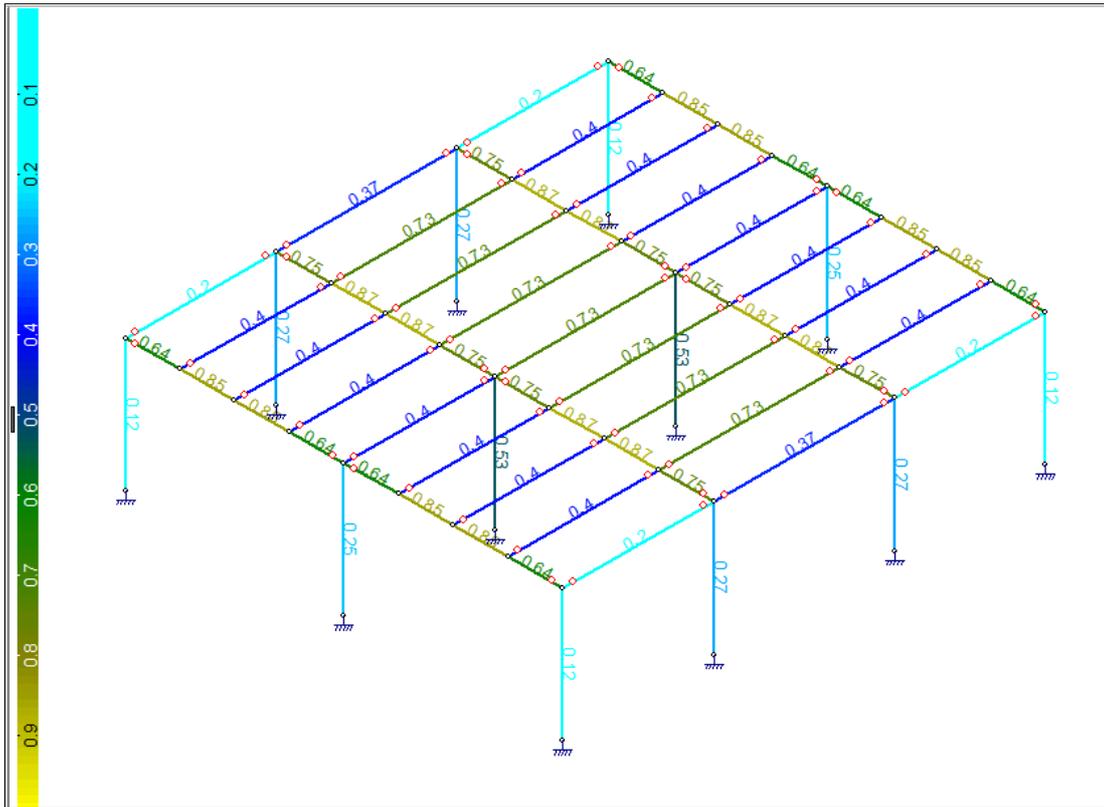


Figura 31 - Coeficientes de performance após o auto dimensionamento (mCalc 3D 4.0)

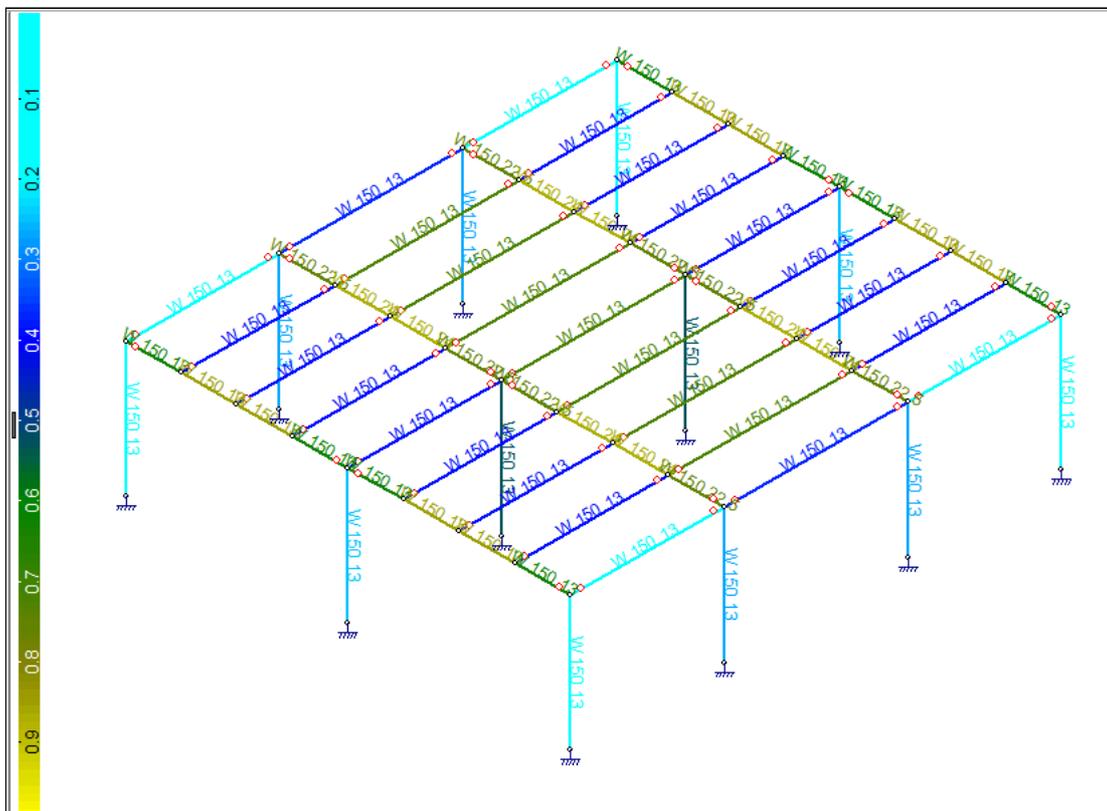


Figura 32 - Perfis adotados para cada peça no auto dimensionamento (mCalc 3D 4.0)

6.3.4 Dimensionar Grupos

Como citado anteriormente, os segmentos de barra, mesmo que combinados, seguem sendo dimensionados um a um. Isso ocorre no auto dimensionamento, como fica evidente no detalhe da Figura 33. Para resolver esse problema, o programa possui o comando “Dimensionar Grupos” que permite agrupar barras e dimensioná-las simultaneamente (Figura 34). São criados dois grupos, sendo um chamado “vigas principais de borda” e o outro “vigas principais centrais”.

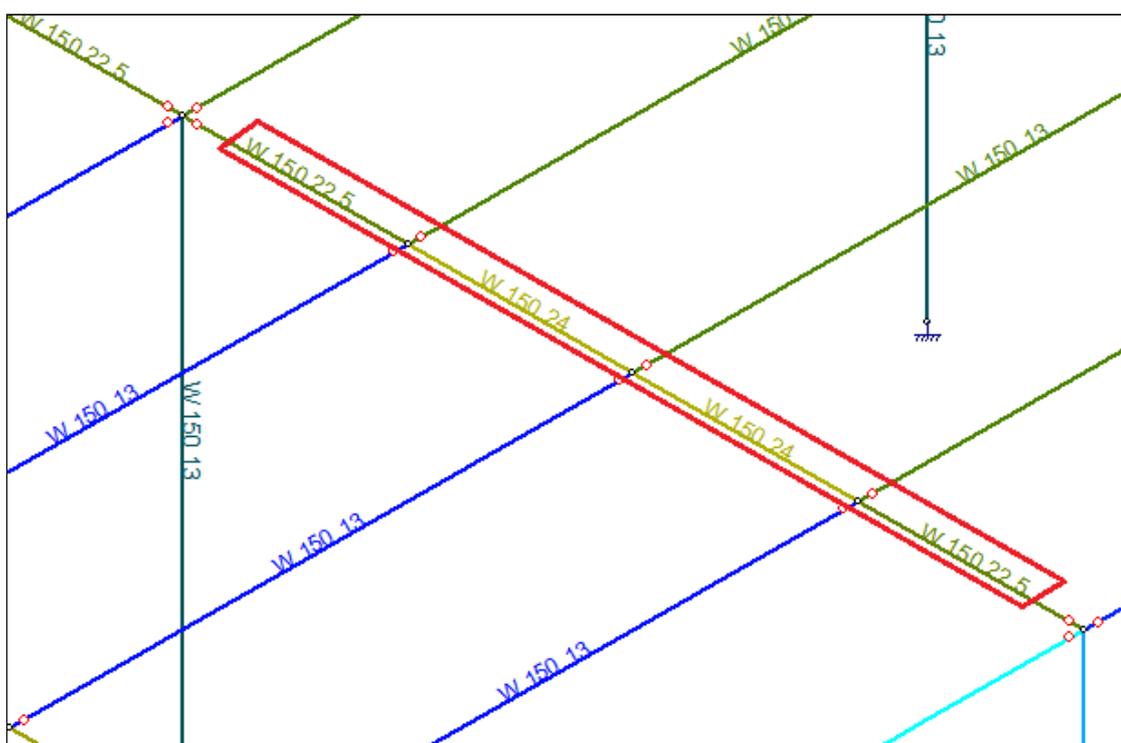


Figura 33 - Segmentos da barra dimensionados com perfis diferentes (mCalc 3D 4.0)

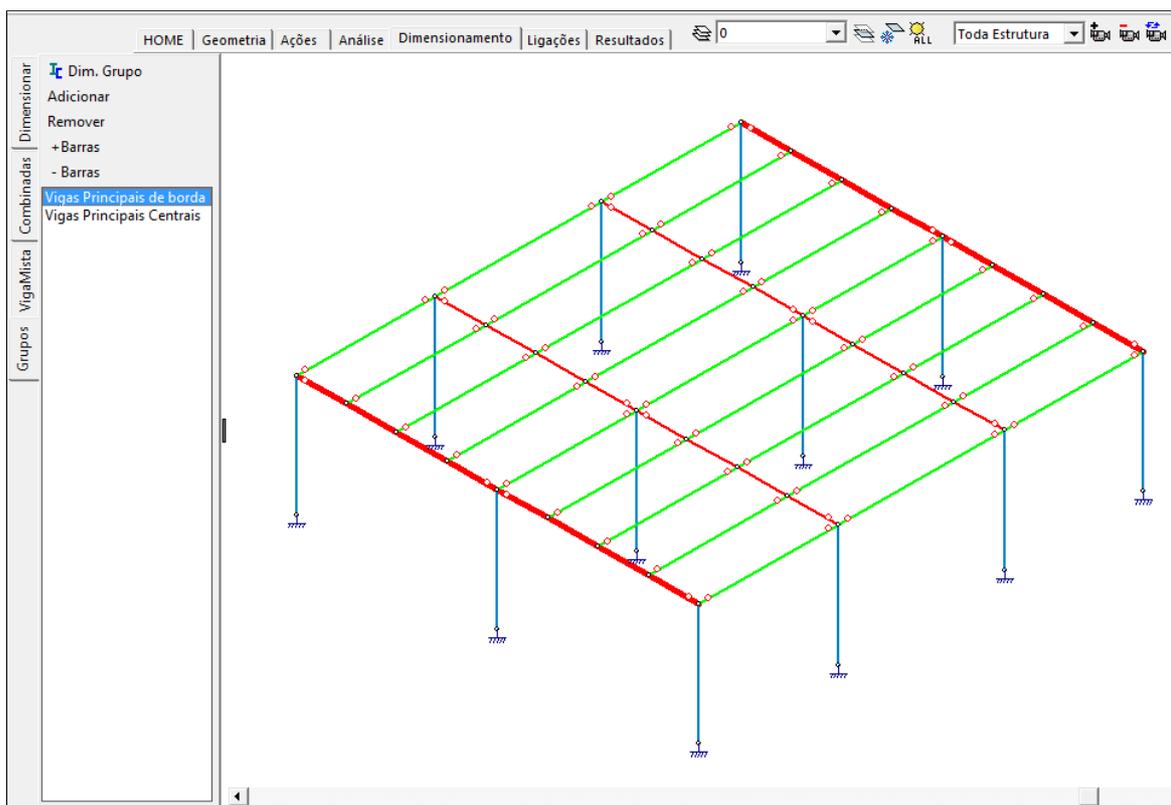


Figura 34 - Criação dos dois grupos de vigas principais (mCalc 3D 4.0)

Após a criação dos grupos, ao utilizar o comando “Dimensionar Grupo”, o programa abre uma janela que contém diversos dados relativos ao dimensionamento. São exibidos dados como solicitações de cálculo, comprimentos de flambagem, resistências de cálculo, tipo do aço, perfil adotado e equações de interação. Também é exibido no canto superior direito o número da barra que está sendo dimensionada e o total de barras no grupo (Figura 35). Ainda é possível clicar em um botão para visualizar as propriedades geométricas do perfil (Figura 36).

ST_Stabile :: mCalc_Perfis

Arquivo Editar Ajuda

Perfil **I (Lam.) da Açominas** Barra 5 (1 de 16)

Dimensões

b_w 160 mm
 b_f 102 mm
 t_f 10,3 mm
 t_w 6,6 mm

Solicitações de Cálculo (kgf e cm)

$N_{c,sd}$ 7,42 $V_{y,sd}$ 0,01 $M_{y,sd}$ 387840,41 C_b 1,66
 $N_{t,sd}$ 0 $V_{z,sd}$ 3506,55 $M_{z,sd}$ -0,63 C_{my} 0,6
 C_{mz} 0,38

Comprimentos da Barra (cm)

$K_L L_t$ 111 $K_z L_z$ 111 λ_y Travej. L/ $Aço$ ASTM A572 GR5 Selecionar
 $K_y L_y$ 444 L_b 111 λ_z Z f_y 345 MPa f_u 450 MPa

Resistências de Cálculo

$N_{c,Rd}$ 71152,27 Sd/Rd = 0 $V_{y,Rd}$ 26294,61 Sd/Rd = 0
 $N_{t,Rd}$ 98795,45 Sd/Rd = 0 $V_{z,Rd}$ 19872 Sd/Rd = 0,176
 $M_{y,Rd}$ 593833,5 Sd/Rd = 0,653 $M_{z,Rd}$ 172809,45 Sd/Rd = 0

$$\frac{N_{t,sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{z,Rd}} \right) = 0,653$$

$$\frac{N_{c,sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{z,Rd}} \right) = 0,653$$

ly, lz, ...

W 150 24

Perfis Favoritos:

W	b _w	peso
W	150	13
W	150	18
W	150	24
W	200	15
W	200	19,3
W	200	22,5

Adiciona Remove Selecciona

Calcular Relatório Configuração Aplicar Aplicar a Todos Sair

Clique para ir para o próximo perfil

Figura 35 - Janela de dimensionamento de grupos (mCalc 3D 4.0)

W 150 24

Perfil Simples		Perfil Composto	
I_y :	1384 cm ⁴	I_y :	-
I_z :	183 cm ⁴	I_z :	-
y_g :	0 cm	y_g :	-
z_g :	0 cm	z_g :	-
Área:	31,5 cm ²	Área:	-
I_t :	11,08 cm ⁴	I_t :	-
C_w :	10206 cm ⁶	C_w :	-
y_0 :	0 cm	y_0 :	-
z_0 :	0 cm	z_0 :	-
Peso:	24 kgf/m	Peso:	-
r_y :	6,63 cm	r_y :	-
r_z :	2,41 cm	r_z :	-

OK

Figura 36 - Propriedades geométricas do perfil adotado (mCalc 3D 4.0)

Após selecionar o perfil “W 150 x 24,0” para todos os segmentos da barra, o programa verifica cada peça. As peças passam na verificação, como era de se esperar, já que foi escolhido o maior dos dois perfis para aplicar a todos os segmentos da barra. Por fim, basta “aplicar a todos” para dimensionar todos os elementos do grupo com esse perfil (Figura 37 e Figura 38).

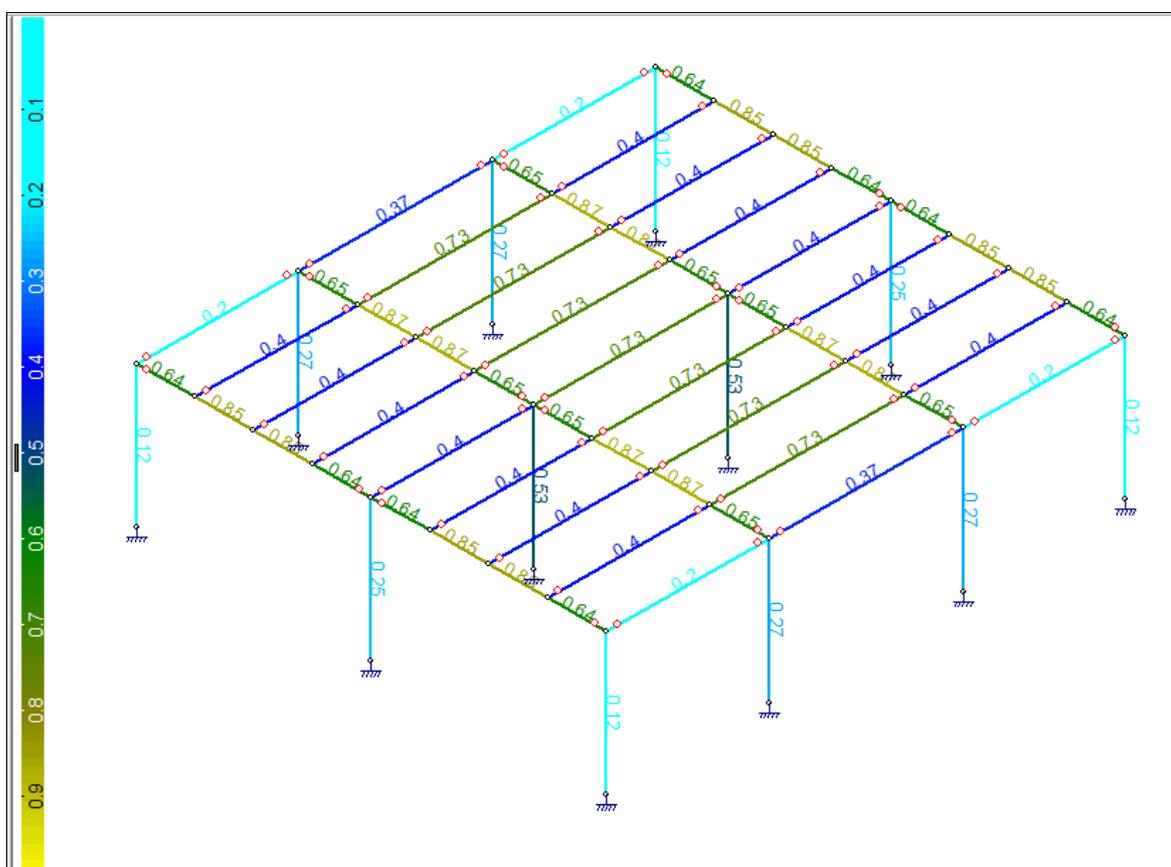


Figura 37 - Coeficientes de desempenho após a adequação das vigas (mCalc 3D 4.0)

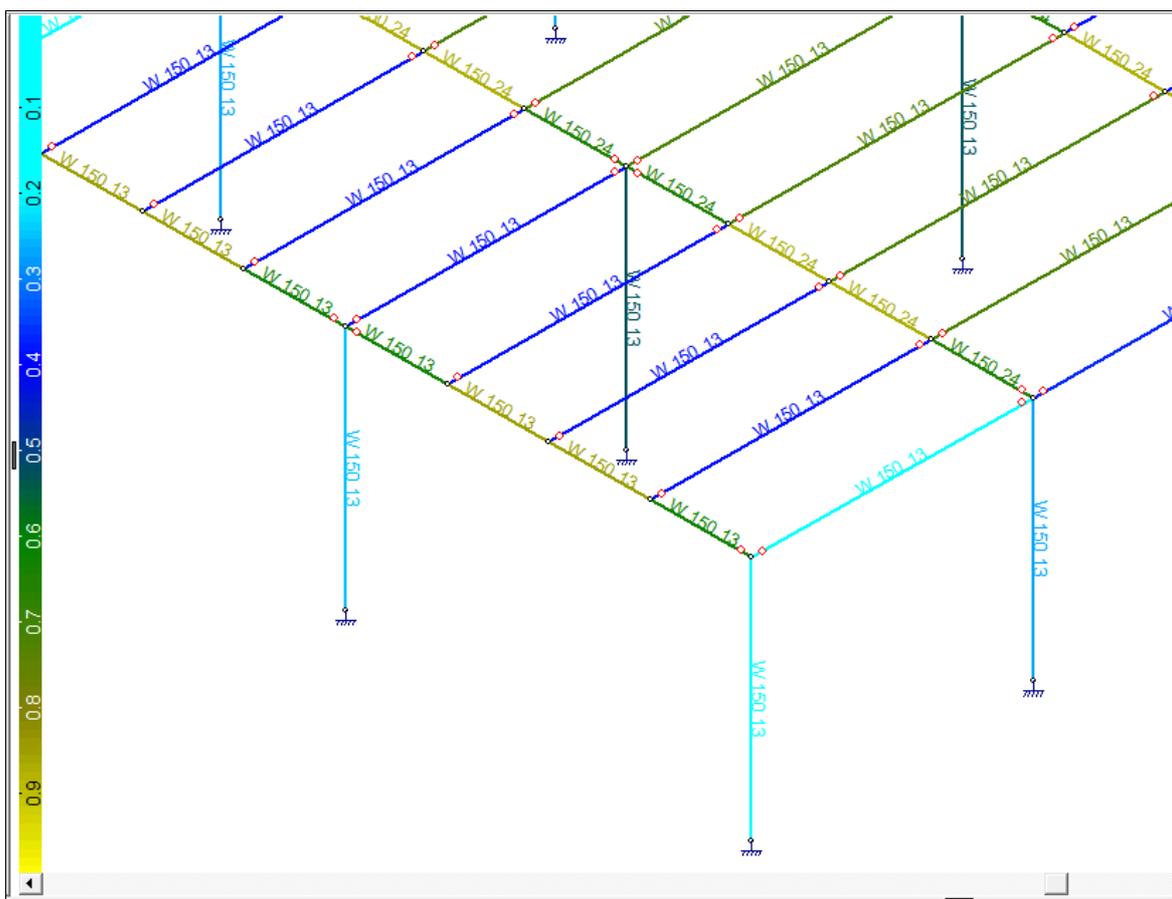


Figura 38 - Vigas principais centrais com o mesmo perfil em todos segmentos (mCalc 3D 4.0)

6.3.5 Memória de cálculo do Dimensionamento

Na janela de dimensionamento também existe o botão “Relatório” que gera automaticamente uma memória de cálculo da peça que está sendo dimensionada, como ilustrado na Figura 39 para uma barra da viga principal central. Esse mesmo relatório completo pode ser visto no Apêndice A.

Memória de Cálculo

Arquivo

Conforme NBR 8800:2008 e NBR 14762:2010

Perfil I de Açominas

Perfil: W 150 24
 Aço: ASTM A572 GR50 $f_y = 345 \text{ MPa}$ $f_u = 450 \text{ MPa}$

COMPRIMENTOS DA BARRA

$K_x L_x = 111 \text{ cm}$ $K_z L_z = 111 \text{ cm}$
 $K_y L_y = 444 \text{ cm}$ $L_b = 111 \text{ cm}$

1. Cálculo da Tração

$C_T = 1,00$ Coeficiente de redução da área líquida
 $A_n = 31,50 \text{ cm}^2$ Área líquida da seção transversal
 $A_e = C_T \cdot A_n = 31,50 \text{ cm}^2$ Área líquida efetiva da seção transversal

$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = 98795,45 \text{ kgf}$ Resistência de escoamento

$N_{tRd2} = \frac{A_e \cdot f_u}{1,35} = 105000,00 \text{ kgf}$ Resistência à ruptura

$N_{tRd} = 98795,45 \text{ kgf}$ Força normal resistente de cálculo à tração

$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = 0,00 < 1,00$ OK!

2. Cálculo da Compressão

$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 138579,79 \text{ kgf}$

OK

Figura 39 - Trecho da memória de cálculo referente a uma viga principal (mCalc 3D 4.0)

6.4 RESULTADOS

O último módulo utilizado é o módulo de resultados, onde é possível visualizar os relatórios da análise linear ou, quando é o caso, análise não-linear e análise de deslocabilidade da estrutura. Nele também estão disponíveis um relatório de dimensionamento, os diagramas de solicitações e deformadas, além de verificação de flechas para o estado limite de serviço de cada combinação de ações.

6.4.1 Relatório de análise linear

O relatório da análise linear apresenta inicialmente um resumo da estrutura, com número de nós, barras, nós vinculados e estados de ações. Em seguida apresenta as coordenadas dos nós, conectividades, descontinuidades, propriedades das barras e estados de ações. Por fim, disponibiliza os resultados em termos de deslocamentos nodais, esforços nos extremos das barras e reações nodais para cada combinação de ações.

6.4.2 Relatório de Dimensionamento

O outro tipo de relatório disponibilizado no módulo de resultados é o relatório de dimensionamento. Esse relatório apresenta em sua primeira sessão uma tabela com o número de cada barra, cada solicitação que atua sobre ela, o coeficiente de performance no dimensionamento, seu comprimento e o perfil escolhido para ela.

Na segunda seção, é apresentado um quadro de quantitativos com o tipo de aço, comprimento total e peso de cada perfil utilizado no dimensionamento, conforme ilustrado na Tabela 10.

2. QUADRO DE QUANTITATIVOS				
Unidades: kgf-cm				
Grupo	Perfil	Aço	L total	Peso(kgf)
1	W 150 13	ASTM A572 GR50	13845	1799.85
2	W 150 24	ASTM A572 GR50	1776	426.24
Peso Total: 2226.09 kgf				

Tabela 10 - Quantitativos - Relatório de Dimensionamento (mCalc 3D 4.0)

6.4.3 Diagramas de solicitações

O *software* disponibiliza de maneira gráfica os resultados relativos aos esforços normais, cortantes, momentos fletores, momento torsor e deformada da estrutura. Abaixo são demonstrados os diagramas de esforços normais (Figura 40) e de momentos fletores (Figura 41) para o caso dimensionado.

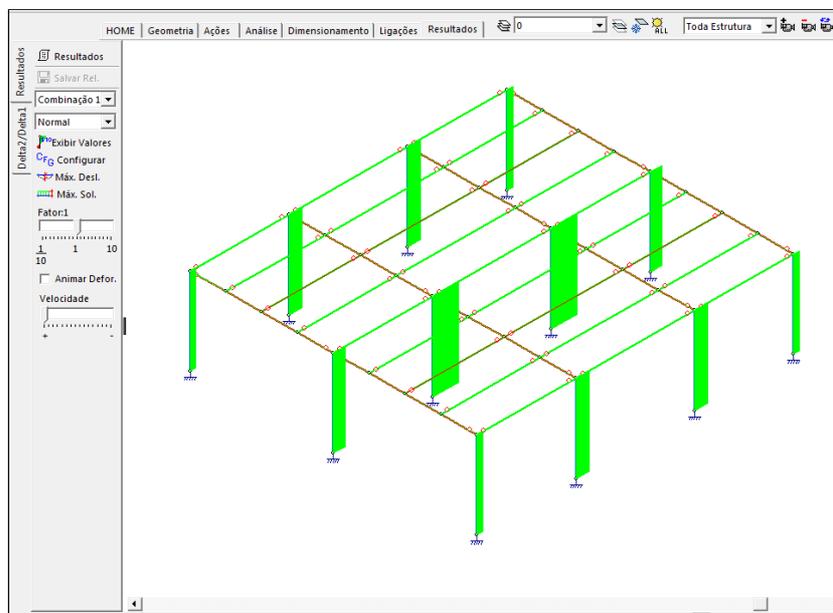


Figura 40 - Diagrama de esforços normais - mCalc 3D 4.0 (mCalc 3D 4.0)

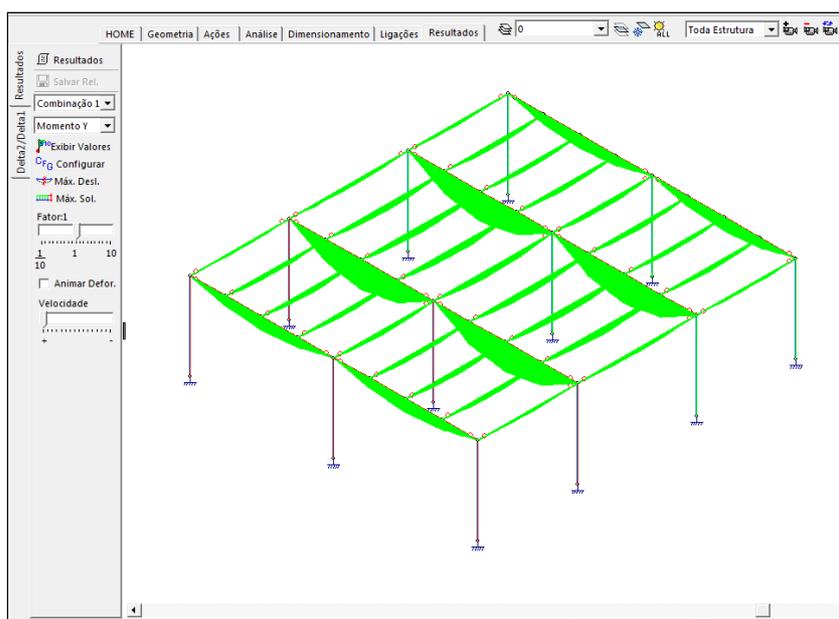


Figura 41 - Diagrama de momentos fletores no eixo transversal às barras (mCalc 3D 4.0)

6.4.4 Verificação de Flechas

O módulo de resultados ainda dispõe de uma ferramenta de verificação de flechas, na qual as barras que excedem os deslocamentos máximos definidos pelo usuário são destacadas com uma cor diferente na representação gráfica da estrutura.

Para utilizar essa função, primeiramente é necessário definir os deslocamentos máximos que serão admitidos para os estados limites de serviço. A tabela C.1 do Anexo C da ABNT NBR 8800:2008 define o deslocamento máximo para vigas de piso como $L/350$, sendo L o vão livre. (Tabela 11).

Tabela C.1 — Deslocamentos máximos

Descrição	δ^a
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura ^{g)}	$L/180^e$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura ^{g)}	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$

Tabela 11 - Tabela de Deslocamentos máximos - ABNT NBR 8800:2008

Cada tipo de viga do mezanino tem um vão livre diferente, conseqüentemente, terá também um diferente deslocamento máximo associado. As vigas podem ser classificadas conforme seus vãos livres em “vigas barrotes laterais”, “vigas barrotes centrais” e “vigas principais”, conforme Figura 42

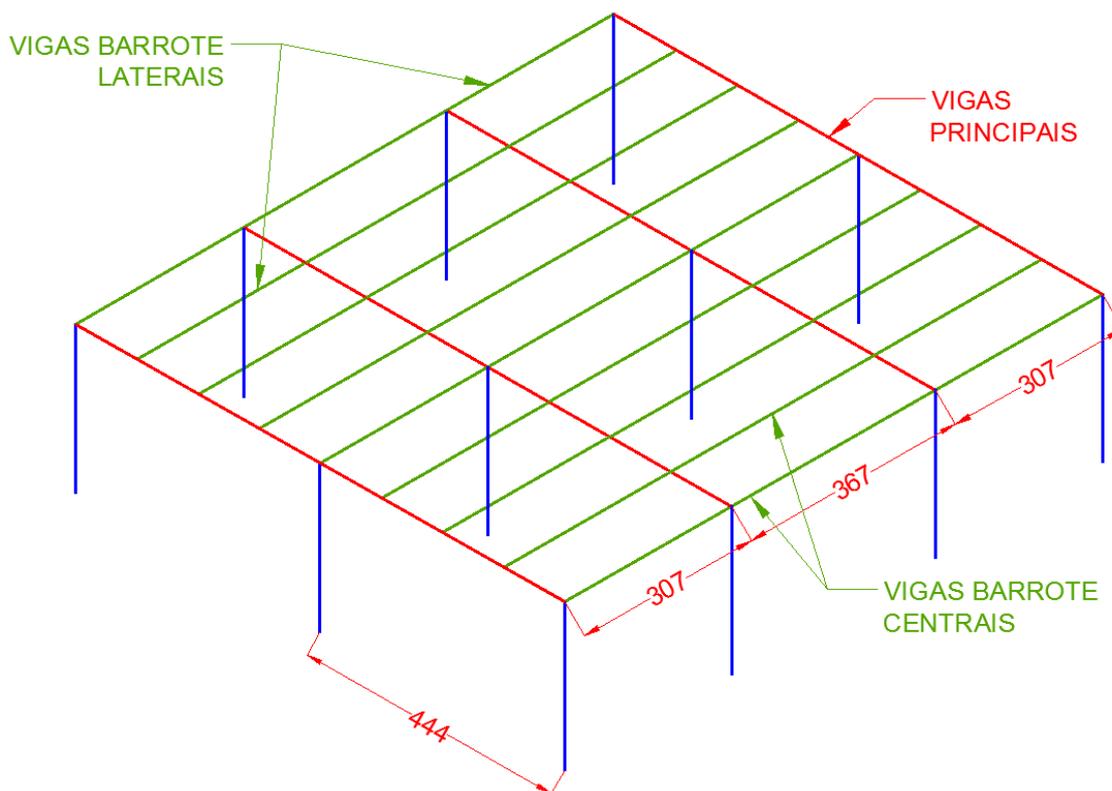


Figura 42 - Classificação das vigas quanto ao vão livre

A Tabela 12 relaciona cada tipo de vigas com seu vão livre e o conseqüente deslocamento máximo admissível pela norma.

Tipo de viga	Vão livre (mm)	Deslocamento máximo (mm)
Vigas barrote laterais	3070	8,77
Vigas barrote centrais	3670	10,49
Vigas principais	4440	12,69

Tabela 12 - Deslocamentos máximos para cada categoria de vigas

Uma vez definidos o critério a ser utilizado, basta acessar a janela de “preferências” e informar a flecha máxima que será admitida no projeto, como destacado na Figura 43.

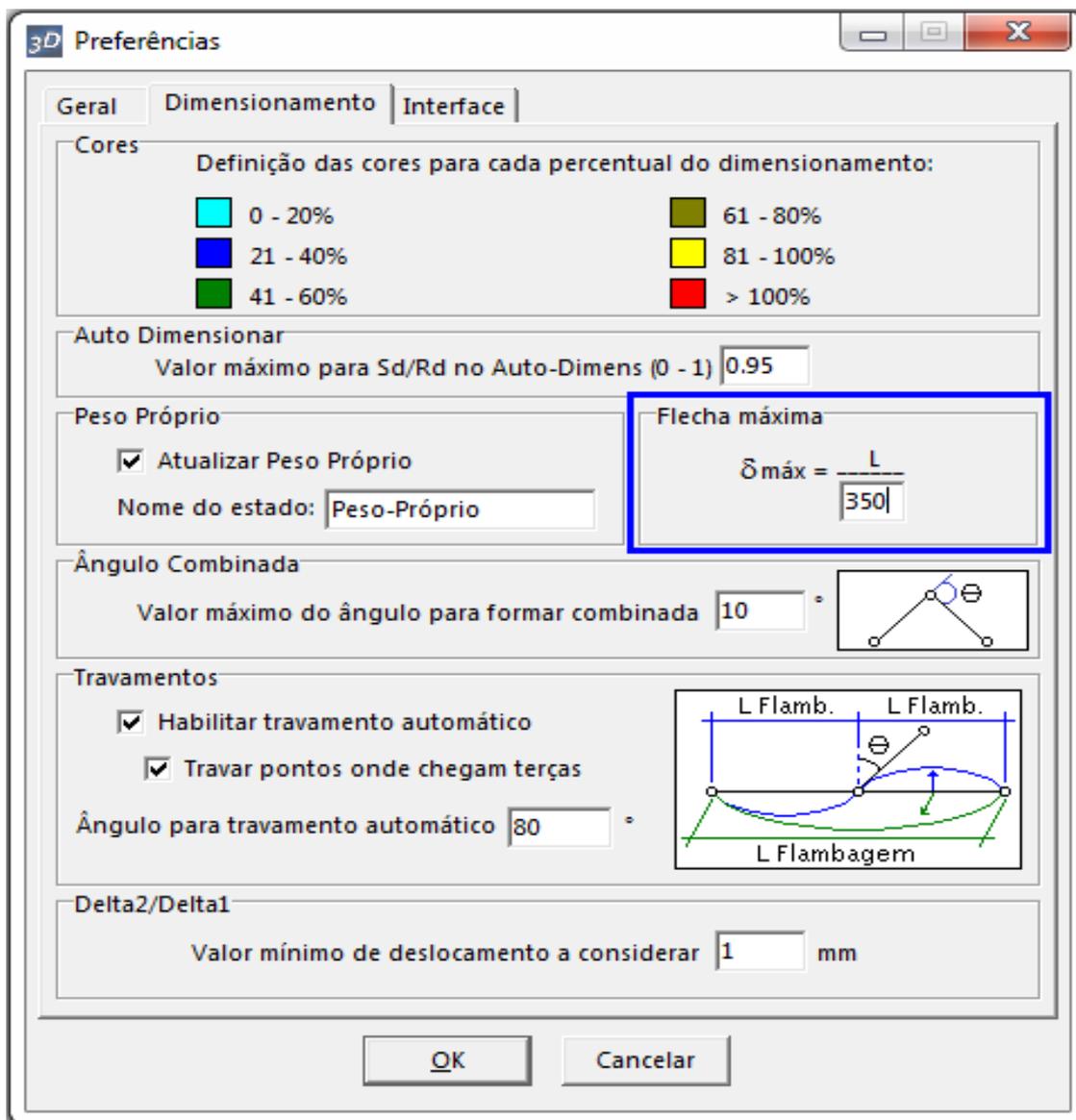


Figura 43 - Preferências - Flecha máxima (mCalc 3D 4.0)

Basta selecionar a opção “flechas” para que o programa exiba a representação gráfica da estrutura com as barras que excedem a flecha máxima destacadas em vermelho, conforme Figura 44. Com esse dimensionamento, nenhuma das vigas principais foi aprovada na verificação do estado limite de serviço.

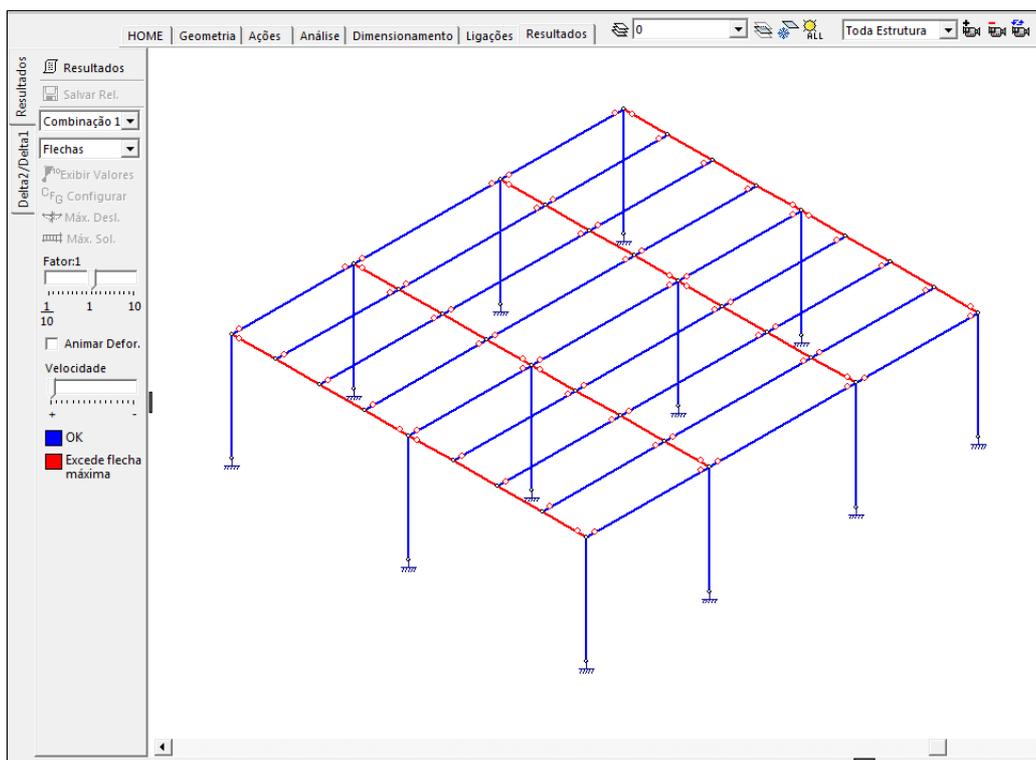


Figura 44 - Barras que excedem a flecha máxima destacadas em vermelho (mCalc 3D 4.0)

Aproximando o cursor de um dos nós dessas barras que foram destacadas, pertencentes às vigas principais, é possível constatar um deslocamento máximo de 15,3 mm (Figura 45). Esse valor de fato excede os 12,69 mm aceitáveis conforme a Tabela 12.

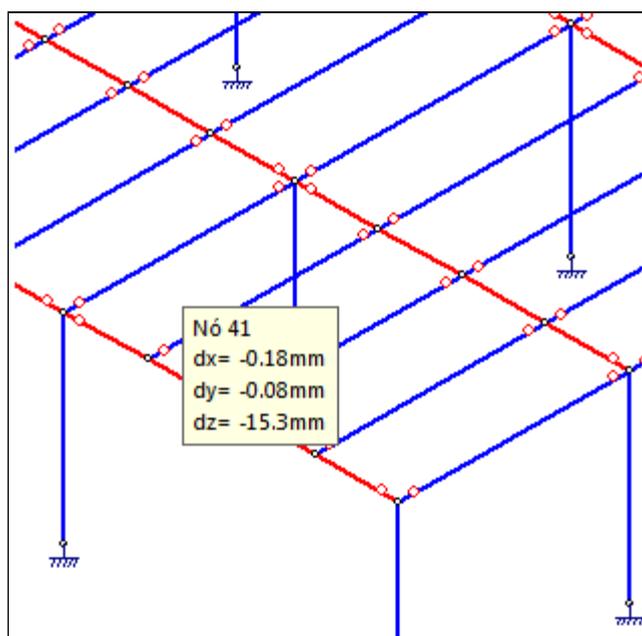


Figura 45- Deslocamentos nodais para um nó da viga principal (mCalc 3D 4.0)

6.5 ADEQUAÇÃO DO DIMENSIONAMENTO

Pelo fato do programa abordar as verificações do estado limite último apenas para o dimensionamento e as verificações do estado limite de serviço na análise de deslocamentos e flechas, podem haver peças aprovadas em uma verificação e reprovadas em outra. Dessa forma, após o dimensionamento, se a verificação dos deslocamentos não é satisfatória, como no caso apresentado, é necessário retornar à fase de dimensionamento e repetir o processo iterativamente.

No módulo de resultados, é possível verificar que os maiores deslocamentos obtidos para as vigas principais centrais e de borda foram respectivamente 15.46 mm e 15.3 mm. Ambas as vigas poderiam ter uma flecha máxima de 12,69 mm e esse valor foi excedido em mais de 20% para ambos os casos.

6.5.1 Novo dimensionamento das vigas principais centrais

Retornando ao módulo de dimensionamento, como não é viável alterar a geometria da estrutura ou reduzir o vão livre, é necessário aumentar o momento de inércia dos perfis utilizados.

A linha elástica é inversamente proporcional ao momento de inércia da seção, de forma que busca-se como primeira alternativa um perfil que tenha pelo menos 20% a mais de momento de inércia do que o perfil “W 150 x 24,0” (1384 cm⁴).

Novamente, utilizando o comando “Dimensionar Grupo”, escolhe-se o perfil “W 150 x 29,8” com momento de inércia de 1739 cm⁴, 26% a mais do que o perfil anterior (Figura 46).

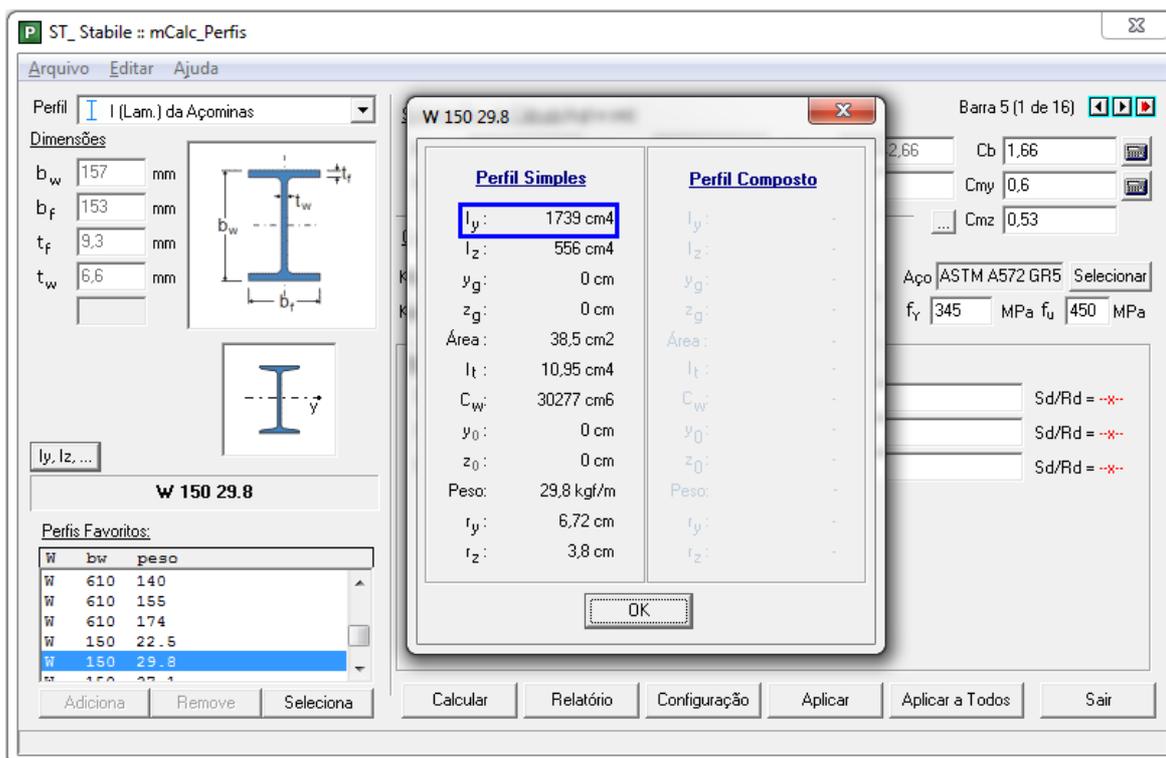


Figura 46 - Escolha do novo perfil utilizado nas vigas principais centrais (mCalc 3D 4.0)

6.5.2 Novo dimensionamento das vigas principais de borda

Analogamente às vigas principais centrais, agora é escolhido para as vigas principais de borda um perfil com momento de inércia pelo menos 20% maior que os 635 cm⁴ do perfil “W 150 x 13,0” que foi dimensionado. O próximo perfil disponível é o “W 150 x 18,0” com 939 cm⁴ de momento de inércia ou 48% a mais que o anterior (Figura 47)

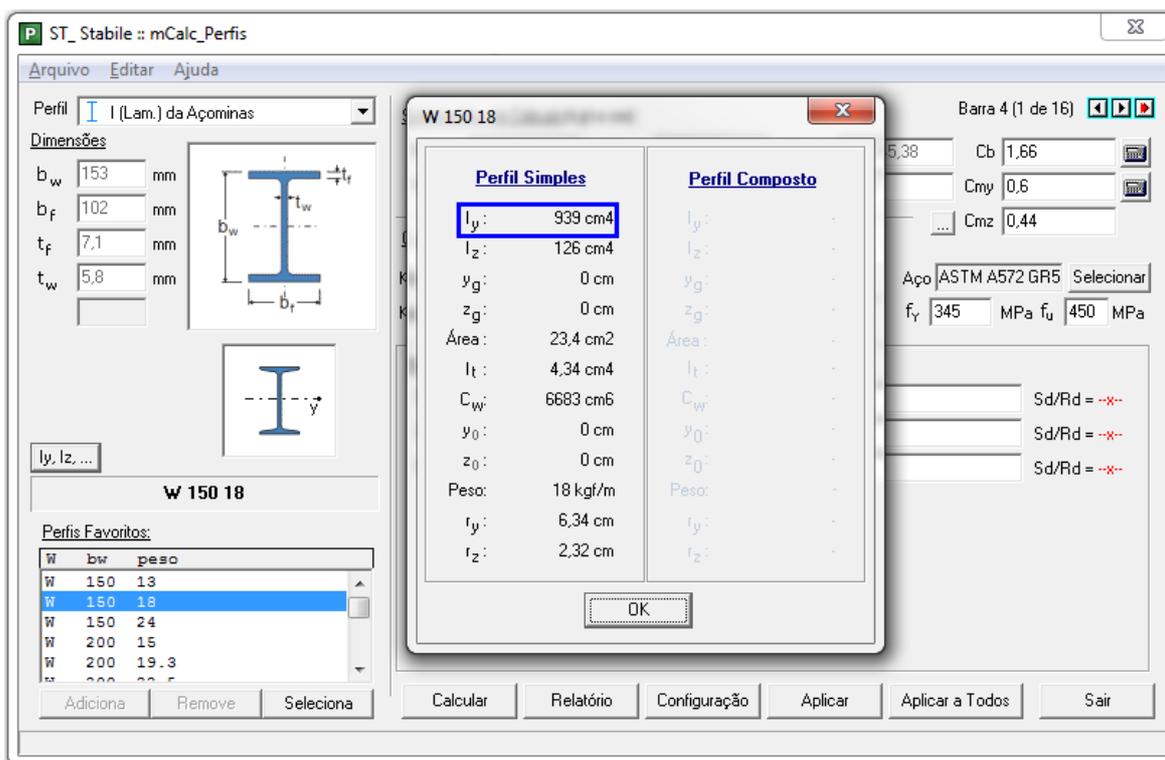


Figura 47 - Escolha do novo perfil utilizado nas vigas principais de borda (mCalc 3D 4.0)

6.5.3 Verificação dos novos perfis dimensionados quanto aos deslocamentos máximos

Após escolher o perfil que será verificado em cada um dos casos e aplicar a todas as barras dos respectivos grupos, é necessário retornar ao módulo de resultados e verificar novamente as barras quanto aos deslocamentos.

Como esperado, ambos os perfis passam na verificação das flechas (Figura 48) e o dimensionamento pode ser considerado como finalizado, uma vez que todas as barras atendem às verificações de estados limites últimos e estados limites de serviço.

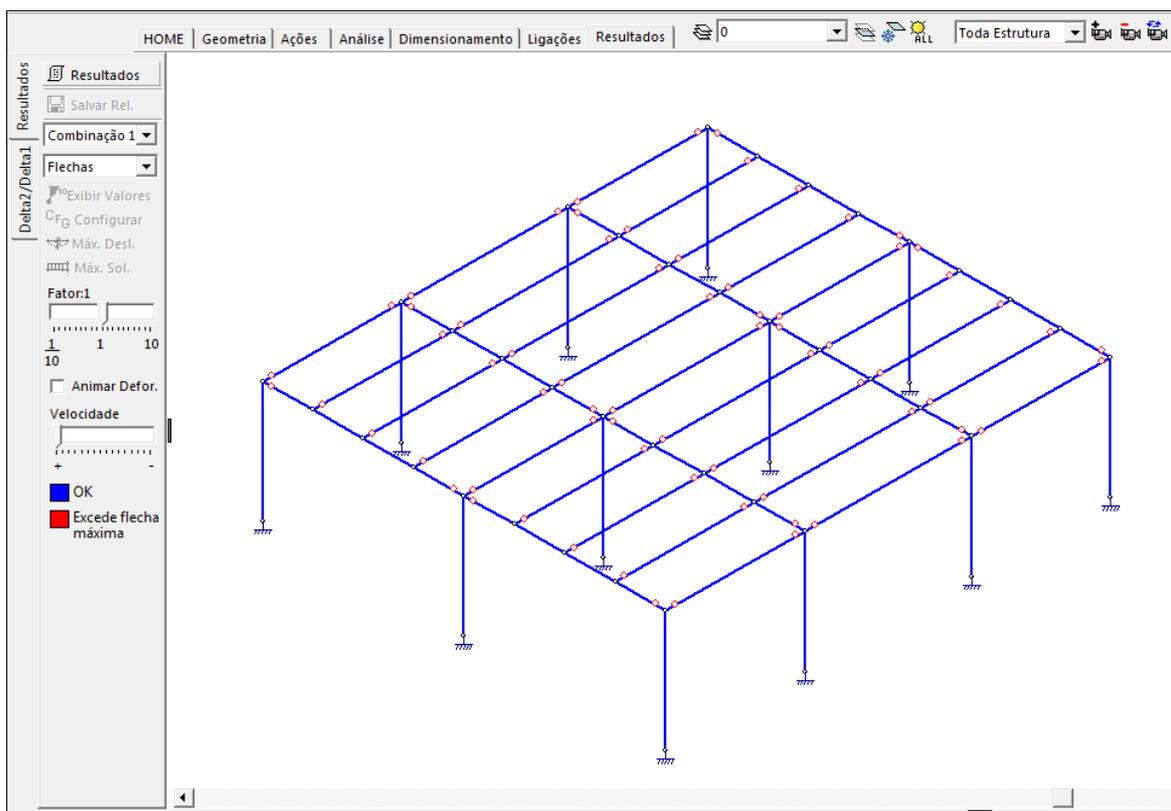


Figura 48 - Estrutura aprovada na verificação das flechas após redimensionamento (mCalc 3D 4.0)

6.6 RESUMO DO DIMENSIONAMENTO: CASO 1

Este capítulo demonstrou as etapas do dimensionamento relativo ao Caso 1. Esse caso considera o Modelo Estrutural A, com ligações viga-viga e viga-pilar flexíveis. Nele são utilizados apenas perfis laminados do tipo I, também conhecidos como “perfil W”.

Dimensionamento final do Caso 1:

- a. Vigas barrote e pilares: W 150 x 13,0;
- b. Vigas principais de borda: W 150 x 18,0;
- c. Vigas principais centrais: W 150 x 29,8.

a Tabela 13 demonstra o relatório final de quantitativos desse caso. O Peso total das peças informado no relatório do programa é de 2417,9 kg.

2. QUADRO DE QUANTITATIVOS				
Unidades: kgf-cm				
Grupo	Perfil	Aço	L total	Peso(kgf)
1	W 150 13	ASTM A572 GR.50	12069	1568.97
2	W 150 18	ASTM A572 GR.50	1776	319.68
3	W 150 29.8	ASTM A572 GR.50	1776	529.25
Peso Total: 2417.9 kgf				

Tabela 13 - Quantitativos finais do Caso 1 - Relatório de Dimensionamento (mCalc 3D 4.0)

Esse valor não considera o peso das ligações ou eventuais perdas no corte dos perfis, não refletindo com precisão a quantidade de material gasto. Contudo, serve como parâmetro de comparação entre os casos aqui apresentados. A Figura 49 apresenta a renderização gerada pelo programa para o Caso 1.

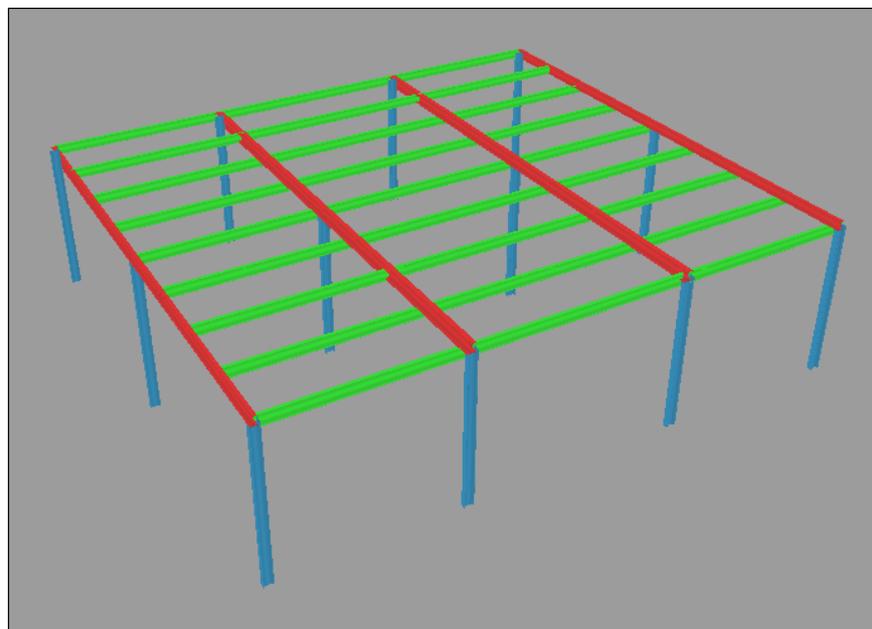


Figura 49 - Renderização em 3 dimensões do Caso 1 (mCalc 3D 4.0)

Os diagramas de esforços normais, cortantes, momentos fletores e momento torsor relativos ao Caso 1 são apresentados no Apêndice B.

7 ALTERNATIVAS AO CASO 1

Para se alcançar um projeto mais econômico e coerente, é importante testar diferentes possibilidades para a solução buscada. O número de possibilidades viáveis está diretamente ligado à disponibilidade de materiais, mão de obra qualificada, orçamento e limitações construtivas ou arquitetônicas.

Esse capítulo apresenta resumidamente 5 casos dimensionados alternativamente ao Caso 1. Em todos os casos, o procedimento é análogo ao demonstrado no capítulo 6, é mantida a mesma geometria para estrutura, as mesmas ações - com exceção do peso próprio - e os mesmos critérios de análise. A cada caso, no entanto, é alterado o modelo estrutural e/ou o tipo de perfil utilizado no dimensionamento.

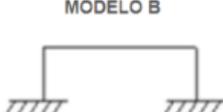
São explorados 3 casos utilizando o modelo estrutural B, com ligações viga-pilar rígidas. Quanto aos perfis, além dos laminados tipo I, são dimensionados casos com perfis formados a frio do tipo "U" enrijecido e com a combinação dos dois tipos de perfil. Ao final do capítulo, é feita a análise comparativa e apresentado uma tabela de resultados dos 6 casos. O Quadro 2 apresenta de forma esquemática um resumo desses casos:

Caso	Modelo Estrutural	Perfis utilizados
Caso 1		
Caso 2		
Caso 3		
Caso 4		
Caso 5		
Caso 6		

MODELO A



MODELO B



PERFIL "I"



PERFIL "U"



PERFIS "I" + "U"



Quadro 2 - Resumo dos casos dimensionados

7.1 CASO 2

Ao dimensionar a estrutura mantendo os perfis laminados tipo I e alterando apenas o modelo estrutural A para o B com ligações viga-pilar rígidas, é possível analisar de que forma a rigidez das ligações influencia no dimensionamento para esse caso específico.

Após todas as etapas descritas no capítulo 6, obtém-se uma estrutura com um quantitativo bastante parecido com a do Caso 1, conforme a Tabela 14:

2. QUADRO DE QUANTITATIVOS				
Unidades: kgf-cm				
Grupo	Perfil	Aço	L total	Peso(kgf)
1	W 150 13	ASTM A572 GR.50	13845	1799.85
2	W 150 24	ASTM A572 GR.50	1776	426.24
Peso Total: 2226.09 kgf				

Tabela 14 - Quantitativos do Caso 2 - Relatório de Dimensionamento (mCalc 3D 4.0)

Dimensionamento do Caso 2:

- a. Vigas barrote, pilares e vigas principais de borda: W 150 x 13,0;
- b. Vigas principais centrais: W 150 x 24,0.

Os diagramas de esforços normais, cortantes, momentos fletores, e momento torsor relativos ao Caso 2 são apresentados no Apêndice B.

7.2 CASO 3

Após utilizar os dois modelos estruturais para o dimensionamento com perfis laminados tipo I, é realizado o dimensionamento utilizando perfis formados a frio do tipo U enrijecido com aço ASTM A36. No Caso 3, é novamente utilizado o modelo estrutural A. Conforme a Tabela 15, foi necessária a utilização de perfis duplos, formados por dois perfis U idênticos (referidos como “UUE”). Essa medida foi necessária para o

dimensionamento das vigas principais e foi adotado como critério de cálculo perfis soldados um ao outro a cada terço do comprimento.

2. QUADRO DE QUANTITATIVOS				
Unidades: kgf-cm				
Grupo	Perfil	Aço	L total	Peso(kgf)
1	UENR 200 x 75 x 20 x 2	ASTM A36	5526	324.48
2	UENR 200 x 75 x 20 x 3.35	ASTM A36	3303	315.48
3	UUE 200x100x25x3.35x50	ASTM A36	1776	395.31
4	UUE 200x100x25x4.75x50	ASTM A36	1776	545.67
5	UENR 100 x 40 x 17 x 3.35	ASTM A36	1080	53.17
6	UENR 100 x 50 x 30 x 3	ASTM A36	1620	90.04
7	UENR 150 x 60 x 20 x 4.75	ASTM A36	540	54.77
Peso Total: 1778.9 kgf				

Tabela 15 - Quantitativos do Caso 3 - Relatório de Dimensionamento (mCalc 3D 4.0)

Dimensionamento do Caso 3:

- a. Vigas barrote: 200x75x20x2 mm e 200x75x20x3,35 mm;
- b. Pilares: U enrijecido 100x50x30x3 mm, 100x40x17x3,35 mm e 150x60x20x4,75 mm;
- c. Vigas principais de borda: Duplo U enrijecido 200x100x25x3,35 mm;
- d. Vigas principais centrais: Duplo U enrijecido 200x100x25x4,75 mm.

A Figura 50 apresenta a renderização gerada pelo programa para o Caso 3.

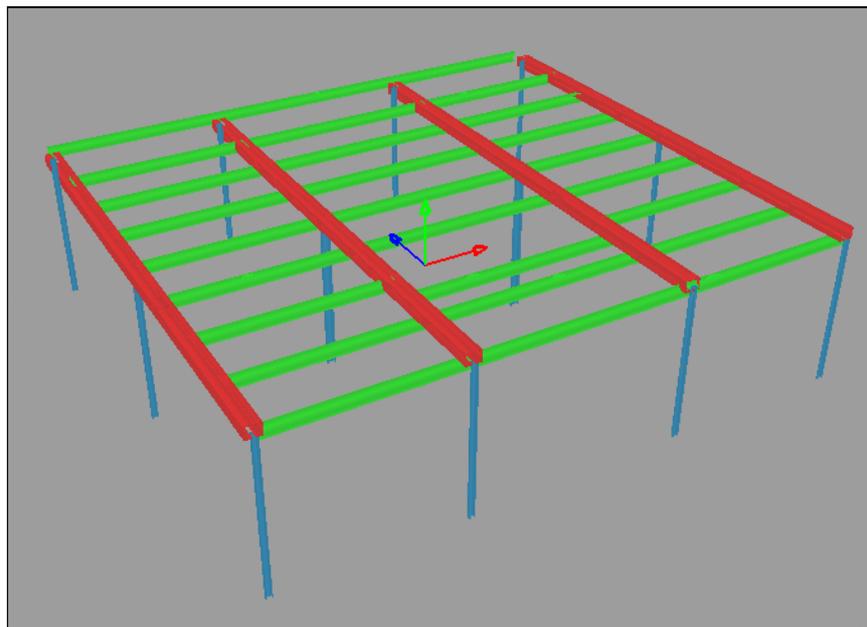


Figura 50 - Renderização em 3 dimensões do Caso 3 (mCalc 3D 4.0)

7.3 CASO 4

No Caso 4, é mantido o dimensionamento com perfil U enrijecido, diferindo do Caso 3 apenas pela adoção do modelo estrutural B ao invés do A. Nos quantitativos (Tabela 16) novamente podemos ver que foi necessária a adoção de perfis duplos para as vigas principais.

2. QUADRO DE QUANTITATIVOS				
Unidades: kgf-cm				
Grupo	Perfil	Aço	L total	Peso(kgf)
1	UENR 200 x 75 x 20 x 2	ASTM A36	5526	324.48
2	UENR 200 x 75 x 20 x 3.35	ASTM A36	3303	315.48
3	UJE 200x100x25x3.35x50	ASTM A36	1776	395.31
4	UJE 200x100x25x3.75x0	ASTM A36	1776	439.16
5	UENR 100 x 50 x 17 x 2	ASTM A36	1080	36.96
6	UENR 200 x 75 x 20 x 3.75	ASTM A36	1080	114.45
7	UENR 150 x 60 x 20 x 3.35	ASTM A36	540	40.22
8	UENR 200 x 75 x 20 x 3	ASTM A36	540	46.54

Peso Total: 1712.6 kgf

Tabela 16 - Quantitativos do Caso 4 - Relatório de Dimensionamento (mCalc 3D 4.0)

Dimensionamento do Caso 4:

- a. Vigas barrote: 200x75x20x2 mm e 200x75x20x3,35 mm;
- b. Pilares: U enrijecido 100x50x17x2 mm, 150x60x20x3,35 mm, 200x75x20x3 mm e 200x75x20x3,75 mm;
- c. Vigas principais de borda: Duplo U enrijecido 200x100x25x3,35 mm;
- d. Vigas principais centrais: Duplo U enrijecido 200x100x25x3,75 mm.

7.4 CASO 5

Após o dimensionamento de 4 casos, alternando dois tipos de perfis e dois modelos estruturais diferentes, é realizado o dimensionamento de uma solução combinada, utilizando tanto os perfis laminados tipo I como os formados a frio do tipo U enrijecido.

No caso 5 é adotado novamente o modelo estrutural A. São utilizados perfis I nas vigas principais e perfis U enrijecidos nas demais peças. O quantitativo pode ser visto na Tabela 17.

2. QUADRO DE QUANTITATIVOS				
Unidades: kgf-cm				
Grupo	Perfil	Aço	L total	Peso(kgf)
1	UENR 200 x 75 x 20 x 2	ASTM A36	5526	324.48
2	UENR 200 x 75 x 20 x 3.35	ASTM A36	3303	315.48
3	W 200 15	ASTM A572 GR50	1776	266.4
4	W 200 19.3	ASTM A572 GR50	1776	342.77
5	UENR 100 x 40 x 17 x 2.65	ASTM A36	1080	43.32
6	UENR 125 x 50 x 17 x 3.35	ASTM A36	1080	65.95
7	UENR 100 x 50 x 17 x 3.35	ASTM A36	540	29.42
8	UENR 150 x 60 x 20 x 3.75	ASTM A36	540	44.51
Peso Total: 1432.32 kgf				

Tabela 17 - Quantitativos do Caso 5 - Relatório de Dimensionamento (mCalc 3D 4.0)

Dimensionamento do Caso 5:

- a. Vigas barrote: 200x75x50x2 mm e 200x75x20x3,35 mm;
- b. Pilares: U enrijecido 100x50x17x3,35 mm, 100x40x17x2,65 mm, 125x50x17x3,35 mm e 150x60x20x3,75 mm;
- c. Vigas principais de borda: W 200 x 15,0;
- d. Vigas principais centrais: W 200 x 19,3.

A Figura 51 apresenta a renderização gerada pelo programa para o Caso 5.

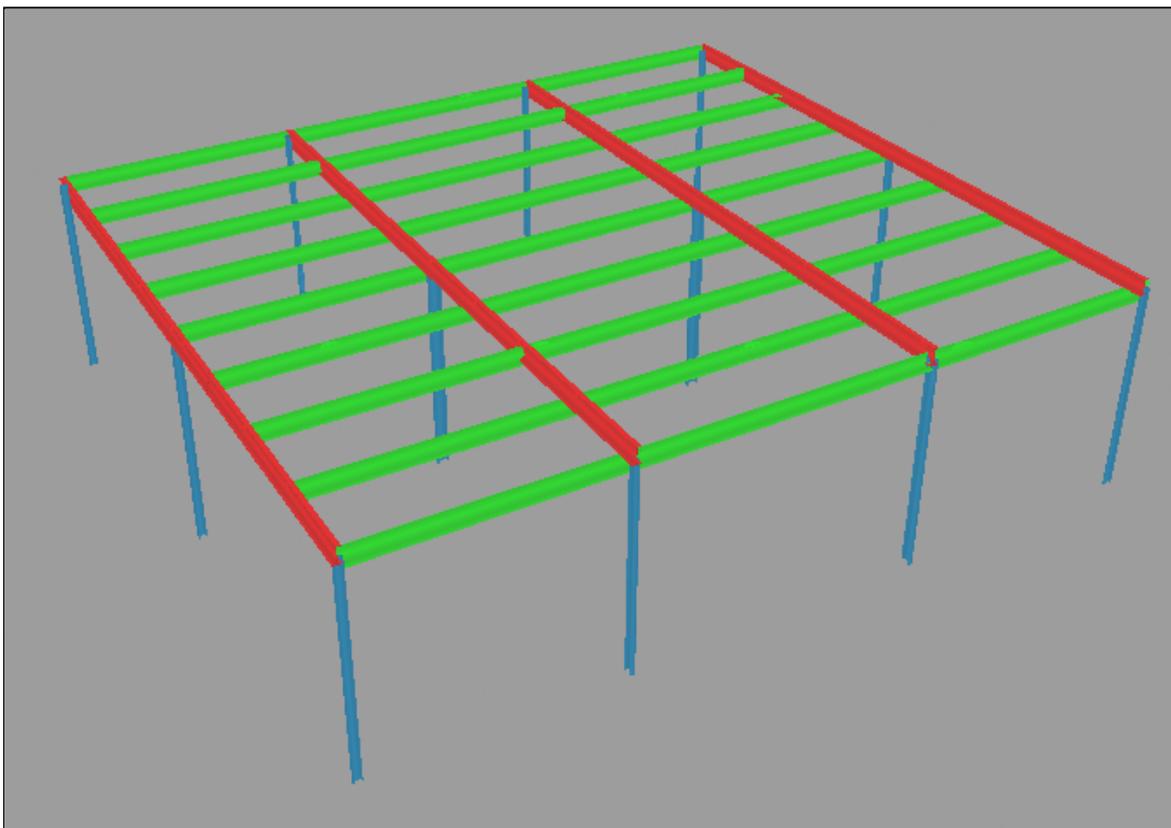


Figura 51 - Renderização em 3 dimensões do Caso 5 (mCalc 3D 4.0)

7.5 CASO 6

No Caso 6, é mantido o dimensionamento misto com perfis I e U enrijecido, diferindo do Caso 5 apenas pela adoção do modelo estrutural B ao invés do A. O quadro de quantitativos é apresentado na Tabela 18:

2. QUADRO DE QUANTITATIVOS				
Unidades: kgf-cm				
Grupo	Perfil	Aço	L total	Peso(kgf)
1	UENR 200 x 75 x 20 x 2	ASTM A36	5526	324.48
2	UENR 200 x 75 x 20 x 3.35	ASTM A36	3303	315.48
3	W 200 15	ASTM A572 GR50	1776	266.4
4	W 200 19.3	ASTM A572 GR50	1776	342.77
5	UENR 125 x 50 x 17 x 3	ASTM A36	1080	59.77
6	UENR 200 x 75 x 20 x 4.75	ASTM A36	1080	141.75
7	UENR 150 x 60 x 20 x 2.65	ASTM A36	540	32.44
8	UENR 200 x 75 x 20 x 3	ASTM A36	540	46.54
Peso Total: 1529.63 kgf				

Tabela 18 - Quantitativos do Caso 6 - Relatório de Dimensionamento (mCalc 3D 4.0)

Dimensionamento do Caso 6:

- Vigas barrote: 200x75x50x2 mm e 200x75x20x3,35 mm;
- Pilares: U enrijecido 125x50x17x3 mm, 150x60x20x2,65 mm, 200x75x20x3 mm e 200x75x20x4,75 mm;
- Vigas principais de borda: W 200 x 15,0;
- Vigas principais centrais: W 200 x 19,3.

7.6 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS CASOS

Após a conclusão dos 6 casos, foi realizada uma análise comparativa entre eles. São salientadas as principais diferenças nos quantitativos de um caso para outro e os motivos

pelos quais elas ocorrem, no que diz respeito às particularidades dos perfis trabalhados e aos modelos estruturais.

A Tabela 19 apresenta as informações principais quanto aos critérios de dimensionamento e peso dos componentes da estrutura para cada caso acima exposto.

Caso	Modelo Estrutural	Perfis utilizados	Aço utilizado	Peso vigas principais (kg)	Peso vigas barrote (kg)	Peso pilares (kg)	Peso total estrutura (kg)
Caso 1	Modelo A - Ligações viga-pilar flexíveis	Perfil I laminado Gerdau Açominas	ASTM A572	848,93	1147,77	421,20	2417,90
Caso 2	Modelo B - Ligações viga-pilar rígidas	Perfil I laminado Gerdau Açominas	ASTM A572	657,12	1147,77	421,20	2226,09
Caso 3	Modelo A - Ligações viga-pilar flexíveis	U enrijecido e duplo U enrijecido	ASTM A36	940,98	639,96	197,98	1778,92
Caso 4	Modelo B - Ligações viga-pilar rígidas	U enrijecido e duplo U enrijecido	ASTM A36	834,47	639,96	238,18	1712,61
Caso 5	Modelo A - Ligações viga-pilar flexíveis	Perfil I laminado Gerdau Açominas + U enrijecido	ASTM A572 + ASTM A36	609,17	639,96	183,20	1432,33
Caso 6	Modelo B - Ligações viga-pilar rígidas	Perfil I laminado Gerdau Açominas + U enrijecido	ASTM A572 + ASTM A36	609,17	639,96	267,02	1516,15

Tabela 19 - Comparativo entre os 6 casos utilizados no dimensionamento

Como citado acima, o Caso 2 difere do Caso 1 apenas por utilizar o modelo estrutural B com ligações viga-pilar rígidas. Essa mudança provoca uma absorção de momentos por parte dos pilares e conseqüente alívio de momentos nas vigas. Essa redistribuição de

tensões pode levar a peças mais robustas para os pilares e peças mais leves para as vigas principais.

Contudo, apesar do dimensionamento das vigas principais para esse caso ser de fato mais leve, os pilares não sofrem alteração alguma, em decorrência do menor perfil disponível para esse dimensionamento já estar sendo utilizado para os pilares do Caso 1.

Já o Caso 3, assim como o Caso 1, utiliza o modelo estrutural A, com ligações viga-pilar flexíveis e teoricamente tem o mesmo fluxo de tensões. A utilização de perfis formados a frio do tipo U enrijecido, os quais dispõem de bitolas comerciais menores, possibilita uma redução significativa no peso das vigas barrote - da ordem de 44%. Também ocorre uma redução expressiva nos pilares.

Em ambos os casos, essa redução se explica pelo fato das vigas barrote e pilares do Caso 1 estarem superdimensionados devido à inexistência de uma bitola menor. Isso se torna evidente ao analisar o coeficiente de performance dessas peças que, no Caso 1, está em 27% para os pilares mais solicitados e em 40% para a maioria das vigas barrote.

Para as vigas principais, o Caso 3 acaba tendo um quantitativo mais pesado. Isso ocorre devido à necessidade de utilizar peças com perfil duplo, uma vez que a maior bitola comercial utilizada não tem um desempenho suficiente para ser aplicada sozinha.

O Caso 4 apresenta um quantitativo semelhante ao Caso 3. Entretanto, por utilizar o modelo estrutural B, a absorção de momentos por parte dos pilares leva a um dimensionamento mais pesado para essas peças e mais leve para as vigas principais.

O Caso 5 utiliza o modelo estrutural A com vigas principais em perfil I e vigas barrote e pilares em perfil U enrijecido. O dimensionamento das vigas barrote, como esperado, é idêntico ao Caso 3. As vigas principais com perfil I resultam em um dimensionamento mais leve que com os perfis duplos do Caso 3.

As vigas principais do Caso 5, apesar de serem do mesmo tipo de perfil, são também mais leves que no Caso 1. Isso ocorre devido à redução de peso nas vigas barrote, uma vez que essas descarregam nas vigas principais. A redução nos pesos das vigas leva também à pilares mais leves que nos casos 1 e 3.

Por fim, o caso 6 é muito semelhante ao Caso 5, diferindo apenas por adotar o modelo estrutural B. A absorção de momentos pelos pilares resulta em peças mais robustas. As vigas, contudo, não se alteram em relação ao Caso 5.

8 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES

Após todas as etapas da concepção ao dimensionamento, o estudo dos 6 casos e a comparação entre os resultados obtidos em cada um deles, algumas conclusões e considerações a respeito do projeto e do processo de projetar em si fazem-se relevantes.

8.1 CONCLUSÕES

Em relação aos dois modelos estruturais testados, observa-se que a adoção de um ou outro não necessariamente garante um projeto mais leve. Nos 4 primeiros casos, dimensionados com um único tipo de perfil de cada vez, a adoção do modelo B com ligações viga-pilar rígidas resulta em quantitativos finais mais leves. As reduções relativas foram da ordem de 8% e 4%, respectivamente.

Em contrapartida, entre os casos 5 e 6 que utilizam perfis tipo I e U enrijecido combinados, a adoção do modelo B resulta em um quantitativo final mais pesado (cerca de 7%). Isso demonstra como a interação entre o modelo estrutural e os tipos de perfil que estão sendo utilizados no dimensionamento pode produzir diferentes resultados em termos de eficiência para cada caso específico.

No que diz respeito aos perfis, os casos 1 e 2, dimensionados apenas com perfis tipo I são os mais pesados. Os casos 3 e 4, dimensionados apenas com U enrijecido, têm uma redução relativa da ordem de 26% e 23%, respectivamente. Entretanto, ao combinar os dois perfis nos casos 5 e 6, essa redução relativa aos casos 1 e 2 chega a 40% e 31%, respectivamente.

Esses resultados mostram que, além de testar mais de um tipo de perfil, a possibilidade de trabalhar com perfis diferentes combinados no mesmo projeto também pode ser vantajosa em termos de peso final da estrutura e consumo de aço.

De maneira geral, para o caso específico desse projeto estrutural, as variações nos tipos de perfis adotados produzem efeitos nos quantitativos finais da estrutura muito mais expressivos - de 30% a 40% - do que a variação no modelo estrutural - no máximo 8%.

8.2 CONSIDERAÇÕES

A respeito da utilização do *software* comercial mCalc 3D, algumas considerações são importantes. Primeiramente, a partir das conclusões, percebe-se a importância de testar e avaliar os resultados de diversos casos distintos. Sem o uso do *software* e da ferramenta de auto dimensionamento, provavelmente esse processo seria mais custoso em termos de tempo.

Outra vantagem importante ao se trabalhar com o *software* é a possibilidade de acompanhar constantemente a representação gráfica do projeto que está sendo desenvolvido, assim como gerar renderizações tridimensionais a qualquer momento. Esses recursos auxiliam tanto na compreensão da solução como na detecção precoce de eventuais erros cometidos.

Não obstante as vantagens acima destacadas, durante a execução do trabalho também fica evidente a necessidade de se conhecer as normas aplicáveis e os fundamentos de teorias das estruturas. Esses conhecimentos se fazem necessários tanto na própria compreensão das etapas do processo quando se opera o *software*, como nas diversas tomadas de decisão que cabem ao projetista.

Do ponto de vista do autor, executar esse projeto documentando todas as etapas e comparando diversos casos foi proveitoso em vários sentidos: tanto na consolidação das técnicas e conceitos aprendidos durante o curso, como no desenvolvimento da habilidade de projetar utilizando *software* - muito importante para a formação do engenheiro nos dias de hoje.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.** Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5884: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico — Requisitos gerais .** Rio de Janeiro, 2013.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6355: Perfis estruturais de aço formados a frio — Padronização.** Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8.681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2003.

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

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço.** 2. ed. São Paulo: Pini, 2008.

ETERNIT. **Painel Wall: catálogo técnico.** São Paulo: 2019. Disponível em: <<https://www.etsnit.com.br/wp-content/uploads/2019/07/ETN-381-Cat%C3%A1logo-T%C3%A9cnico-Painel-Wall-22x297cm-Web-1.pdf>> Acesso em: 03 mai. 2020.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, **Eurocode 3**: Design of steel structures – Part 1-8: General – Design of joints. Brussels, 2007.

STABILE ENGENHARIA LTDA. **mCalc 3D 4.0 - Manual do usuário**. Porto Alegre, 2013.

MCCORMAC, J. C. **Diseño de estructuras de acero: método lrfd**. Nova Iorque, Alfaomega, 1996.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

APÊNDICE A - Relatório de dimensionamento do programa

Memória de cálculo de viga principal central - Primeiro dimensionamento Caso 1

Perfil I da Açominas

Perfil: W 150 24
Aço: ASTM A572 GR50 $f_y = 345 \text{ MPa}$ $f_u = 450 \text{ MPa}$

COMPRIMENTOS DA BARRA

$K_x L_x = 111 \text{ cm}$ $K_z L_z = 111 \text{ cm}$
 $K_y L_y = 444 \text{ cm}$ $L_b = 111 \text{ cm}$

1. Cálculo da Tração

$C_T = 1,00$ Coeficiente de redução da área líquida
 $A_n = 31,50 \text{ cm}^2$ Área líquida da seção transversal
 $A_e = C_T \cdot A_n = 31,50 \text{ cm}^2$ Área líquida efetiva da seção transversal

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = 98795,45 \text{ kgf} \quad \text{Resistência de escoamento}$$

$$N_{tRd2} = \frac{A_e \cdot f_u}{1,35} = 105000,00 \text{ kgf} \quad \text{Resistência à ruptura}$$

$$N_{tRd} = 98795,45 \text{ kgf} \quad \text{Força normal resistente de cálculo à tração}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

2. Cálculo da Compressão

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 138579,79 \text{ kgf}$$

$$N_{ez} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K_z \cdot L_z)^2} = 293180,36 \text{ kgf}$$

$$N_{et} = \frac{1}{r_o^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2} + G \cdot J \right] = 499998,25 \text{ kgf}$$

$$H = 1 - \frac{\chi_o^2}{r_o^2} = 1,00$$

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2 \cdot H} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{et} \cdot H}{(N_{ex} + N_{et})^2}} \right] = 138579,79 \text{ kgf}$$

$$N_e = 138579,79 \text{ kgf}$$

$Q = 1,00$ Fator de redução associado à instabilidade local

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 108675,00 \text{ kgf}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = 0,89$$

$$\lambda_o \leq 1,5 \text{ então } \chi = 0,658 (\lambda_o)^2 = 0,72$$

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{1,10} = 71152,27 \text{ kgf}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

3. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Y

$\sigma_r = 1035,00 \text{ kgf/cm}^2$ Tensão residual

$W = 173,00 \text{ cm}^3$ Módulo resistente elástico

$Z = 189,34 \text{ cm}^3$ Módulo resistente plástico

$M_{pl} = Z \cdot f_y = 653216,84 \text{ kgf.cm}$ Momento fletor de plastificação da seção

(continuação)

3.1. FLT - Flambagem Lateral com Torção

$$\lambda = \frac{L_b}{r_z} = 46,06 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42,38 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\beta_1 = 0,02$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 184,70 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W = 417795,00 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor correspondente ao início do escoamento}$$

$$C_b = 1,66 \quad \text{Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w}\right)} \leq M_{pl} = 653216,84 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor de flambagem elástica}$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \text{ então } M_{Rk} = C_b \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$$M_{Rk}^{FLT} = 653216,84 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLT}$$

3.2. FLM - Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t} = 4,95 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,15 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 23,89 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$M_{cr} = \frac{0,69 \cdot E}{\lambda^2} \cdot W_c = 486882,47 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor de flambagem elástica}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } M_{Rk} = \frac{M_{pl}}{1,10}$$

$$M_{Rk}^{FLM} = 653216,84 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLM}$$

3.3. FLA - Flambagem Local da Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 21,12 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90,53 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 137,24 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$M_r = W \cdot f_y = 596850,00 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor correspondente ao início do escoamento}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } M_{Rk} = \frac{M_{pl}}{1,10}$$

$$M_{Rk}^{FLA} = 653216,84 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLA}$$

$$M_{Rk} = 653216,84 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente característico}$$

$$M_{yRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 593833,49 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente de cálculo}$$

(continuação)

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} = 0,66 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

4. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Z

$$\begin{aligned} \sigma_r &= 1035,00 \text{ kgf/cm}^2 && \text{Tensão residual} \\ W &= 35,88 \text{ cm}^3 && \text{Módulo resistente elástico} \\ Z &= 55,10 \text{ cm}^3 && \text{Módulo resistente plástico} \\ M_{pl} &= Z \cdot f_y = 190090,40 \text{ kgf.cm} && \text{Momento fletor de plastificação da seção} \end{aligned}$$

4.1. FLM - Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t} = 4,95 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,15 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 23,89 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } M_{Rk} = \frac{M_{pl}}{1,10}$$

$$M_{Rk}^{FLM} = 190090,40 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLM}$$

$$M_{Rk} = 190090,40 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente característico}$$

$$M_{zRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 172809,45 \text{ kgf.cm} \quad \text{Momento fletor resistente de cálculo}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

5. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Y

$$\lambda = \frac{h}{t} = 9,90 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$k_v = 5,00 \quad \text{Coeficiente de flambagem local por cisalhamento}$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 59,22 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 73,76 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para para início de escoamento}$$

$$A_w = 13,97 \text{ cm}^2 \quad \text{Área efetiva de cisalhamento}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 28924,07 \text{ kgf} \quad \text{Força cortante correspondente à plastificação}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } V_{Rk} = V_{pl}$$

$$V_{yRd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 26294,61 \text{ kgf} \quad \text{Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Y}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{V_{ySd}}{V_{yRd}} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

(continuação)

6. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Z

$$\lambda = \frac{h}{t} = 21,12 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$k_v = 5,00 \quad \text{Coeficiente de flambagem local por cisalhamento}$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 59,22 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 73,76 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para início de escoamento}$$

$$A_w = 10,56 \text{ cm}^2 \quad \text{Área efetiva de cisalhamento}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 21859,20 \text{ kgf} \quad \text{Força cortante correspondente à plastificação}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } V_{Rk} = V_{pl}$$

$$V_{zRd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 19872,00 \text{ kgf} \quad \text{Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Z}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{V_{zSd}}{V_{zRd}} = 0,18 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

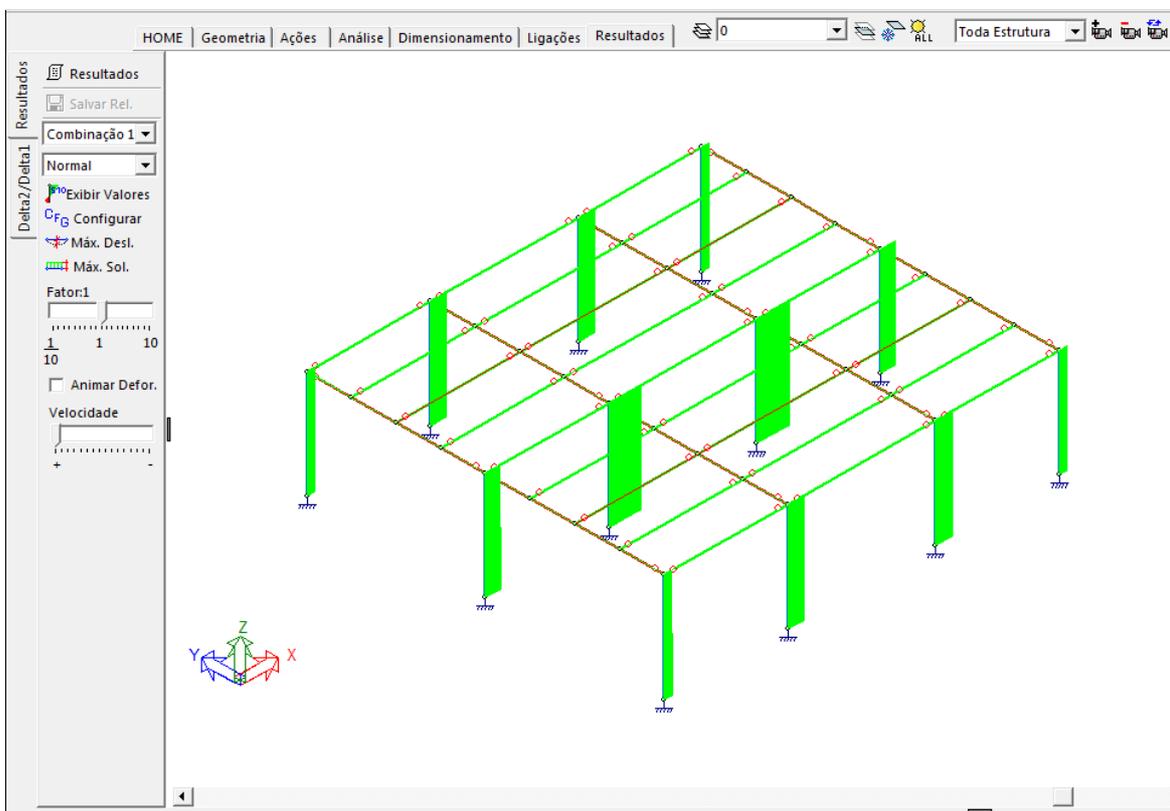
7. Equações de Interação

$$\frac{N_{cSd}}{2 \cdot N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) = 0,66$$

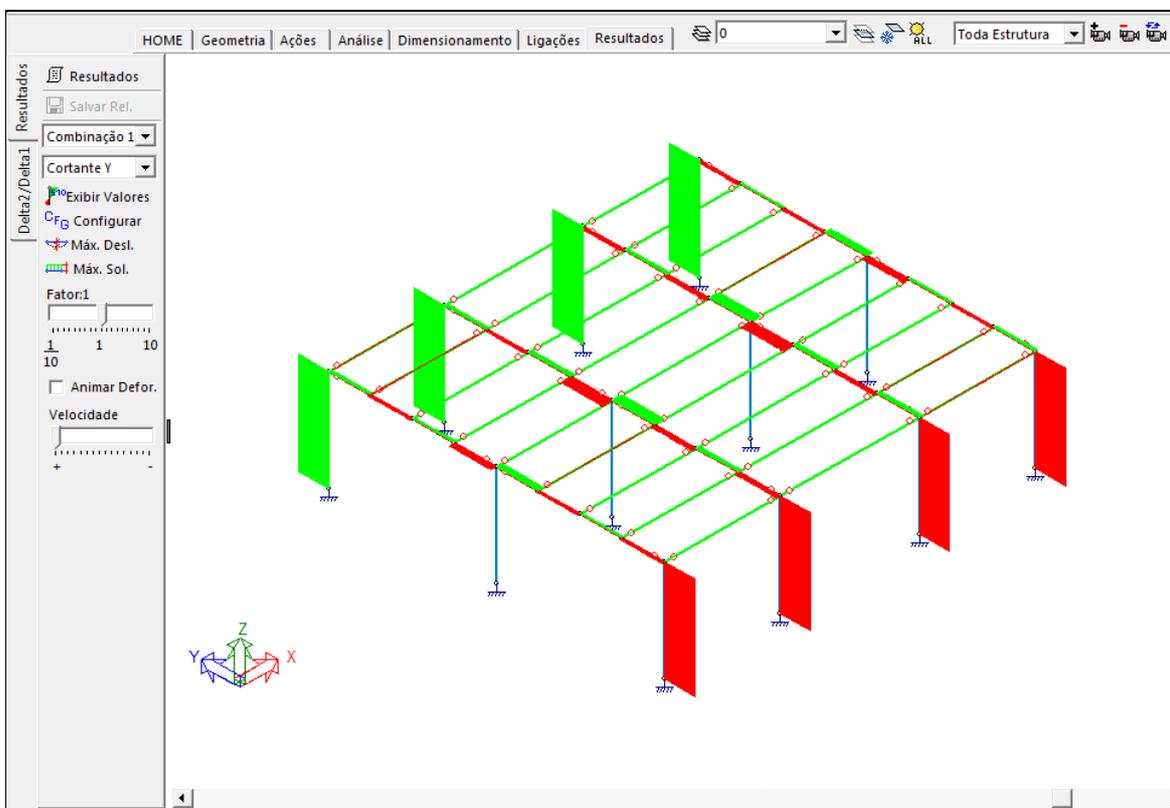
$$\frac{N_{cSd}}{2 \cdot N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) = 0,66$$

APÊNDICE B - Diagramas de solicitações dos Casos 1 e 2

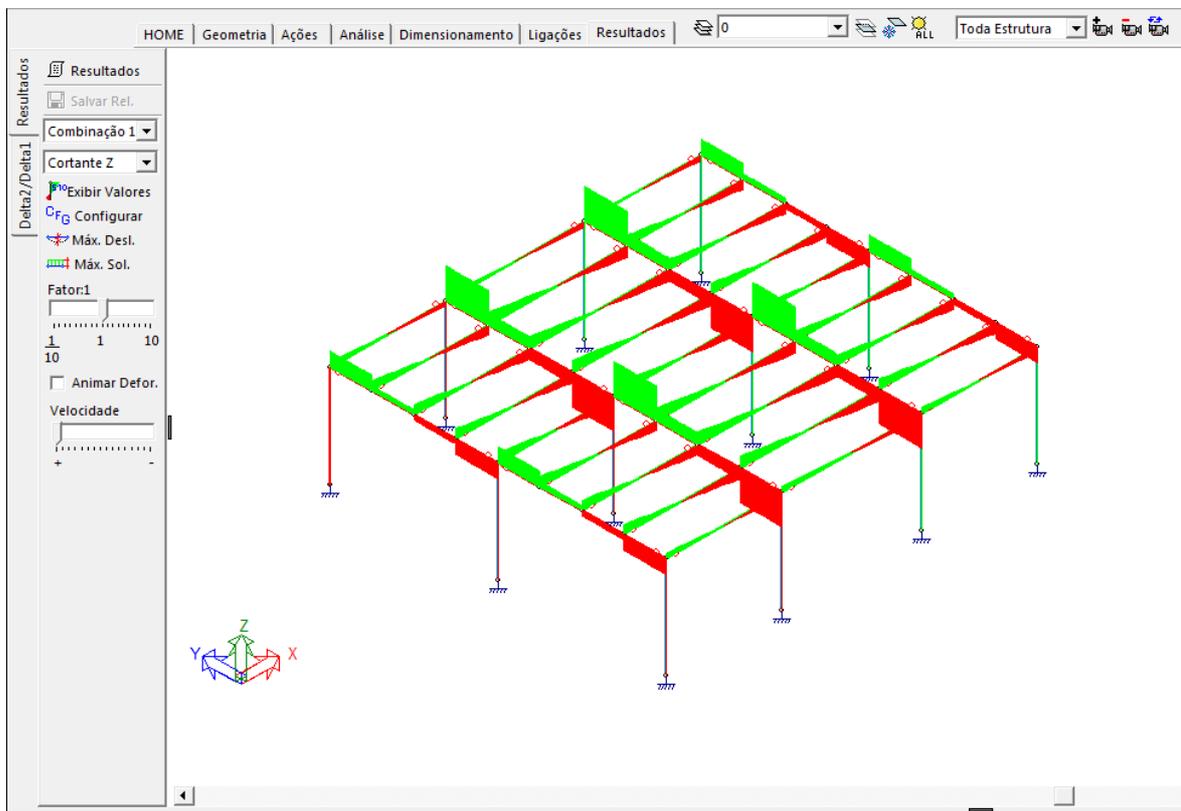
Caso 1 - Esforços normais:



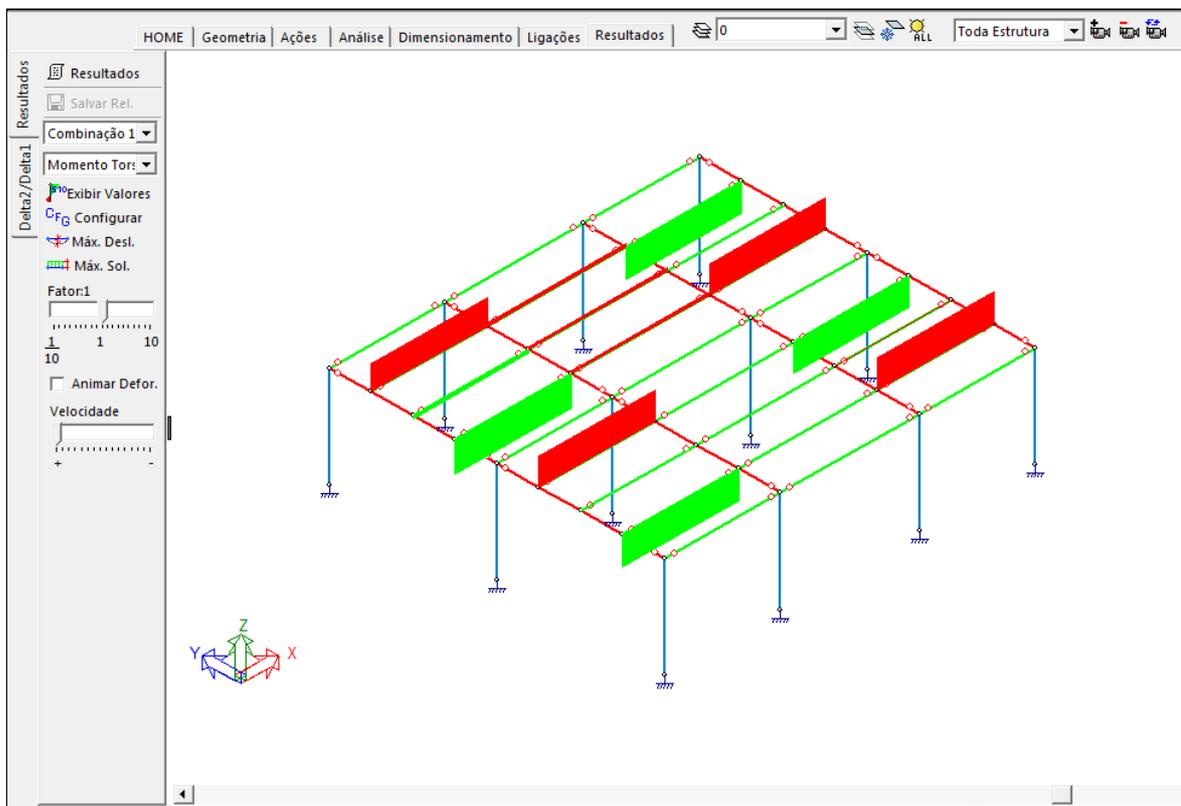
Caso 1 - Cortante no eixo Y:



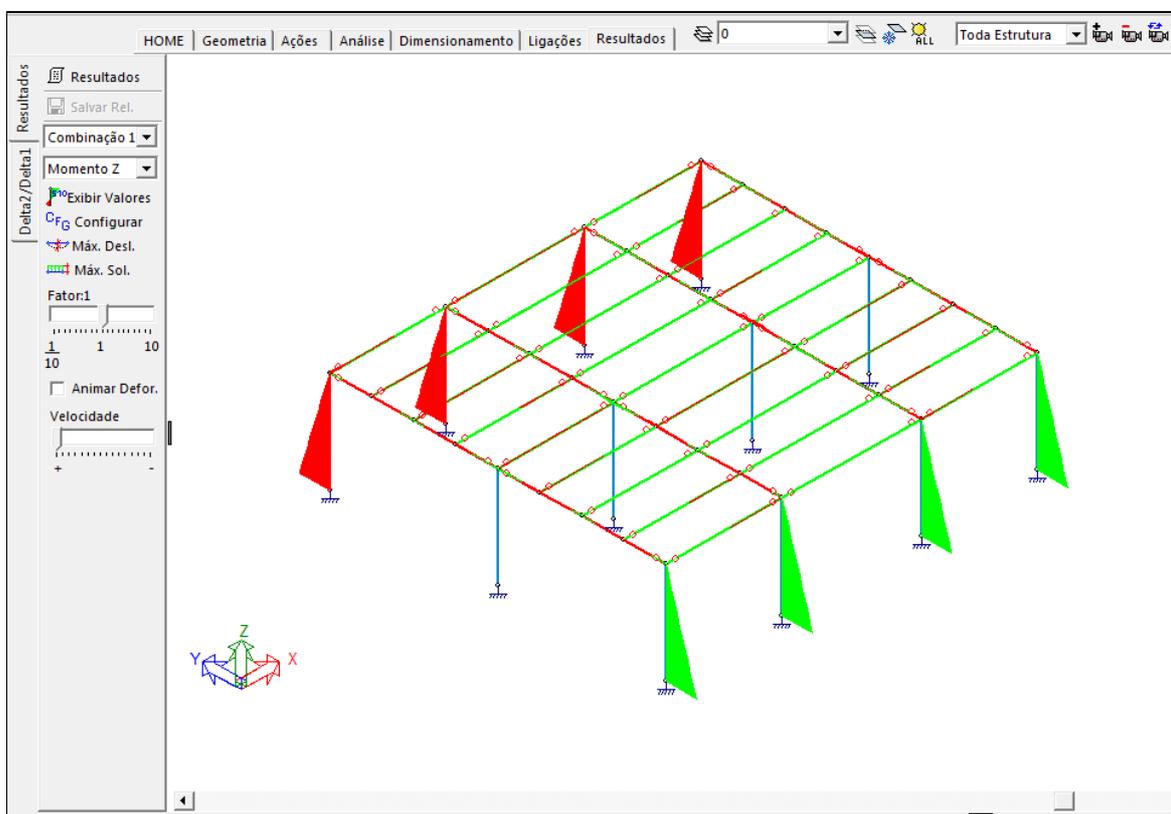
Caso 1 - Cortante no eixo Z:



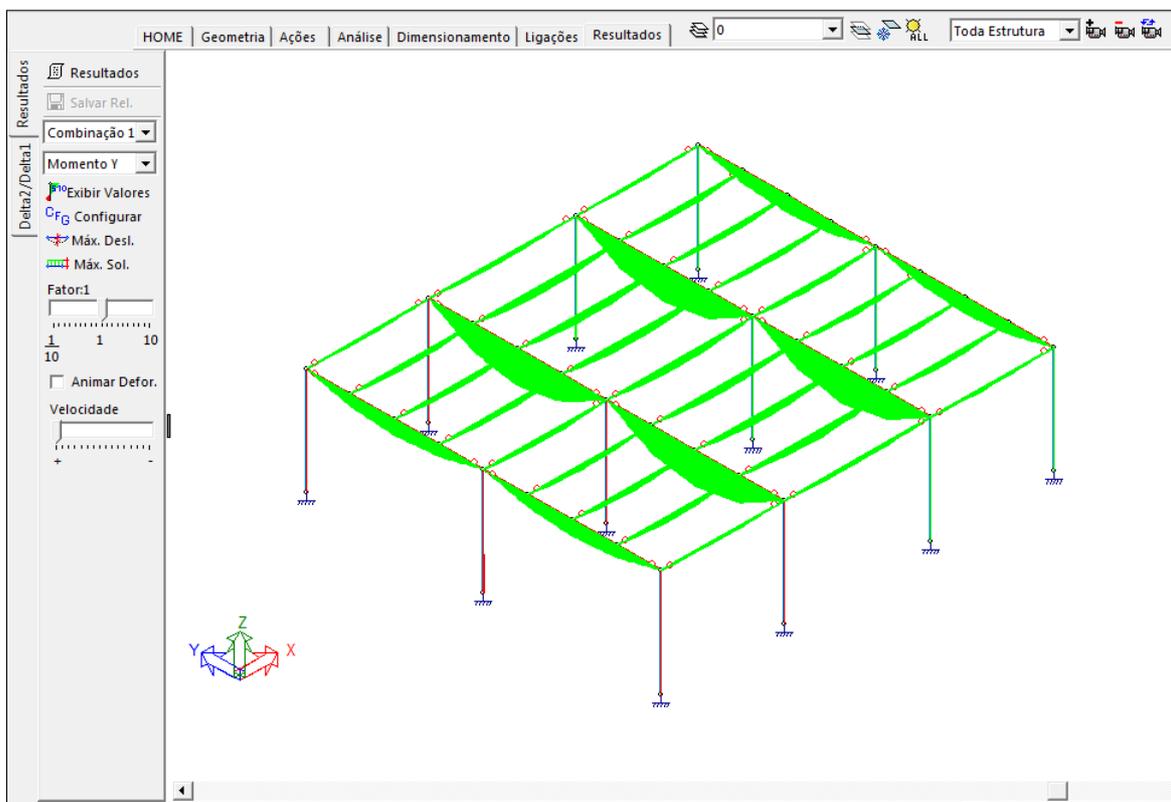
Caso 1 - Momento torsor:



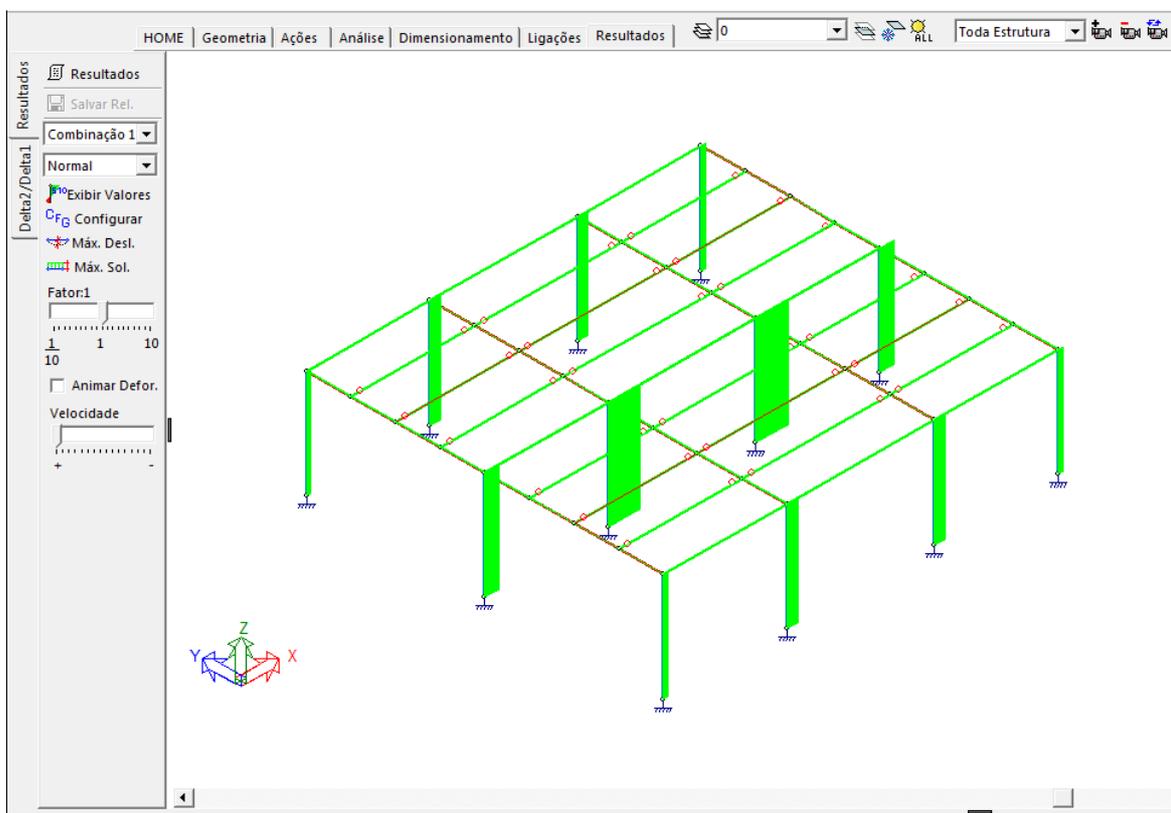
Caso 1 - Momento fletor no eixo Z:



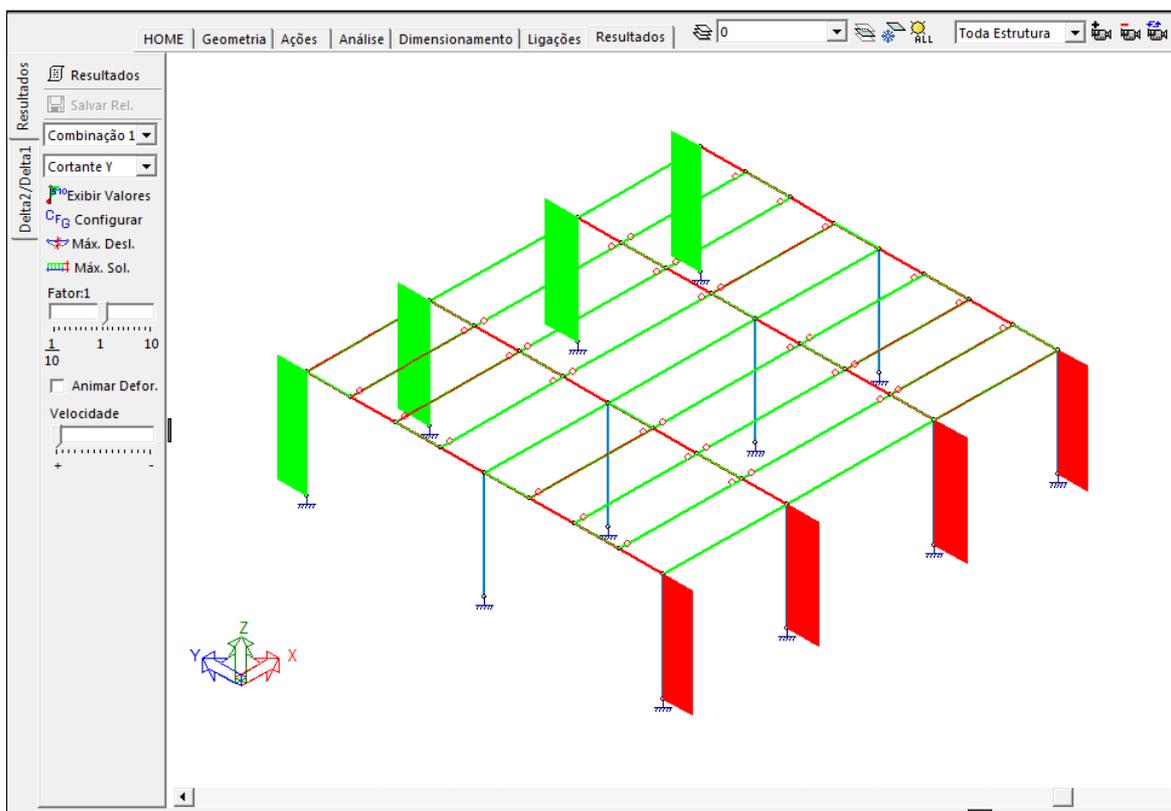
Caso 1 - Momento fletor no eixo Y:



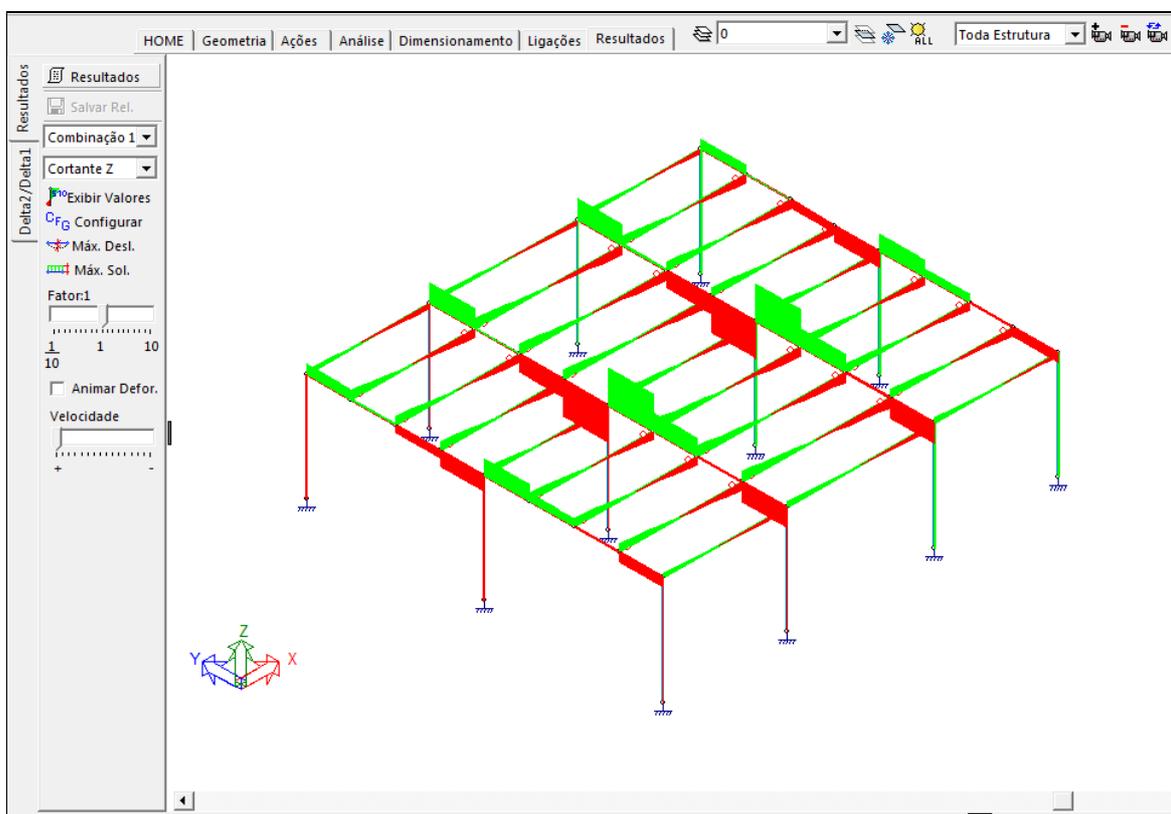
Caso 2 - Esforços normais:



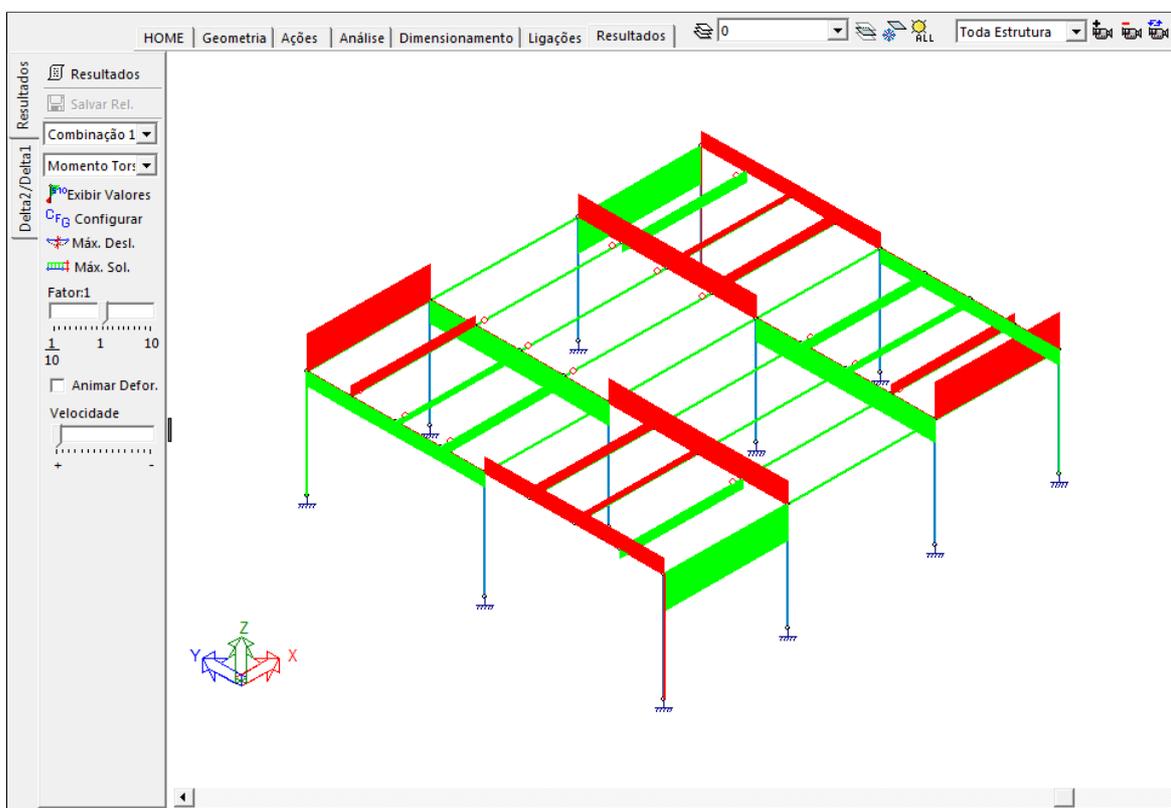
Caso 2 - Cortante no eixo Y:



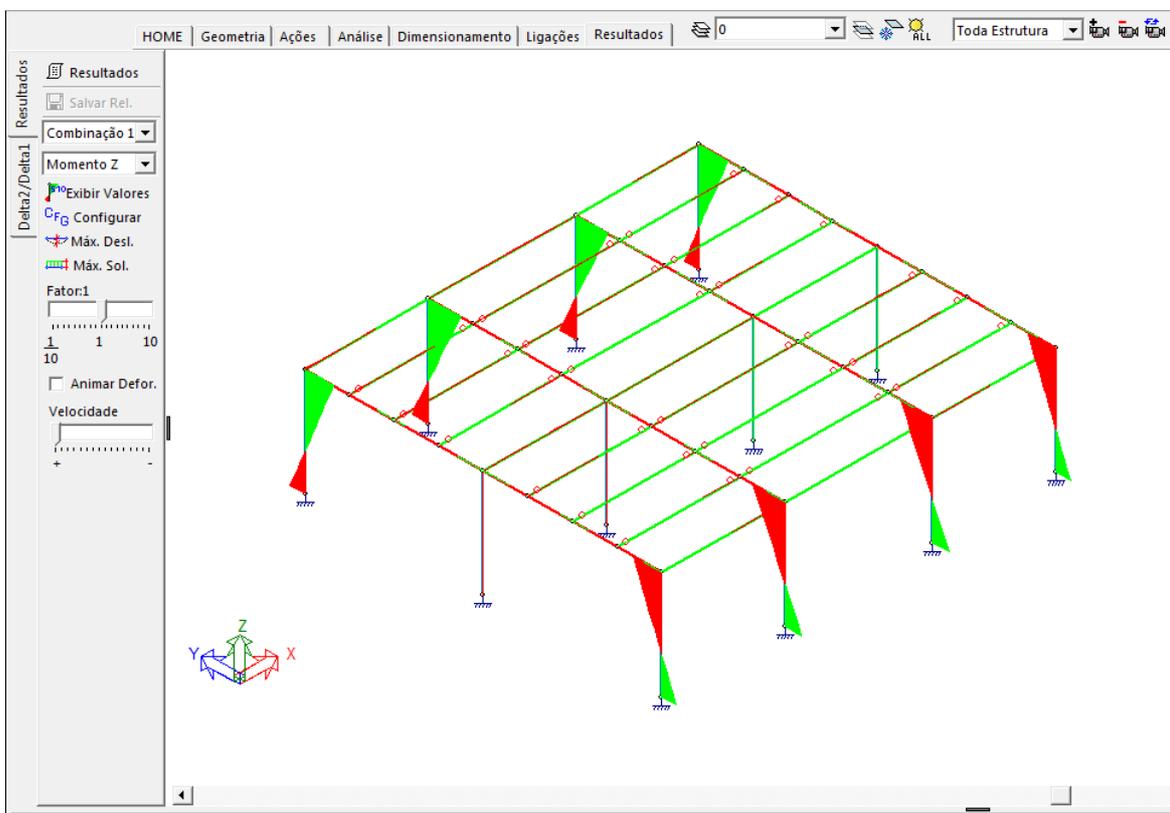
Caso 2 - Cortante no eixo Z:



Caso 2 - Momento torsor:



Caso 2 - Momento fletor no eixo Z:



Caso 2 - Momento Fletor no eixo Y:

