



**Politécnico
Castelo Branco**

Escola Superior
de Tecnologia

Dimensionamento de Ligações de Elementos de Pórticos de Estruturas Metálicas

Mário David Bruno Moura

Orientadores

Prof. Mestre Luís Magalhães

Trabalho de Projeto apresentado à Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco, realizado sob a orientação científica do Professor Mestre Luís Magalhães, do Instituto Politécnico de Castelo Branco.

Fevereiro de 2026

Composição do júri

Presidente do júri

Professora Doutora Constança Rigueiro

Vogais

Professor Mestre Luís Magalhães (Orientador)

Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco

Professor Doutor Afonso Mesquita (Arguente)

Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco

Resumo

Este trabalho apresenta o processo de análise e dimensionamento estrutural de um edifício metálico de dois pisos, centrando-se na análise não linear do comportamento das ligações viga-pilar segundo as diretrizes do Eurocódigo 3. O ponto central do estudo é a transição entre modelos de análise rígidos e semirrígidos, utilizando o método das componentes da NP EN 1993-1-8 para caracterizar a resposta rotacional das uniões. Através de um procedimento iterativo de rigidez não linear secante, validado com o auxílio do software Ftool, foi possível simular com precisão a redistribuição de momentos fletores entre os apoios e o vão. Esta abordagem metodológica viabilizou a otimização dos perfis inicialmente previstos num modelo rígido convencional (IPE 330 e IPE 270) para soluções significativamente mais económicas (IPE 300 e IPE 240), resultando numa poupança global de aço de aproximadamente 14%. Os resultados confirmam que a consideração do comportamento não linear e da ductilidade das ligações é fundamental para um dimensionamento otimizado, garantindo o equilíbrio entre a eficiência de recursos e o cumprimento rigoroso dos requisitos de segurança e estabilidade.

Palavras-chave

Eurocódigo 3, Análise Não Linear, Ligações Semirrígidas, Rigidez Rotacional, Ftool.

Abstract

This work presents the process of structural analysis and design of a two-story steel building, focusing on the non-linear analysis of beam-column connection behavior according to Eurocode 3 guidelines. The study's focal point is the transition between rigid and semi-rigid analysis models, utilizing the component method from NP EN 1993-1-8 to characterize the rotational response of the joints. Through an iterative non-linear secant stiffness procedure, validated using Ftool software, it was possible to accurately simulate the redistribution of bending moments between the supports and the span. This methodological approach enabled the optimization of the profiles initially planned in a conventional rigid model (IPE 330 and IPE 270) into significantly more economical solutions (IPE 300 and IPE 240), resulting in an overall steel saving of approximately 14%. The results confirm that considering the non-linear behavior and ductility of connections is fundamental for optimized design, ensuring a balance between resource efficiency and strict compliance with safety and stability requirements.

Keywords

Eurocode 3, Non-linear Analysis, Semi-rigid Connections, Rotational Stiffness, Ftool.

Índice geral

Capítulo 1:	Introdução e Objetivos	1
1.1	Introdução	1
1.2	Objetivos e Metodologia.....	1
Capítulo 2:	Caracterização e Ações	3
2.1	Dados de Base e Propriedades dos Materiais - [NP EN 1993-1-1].....	3
2.2	Geometria e Esquemas do Edifício	3
2.3	Configuração Geométrica	3
2.4	Esquemas Estruturais	4
2.5	Largura de Influência (<i>binf</i>)	5
2.6	Condições Fronteira do Modelo e Justificação da Ligação	6
2.7	Ações e Combinações - [NP EN 1990:2009].....	6
2.8	Combinações no Estado Limite Último (ELU).....	6
Capítulo 3:	Dimensionamento Rígido	7
3.1	Dimensionamento dos Elementos (Modelo de Estrutura Rígida).....	7
3.2	Módulo Plástico de Flexão Necessário — [Cl. 6.2.5].....	7
3.3	Seleção de Perfis e Justificação da Margem de Segurança	7
3.4	Estratégia de Projeto.....	7
3.5	Resumo das Propriedades dos Perfis Seleccionados.....	8
3.6	Análise Estrutural e Modelação (Ftool).....	8
3.7	Cargas Lineares de Cálculo (ELU) — [NP EN 1990, Cl. 6.4.3.2].....	8
3.8	Detalhamento de Esforços por Caso de Carga	8
3.9	Identificação da Combinação Condicionante.....	9
3.10	Esquemas de Carregamento e Diagramas.....	9
3.11	Verificação de Segurança das Vigas (Modelo Rígido) - [NP EN 1993-1-1]	12
3.12	Dimensionamento de Colunas HEB - [NP EN 1993-1-1].....	12
3.13	Esforços de Cálculo e Parâmetros de Instabilidade — [Cl. 6.3.1.3]	13
3.14	Verificação à Encurvadura por Compressão — [Cl. 6.3.1]	13
3.15	Verificação à Flexão Composta e Compressão Axial — [Cl. 6.3.3]	13
3.16	Verificação de Estabilidade Global (Efeitos de 2ª Ordem) — [Cl. 5.2.1]	14
Capítulo 4:	Análise Semirrígida e Validação Numérica	14
4.1	Metodologia de Cálculo da Resistência ao Momento da ligação (<i>Mj, Rd</i>) — [NP EN 1993-1-8].....	14
4.2	Princípio da Resistência — [Cl. 6.2.7.1]	14
4.3	Assemblagem Final da Resistência — [Cl. 6.2.7.2 (7)]	16
4.4	Dimensionamento de Ligações — [NP EN 1993-1-8]	16
4.5	Caraterização das Ligações Soldadas	16

4.6 Metodologia de Cabrero e Bayo (Barra Equivalente)	17
4.7 Demonstração dos Cálculos da Geometria Equivalente	18
4.8 Simplificação do Modelo Inicial	18
4.9 Tipologias e Ligações Segundo o Eurocódigo 3	19
4.10 Estudo Iterativo da Rigidez e Resistência das Ligações (Configuração IPE 330 / IPE 270) 19	
4.11 Fundamentação dos Cálculos — [NP EN 1993-1-8]	20
4.12 Caracterização da Ligação Soldada Simples	20
4.13 Resultados do Processo Iterativo e Convergência	21
4.14 Verificação Final de Segurança	22
4.15 Otimização Semirrígida: Redução de Perfis e Limite de Segurança	23
4.16 Estratégia de Redução de Secções	23
4.17 Novos Parâmetros das Ligações — [NP EN 1993-1-8]	23
4.18 Processo Iterativo e Convergência Final	23
4.19 Verificação Analítica e Numérica da Deformação (ELS) — [NP EN 1993-1-1, Cap. 7] ..	24
4.20 Comparação com o Modelo Semirrígido (Ftool)	25
4.21 Conclusão da Análise ELS	25
4.22 Verificação da Resistência dos Cordões de Soldadura (Solução Final)	26
4.23 Resistência de Cálculo da Soldadura (f_{vw}, d)	26
4.24 Perspetiva de Reforço Local e Limite de Otimização	27
4.25 Conclusão da Otimização (IPE 300/240)	28
4.26 Validação Numérica e Comparação com o Robot	29
Capítulo 5: Conclusões e Referências	29
5.1 Justificação da Dispensa da Análise aos Efeitos de Torção e Encurvadura Lateral	29
5.2 Conclusões	30
5.3 Sugestões para Trabalhos Futuros	31
Anexos	33

Índice de figuras

Figura 1- Planta de Implantação.	4
Figura 2- Alçado do Pórtico Principal.	4
Figura 3- Esquema de Descarga das Lajes (unidirecional no eixo X)	5
Figura 4 - Esquema de carregamento ELU e Vento 0°.....	9
Figura 5 - Esquema de carregamento ELU e Vento 90°.....	10
Figura 6 -Diagrama de Esforços Axiais envolvente (Modelo Rígido).....	10
Figura 7 - Diagrama de Esforços Transversos envolvente (Modelo Rígido).....	11
Figura 8 - Diagrama de Momentos Fletores envolvente (Modelo Rígido).....	11
Figura 9 - Zonas críticas num nó de ligação viga-pilar soldada	16
Figura 10 - Exemplo de ligação soldada	17
Figura 11 - Pormenor da ligação semirrígida	19
Figura 12 - Método das Componentes	21
Figura 13 - Diagrama de momentos fletores final com ligações semirrígidas (Modelo IPE 330/270)	22
Figura 14 - Diagrama de momentos fletores da solução máxima otimizada.....	28
Figura 15 - Parâmetros da ligação soldada para o perfil IPE 270.....	35
Figura 16 - Parâmetros da ligação soldada para o perfil IPE 330.....	38
Figura 17 - Cálculo de rigidez inicial 5.1.2 IPE 270 e 330	39
Figura 18 - Cálculo da Rigidez Não-Linear Secante Ponto 6.3.1 - 1ª iteração.....	39
Figura 19 - Cálculo da Rigidez Não-Linear Secante Ponto 6.3.1 - 2ª iteração.....	40
Figura 20 - Cálculo de rigidez inicial 5.1.2 IPE 240 e 300	40
Figura 21 - Cálculo da Rigidez Não-Linear Secante Ponto 6.3.1 - 1ª iteração.....	41
Figura 22 - Cálculo da Rigidez Não-Linear Secante Ponto 6.3.1 - 2ª iteração.....	41
Figura 23 - Diagrama da deformada da estrutura (DY) para a combinação de serviço (ELS).....	42
Figura 24 - Diagrama de deslocamentos horizontais (DX) para a combinação de serviço (ELS).....	42
Figura 25 - Relatório de verificação da ligação IPE 300 - HEB 220 emitido pelo software Robot, evidenciando o rácio de 0,94	46

Lista de tabelas

Tabela 1 - Ações Características	6
Tabela 2 - Propriedades Geométricas dos Perfis (Base da Análise)	8
Tabela 3 - Momentos Fletores Máximos por Ação (Modelo Rígido)	9
Tabela 4 - Iterações do Piso Intermédio (IPE 330 — Ligação Simples)	21
Tabela 5 - Iterações do Piso de Topo (IPE 270 — Ligação Simples)	21
Tabela 6 - Iterações Finais: Piso Intermédio (IPE 300)	24
Tabela 7 - Iterações Finais: Piso de Topo (IPE 240)	24
Tabela 8 - Comparativo de flechas	25

Capítulo 1: Introdução e Objetivos

1.1 Introdução

A construção metálica em Portugal tem ganho uma relevância crescente, exigindo métodos de análise que acompanhem a evolução normativa e a procura por eficiência. No contexto da disciplina de Projeto I, este relatório detalha o processo de análise e dimensionamento de um edifício de dois pisos destinado a comércio e escritórios, com estrutura em pórticos planos de aço S355.

O foco central deste trabalho reside na análise não linear do comportamento das ligações viga-pilar, superando a simplificação convencional de modelos puramente rígidos. A análise estrutural moderna baseia-se no Método dos Elementos Finitos (MEF). Neste trabalho, a estrutura é decomposta em elementos finitos ligados por nós, onde o software Ftool (Martha, 2025) resolve as equações de equilíbrio através da matriz de rigidez global. A aplicação da "barra equivalente" de Cabrero e Bayo (2005) funciona como um refinamento local do modelo, permitindo simular a flexibilidade local do nó sem a necessidade de modelos complexos de elementos finitos de casca ou sólidos.

1.2 Objetivos e Metodologia

Pretende-se introduzir os conceitos de semi-rigidez e a aplicação de procedimentos iterativos para determinar a rigidez secante. A metodologia combina o cálculo analítico pelo método das componentes (NP EN 1993-1-8) com a validação numérica no Ftool e a verificação final no Robot Structural Analysis Professional 2026. Além destes, softwares como o COP (Connection Optimization Program) são referências de mercado para a validação das curvas Momento-Rotação ($M_j - \phi_j$).

Capítulo 2: Caracterização e Ações

2.1 Dados de Base e Propriedades dos Materiais - [NP EN 1993-1-1]

Adotou-se o aço **S355**, cujas propriedades nominais para elementos laminados a quente com espessura $t \leq 40\text{mm}$ são:

- **Tensão de cedência (f_y):** 355 MPa - [Quadro 3.1, p. 32]
- **Tensão de rotura (f_u):** 490 MPa - [Quadro 3.1, p. 32]
- **Módulo de Elasticidade (E):** 210.000 MPa - [Cl. 3.2.6, p. 34]
- **Peso Volúmico (Ajustado para F_{tool}):** $\gamma_{aço} = 77 \text{ kN/m}^3$ - [EN 1991-1-1, Quadro A.4]
- **Coefficientes Parciais de Segurança (γ_M):** - [Cl. 6.1, p. 54]
 - $\gamma_{M0} = 1,00$ (Resistência de secções)
 - $\gamma_{M1} = 1,00$ (Resistência de elementos à instabilidade)
 - $\gamma_{M2} = 1,25$ (Resistência de ligações e parafusos)
- **Coefficiente de Poisson (ν):** 0,3 - [Cl. 3.2.6, p. 34]
- **Módulo de Rigidez Transversal (G):** 80.770 MPa - [Cl. 3.2.6, p. 34]

2.2 Geometria e Esquemas do Edifício

O edifício apresenta uma configuração regular e simétrica, conforme se pode observar na planta de implantação apresentada na Figura 1.

A estrutura é materializada através de pórticos planos de aço, cujo alçado do pórtico principal se encontra representado na Figura 2.

Para o encaminhamento das ações, considerou-se que as lajes possuem um comportamento unidirecional, descarregando prioritariamente nas vigas orientadas segundo o eixo X, de acordo com o esquema de descarga da Figura 3.

2.3 Configuração Geométrica

- **Eixo X:** 2 vãos de 6,0 m (Total: 12,0 m).
- **Eixo Y:** 4,0 m + 5,0 m + 4,0 m (Total: 13,0 m).
- **Alturas:** Piso Térreo ao 2º Piso (5,0 m); 2º Piso à Cobertura (4,0 m).
- **Área Tributária (Pilar Central):** 6,0 m $\times$ 4,5 m = 27,0 m².

2.4 Esquemas Estruturais

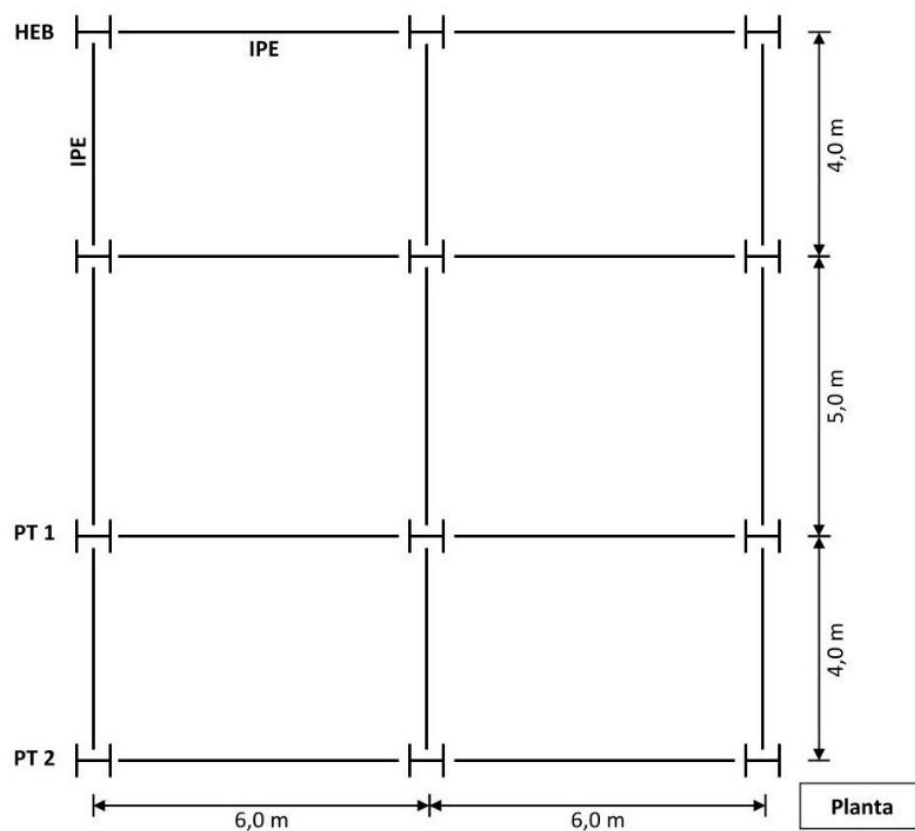


Figura 1- Planta de Implantação.

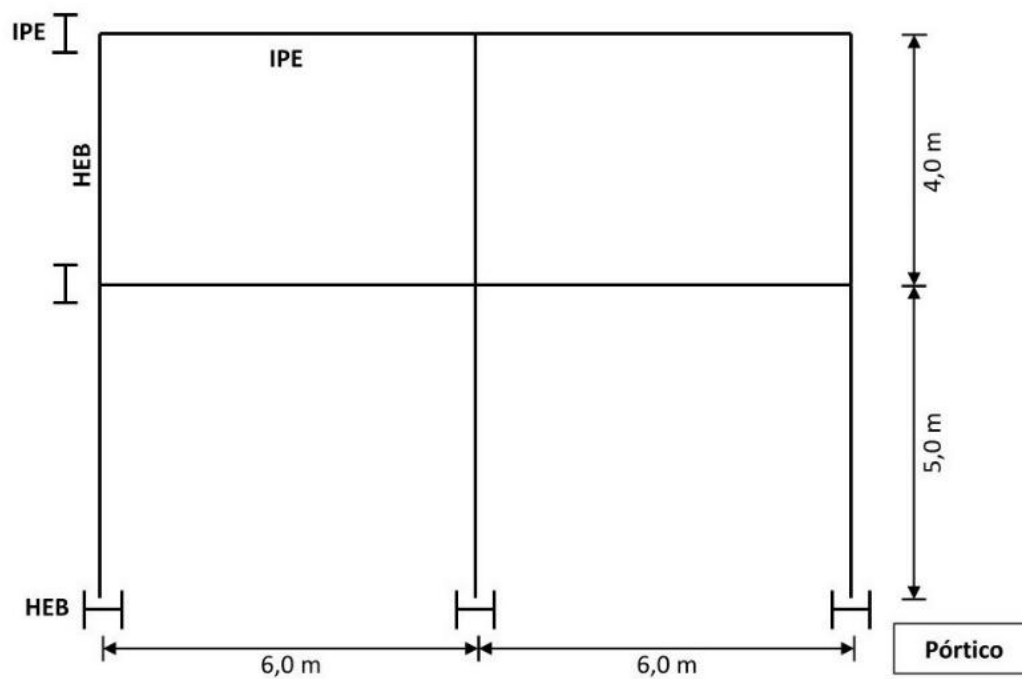


Figura 2- Alçado do Pórtico Principal.

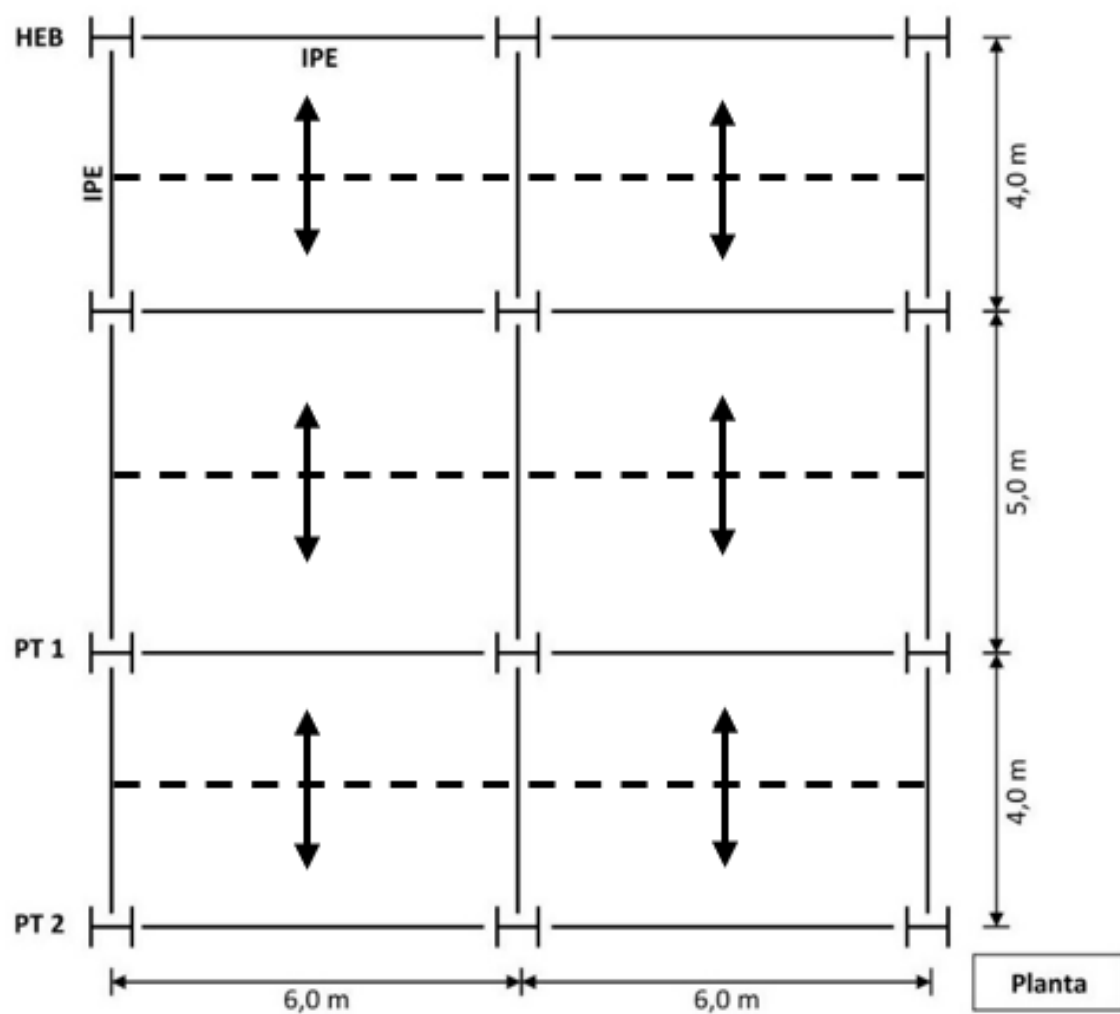


Figura 3- Esquema de Descarga das Lajes (unidirecional no eixo X)

2.5 Largura de Influência (b_{inf})

Para o cálculo das vigas principais (Eixo X), considera-se a viga intermédia situada entre o vão de 4m e o vão de 5m:

$$b_{inf} = \frac{4,0 \text{ m}}{2} + \frac{5,0 \text{ m}}{2} = 4,5 \text{ m}$$

2.6 Condições Fronteira do Modelo e Justificação da Ligação

As condições fronteira foram definidas para simular o comportamento real: os apoios de base dos pilares são encastramentos perfeitos e as vigas possuem travamento lateral contínuo pela laje de betão, o que permite uma análise plana (2D) estável. A escolha da ligação soldada justifica-se pela continuidade estrutural superior e pela transferência direta de esforços entre banzos e alma, simplificando a análise da redistribuição de momentos sem a interferência da flexibilidade de parafusos.

2.7 Ações e Combinações - [NP EN 1990:2009]

As ações foram determinadas de acordo com a NP EN 1991. Para o cálculo, considera-se a laje com comportamento unidirecional, descarregando nas vigas do Eixo X.

Quadro Resumo de Ações Característica (Valores Nominais)

Tabela 1 - Ações Características

Tipo de Ação	Descrição	Valor Unitário
Permanente (G_k)	Laje + Revestimentos (Total)	6,50 kN/m ² (2º Piso)
	Laje + Revestimentos (Total)	6,50 kN/m ² (Cobertura)
Sobrecarga (Q_k)	Escritórios (2º Piso)	3,00 kN/m ²
	Cobertura (Cat. H)	0,40 kN/m ²
Vento (W_k)	Pressão Exterior Máxima	1,20 kN/m ²

2.8 Combinações no Estado Limite Último (ELU)

As combinações superficiais (kN/m²) servem de base para o cálculo das cargas nas vigas.

- 2º Piso: $q_{Ed,2p} = 1,35 \cdot 6,5 + 1,5 \cdot 3,0 = 13,275 \text{ kN/m}^2$
- Cobertura: $q_{Ed,cob} = 1,35 \cdot 6,5 + 1,5 \cdot 0,4 = 9,375 \text{ kN/m}^2$

Capítulo 3: Dimensionamento Rígido

3.1 Dimensionamento dos Elementos (Modelo de Estrutura Rígida)

Nesta fase inicial, o dimensionamento das vigas baseia-se no critério de resistência à flexão no Estado Limite Último (ELU), assumindo um modelo de análise global rígido. O objetivo é selecionar perfis que garantam o cumprimento da segurança nesta configuração, servindo de base comparativa para a posterior otimização semirrígida.

3.2 Módulo Plástico de Flexão Necessário — [Cl. 6.2.5]

O cálculo do módulo plástico necessário ($W_{pl,y}$) é obtido através da inversão da fórmula de verificação da resistência à flexão, conforme a NP EN 1993-1-1:

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

Onde:

- f_y : Tensão de cedência do aço S355 (355 N/mm²) — [Quadro 3.1].
- γ_{M0} : Coeficiente parcial de segurança (1,0) — [Cl. 6.1].

3.3 Seleção de Perfis e Justificação da Margem de Segurança

Com base nos esforços máximos identificados no modelo rígido, procedeu-se à seleção dos perfis IPE.

3.4 Estratégia de Projeto

Para permitir uma demonstração clara do benefício da análise semirrígida e da redistribuição de esforços, optou-se deliberadamente por selecionar perfis com uma reserva de resistência superior a 10% em relação ao estritamente necessário pelo modelo rígido. Esta margem inicial é fundamental para evidenciar como a análise não-linear das ligações permitirá, no Capítulo 4, a redução segura para perfis mais económicos.

Viga do 2º Piso (Escritórios):

- $M_{Ed,max} = 222,6 \text{ kNm}$.
- $W_{pl,y,nec} = \frac{222,6 \times 10^6 \text{ Nmm} \cdot 1,0}{355 \text{ N/mm}^2} = 627,04 \text{ cm}^3$.
- **Perfil Adotado: IPE 330** ($W_{pl,y} = 804,3 \text{ cm}^3$). Este perfil apresenta uma reserva de resistência de aproximadamente 22%, cumprindo o critério da margem superior adotada.

Viga da Cobertura:

- $M_{Ed,max} = 148,3 \text{ kNm}$.
- $W_{pl,y,nec} = \frac{148,3 \times 10^6 \text{ Nmm} \cdot 1,0}{355 \text{ N/mm}^2} = 417,75 \text{ cm}^3$.
- **Perfil Adotado: IPE 270** ($W_{pl,y} = 484,0 \text{ cm}^3$). Este perfil garante a segurança com uma margem de 14% face ao modelo rígido.

3.5 Resumo das Propriedades dos Perfis Selecionados

Tabela 2 - Propriedades Geométricas dos Perfis (Base da Análise)

Localização	Perfil	$M_{Ed,max}$ (kNm)	$W_{pl,y,adot}$ (cm ³)	Utilização Inicial
2º Piso	IPE 330	222,6	804,3	78%
Cobertura	IPE 270	148,3	484,0	86%

3.6 Análise Estrutural e Modelação (Ftool)

A determinação dos esforços estruturais foi efetuada recorrendo a uma análise elástica linear de 1ª ordem no software Ftool.

As condições de fronteiras do modelo foram definidas para simular o comportamento real: os apoios de base dos pilares foram considerados encastramentos perfeitos (restrição total de rotação e translação) e as vigas possuem travamento lateral contínuo garantido pela laje de betão, o que permite uma análise plana (2D) sem risco de encurvadura lateral-torsional (LTB).

3.7 Cargas Lineares de Cálculo (ELU) — [NP EN 1990, Cl. 6.4.3.2]

As cargas aplicadas nas vigas resultam da combinação fundamental de ações. Para este pórtico, as cargas lineares de cálculo para o Estado Limite Último (ELU) são:

- Viga do 2º Piso (IPE 330): $q_{Ed,2p} = 59,74 \text{ kN/m}$
- Viga da Cobertura (IPE 270): $q_{Ed,cob} = 42,19 \text{ kN/m}$

3.8 Detalhamento de Esforços por Caso de Carga

Para compreender o comportamento da estrutura, analisaram-se individualmente as ações principais. A tabela seguinte resume os momentos fletores máximos (M_{Ed}) obtidos nos nós centrais para cada caso isolado e para a combinação final.

Tabela 3 - Momentos Fletores Máximos por Ação (Modelo Rígido)

Caso de Carga / Ação	Piso Intermédio (kNm)	Piso de Topo (kNm)
<i>Ações Permanentes (G)</i>	104,4	72,6
<i>Sobrecarga de Utilização (Q)</i>	48,2	6,5
<i>Vento a 0° (W_x)</i>	30,5	89,1
<i>Vento a 90° (W_y)</i>	131,2	93,2
<i>Envolvente Máxima (ELU)</i>	222,6	148,3

3.9 Identificação da Combinação Condicionante

Através da análise comparativa dos resultados, verificou-se que a combinação ELU com vento a 90° é a mais gravosa para o dimensionamento dos nós e das vigas. Nesta situação, a pressão lateral do vento maximiza os momentos nos apoios centrais, atingindo os 222,6 kNm no 2º piso e 148,3 kNm na cobertura. São estes os valores de referência utilizados para as verificações de segurança e para o processo iterativo de rigidez que se segue.

3.10 Esquemas de Carregamento e Diagramas

Abaixo apresentam-se os modelos visuais extraídos do Ftool, com especial destaque para a combinação crítica de vento.

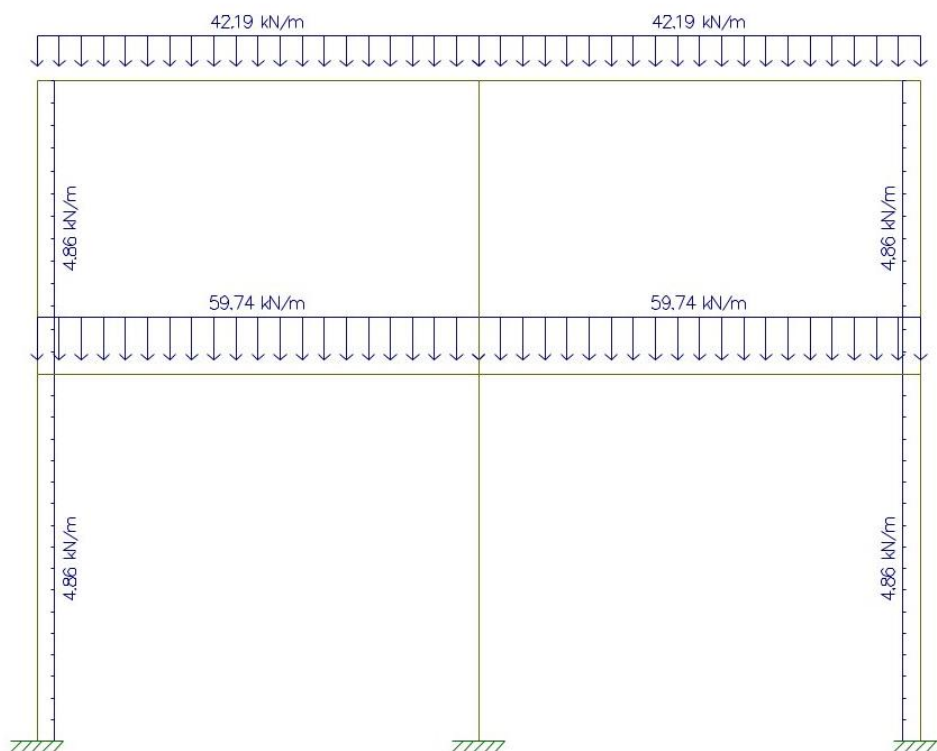


Figura 4 - Esquema de carregamento ELU e Vento 0°

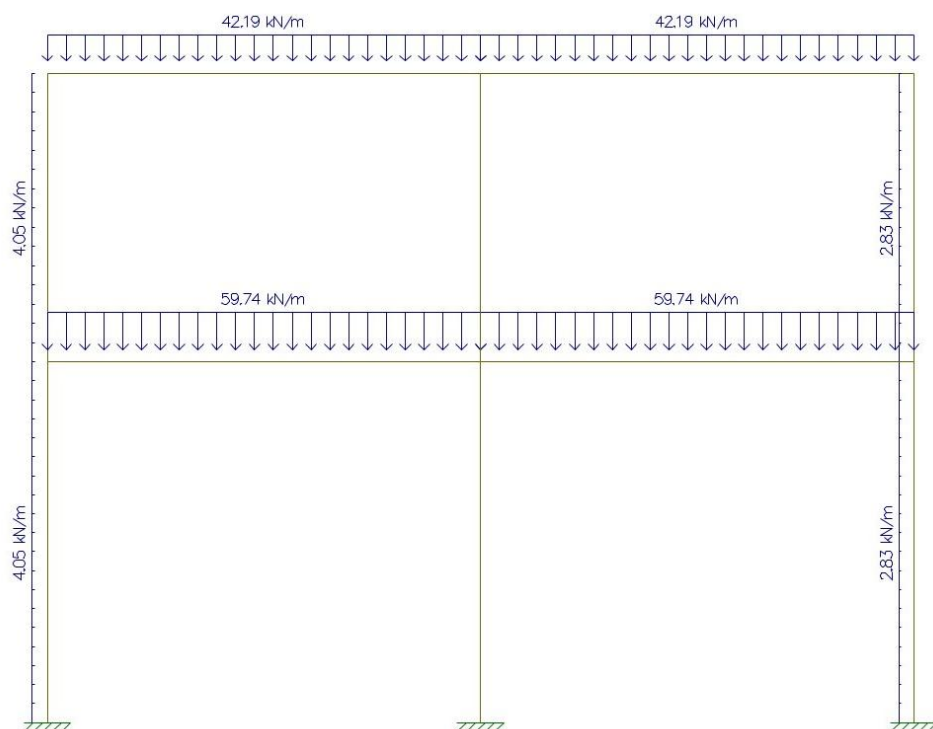


Figura 5 - Esquema de carregamento ELU e Vento 90°

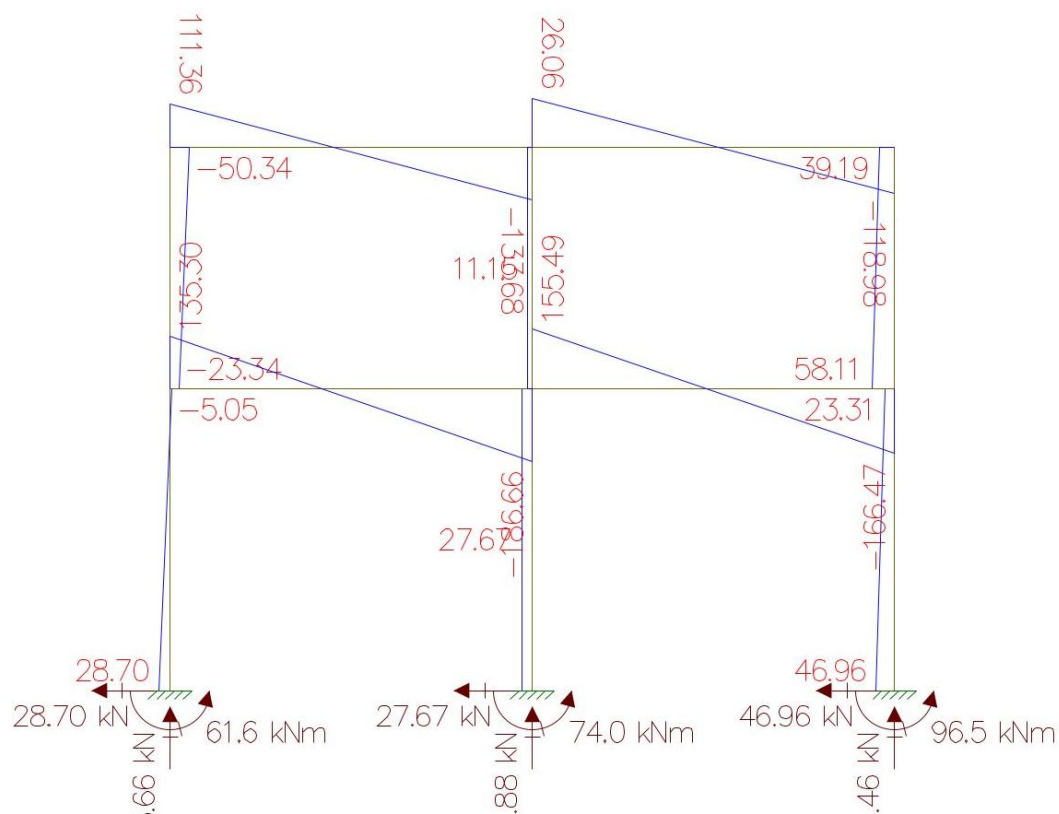


Figura 6 -Diagrama de Esforços Axiais envolvente (Modelo Rígido)



Figura 7 - Diagrama de Esforços Transversos envolvente (Modelo Rígido)

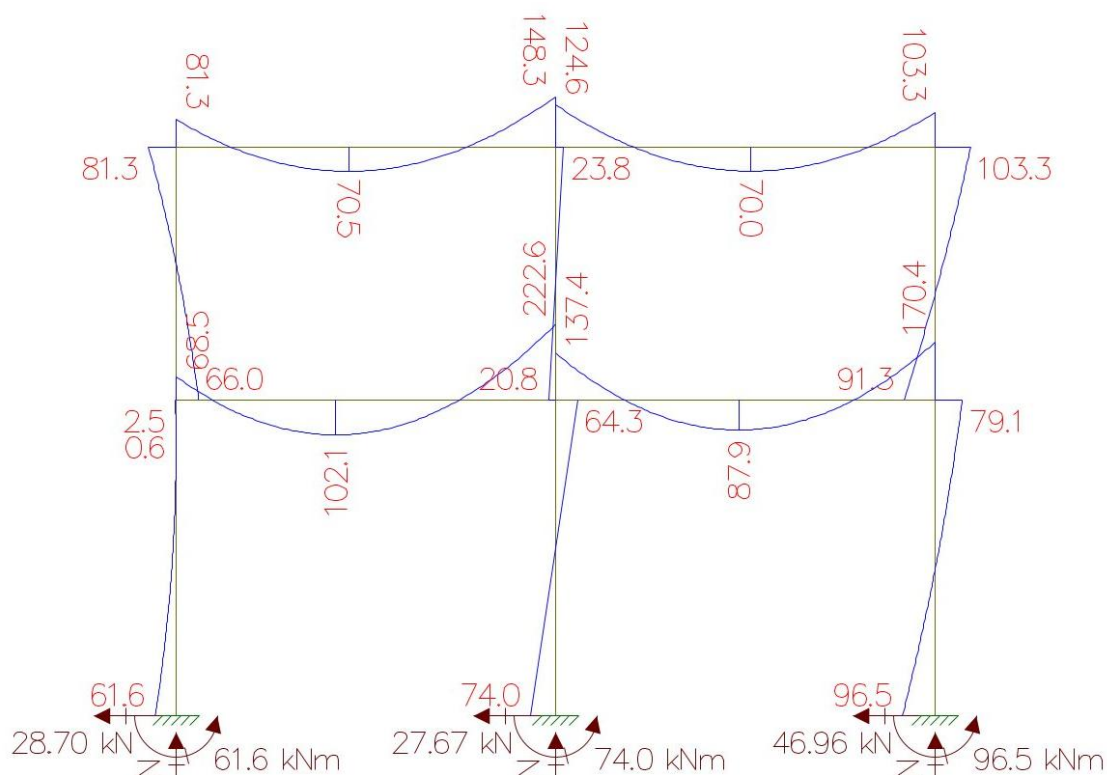


Figura 8 - Diagrama de Momentos Fletores envolvente (Modelo Rígido)

3.11 Verificação de Segurança das Vigas (Modelo Rígido) - [NP EN 1993-1-1]

Os modelos visuais extraídos do software, com especial destaque para as combinações críticas de vento a 0° e vento a 90°, encontram-se ilustrados nas Figuras 4 e 5, respetivamente.

Desta análise resultaram os diagramas envolventes que serviram de base ao dimensionamento rígido inicial, nomeadamente: o diagrama de esforços axiais (Figura 6), o diagrama de esforços transversos (Figura 7) e o diagrama de momentos fletores (Figura 8).

Resistência à Flexão (ELU) — [Cl. 6.2.5]

- Viga IPE 330 (2º Piso):
 - $M_{pl,Rd} = 285,5 \text{ kNm}$.
 - **Verificação:** $222,6 \text{ kNm} \leq 285,5 \text{ kNm}$ — **CONFORME**.
- Viga IPE 270 (Cobertura):
 - $M_{pl,Rd} = 171,8 \text{ kNm}$.
 - **Verificação:** $148,3 \text{ kNm} \leq 171,8 \text{ kNm}$ — **CONFORME**.

Resistência ao Esforço Transverso (ELU) — [Cl. 6.2.6]

- **Viga IPE 330** ($A_v = 29,43 \text{ cm}^2$):
 - $V_{pl,Rd} = 603,1 \text{ kN}$.
 - **Verificação:** $191,0 \text{ kN} \leq 603,1 \text{ kN}$ — **CONFORME**.
- **Viga IPE 270** ($A_v = 22,14 \text{ cm}^2$):
 - $V_{pl,Rd} = 453,8 \text{ kN}$.
 - **Verificação:** $176,7 \text{ kN} \leq 453,8 \text{ kN}$ — **CONFORME**.

3.12 Dimensionamento de Colunas HEB - [NP EN 1993-1-1]

O dimensionamento dos pilares (perfis HEB 220) foca-se na verificação da estabilidade global e na resistência à flexão composta com compressão axial, considerando os efeitos de encurvadura nos eixos forte ($y - y$) e fraco ($z - z$), em conformidade com as regras de verificação de elementos à compressão e flexão.

3.13 Esforços de Cálculo e Parâmetros de Instabilidade — [Cl. 6.3.1.3]

Para garantir a segurança do modelo rígido inicial, utilizam-se as envoltentes máximas extraídas da análise numérica:

- **Pilar Central (Crítico para Compressão):** $N_{Ed} = 601,9 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed} = 93,2 \text{ kNm}$.
- **Pilar Lateral (Crítico para Flexão):** $M_{y,Ed} = 131,2 \text{ kNm}$.
- **Comprimento de Encurvadura (L_{cr}):** Adotou-se um coeficiente de majoração $\beta = 0,85$, adequado para pórticos rígidos com translação impedida. $L_{cr} = \beta \cdot L = 0,85 \cdot 5,0 \text{ m} = 4,25 \text{ m}$
- **Esbelteza de Referência (λ_1):** Para aço da classe S355, $\lambda_1 = 76,4$.

3.14 Verificação à Encurvadura por Compressão — [Cl. 6.3.1]

A resistência à encurvadura é verificada no eixo mais desfavorável (eixo fraco $z - z$), utilizando a curva de encurvadura "c" definida no Quadro 6.2 para perfis HEB com $\frac{h}{b} \leq 1,2$ e espessura de banzo inferior a 40 mm.

- **Dados HEB 220:** $A = 91,04 \text{ cm}^2$ | $i_z = 5,59 \text{ cm}$.
- **Esbelteza Normalizada ($\bar{\lambda}_z$):** $\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}/i_z}{\lambda_1} = \frac{425/5,59}{76,4} = 0,995$
- **Coeficiente de Redução (χ_z):** Com base na esbelteza calculada e na curva "c", obtém-se $\chi_z = 0,543$.

- **Cálculo da Resistência de Cálculo à Encurvadura ($N_{b,Rd}$):**

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,543 \cdot 91,04 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot 355000 \text{ kN/m}^2}{1,0} = 1755,0 \text{ kN}$$

- **Verificação:** $601,9 \text{ kN} \leq 1755,1 \text{ kN}$ — **CONFORME**.

3.15 Verificação à Flexão Composta e Compressão Axial — [Cl. 6.3.3]

Garante-se a estabilidade do elemento sob a atuação simultânea de carga axial e momentos fletores, utilizando as equações de interação simplificadas do Método 2 (Anexo B):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

- **Momento Resistente Plástico ($M_{pl,Rd}$):** Para o perfil HEB 220

$$(W_{pl,y} = 827 \text{ cm}^3), M_{pl,Rd} = 293,6 \text{ kNm}.$$

- **Fator de Interação (k_{yy}):** Calculado em 0,95 para a verificação da estabilidade lateral.
- **Cálculo da Interação (Pilar Central):** $\frac{601,9}{1755,0} + 0,95 \cdot \frac{93,2}{293,6} = 0,343 + 0,302 = 0,645$
- **Verificação:** $0,645 \leq 1,0$ — **CONFORME** (Taxa de utilização: 65%).

3.16 Verificação de Estabilidade Global (Efeitos de 2ª Ordem) — [Cl. 5.2.1]

A sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem (P-Delta) foi avaliada pelo fator de carga crítica (α_{cr}), validado através dos deslocamentos horizontais no software Ftool:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

- **Dados do Modelo:** $H_{Ed} = 52,74 \text{ kN}$ | $V_{Ed} = 1163,4 \text{ kN}$ | $h = 9,0 \text{ m}$ | $\delta_{H,Ed} = 0,0038 \text{ m}$.
- **Cálculo:** $\alpha_{cr} = 107,2$.
- **Conclusão:** Uma vez que $\alpha_{cr} > 10$, a estrutura é classificada como rígida (não sensível a deslocamentos laterais), confirmando que a análise de 1ª ordem efetuada é suficiente para garantir a segurança global.

Capítulo 4: Análise Semirrígida e Validação Numérica

4.1 Metodologia de Cálculo da Resistência ao Momento da ligação ($M_{j,Rd}$) — [NP EN 1993-1-8]

A determinação da capacidade resistente das ligações viga-pilar segue o Método das Componentes, conforme estabelecido na Cláusula 6.2.7 da norma. Este método decompõe a junta num conjunto de elementos básicos independentes, permitindo avaliar a resistência plástica e a rigidez rotacional de forma analítica.

4.2 Princípio da Resistência — [Cl. 6.2.7.1]

O momento resistente de cálculo de uma junta ($M_{j,Rd}$) é obtido através do somatório das resistências efetivas de cada componente tracionada, multiplicadas pelo respetivo braço de alavanca (h_r) em relação ao centro de compressão:

$$M_{j,Rd} = \sum h_r \cdot F_{tr,Rd}$$

Onde:

- $M_{j,Rd}$: é o momento resistente de cálculo da junta;
- $F_{tr,Rd}$: é a resistência efetiva de cálculo à tração da fila de parafusos r ;
- h_r : é a distância da fila de parafusos r ao centro de compressão;

- r : é o número de ordem da fila de parafusos.

Esta abordagem garante que a transferência de esforços entre a viga e o pilar é feita de forma equilibrada, respeitando os limites plásticos de cada parte constituinte da ligação.

Identificação do Centro de Compressão — [Cl. 6.2.7.2 (2)]

Para as ligações em análise (soldadas), o centro de compressão é assumido como estando alinhado com o centro da espessura do banzo comprimido da viga. Este ponto serve de referência para a definição dos braços de binário das componentes tracionadas e para o cálculo da rigidez rotacional.

Componentes Básicas de Resistência — [Cl. 6.2.6]

De acordo com a configuração das uniões do pórtico, as componentes fundamentais verificadas nas folhas de cálculo do Capítulo 9 são:

-
- **Painel de alma da coluna ao corte** [Cl. 6.2.6.1]: Verifica a capacidade da alma do pilar em resistir ao binário de forças introduzido pela viga.
- **Alma da coluna em compressão transversal** [Cl. 6.2.6.2]: Avalia a resistência ao esmagamento local provocado pelo banzo comprimido.
- **Alma da coluna em tração transversal** [Cl. 6.2.6.3]: Verifica a resistência ao arrancamento na zona do banzo tracionado.
- **Banzo da coluna em flexão** [Cl. 6.2.6.4]: Relevante para garantir que a face do pilar não deforma excessivamente antes de atingir a carga de rotura.
- **Banzo e alma da viga em compressão** [Cl. 6.2.6.7]: Avalia a capacidade de resistência da zona comprimida da viga (banzo e parte adjacente da alma) ao esforço de compressão resultante do binário de momentos, sendo determinante para a estabilidade do centro de compressão da ligação.

A resistência final da ligação é ditada pela "componente limitadora" (a mais fraca do conjunto). O processo de assemblagem garante que a soma das forças de tração não excede a capacidade das zonas de compressão ou de corte da alma da coluna, conforme ilustrado na Figura 9.

No cálculo do painel de alma da coluna ao corte, utilizou-se o parâmetro de transformação $\beta = 1,0$. Este coeficiente é vital para contabilizar a interação dos momentos fletores que convergem no nó. Em situações de cargas assimétricas (como a ação do vento), o β garante que a resistência ao corte do painel de alma não seja sobrestimada, assegurando que o nó suporta o binário de forças introduzido pelos banzos das vigas.

4.3 Assemblagem Final da Resistência — [Cl. 6.2.7.2 (7)]

A resistência final da ligação é ditada pela "componente limitadora" (a mais fraca do conjunto). O processo de assemblagem garante que a soma das forças de tração não excede a capacidade das zonas de compressão ou de corte da alma da coluna.

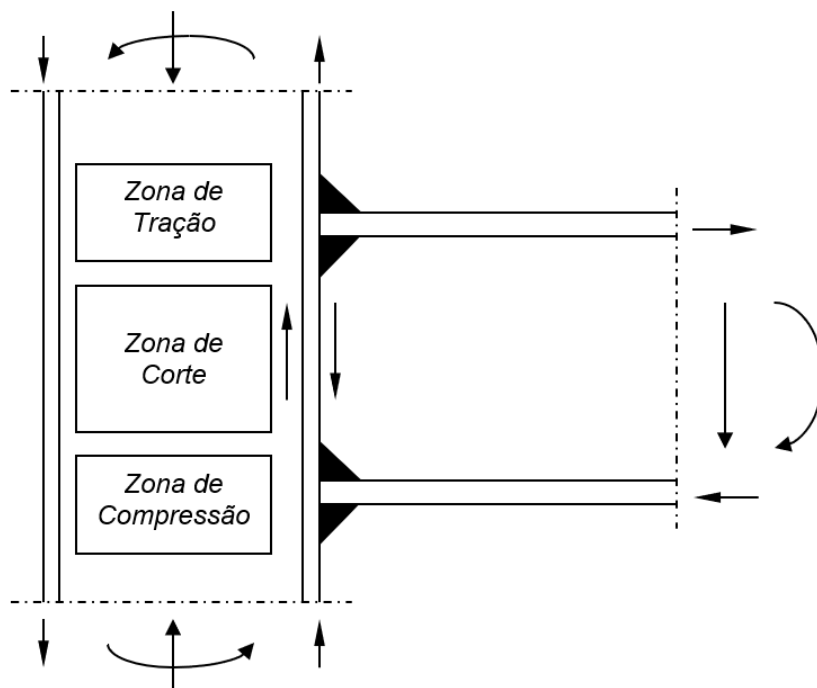


Figura 9 - Zonas críticas num nó de ligação viga-pilar soldada

4.4 Dimensionamento de Ligações — [NP EN 1993-1-8]

O dimensionamento das ligações viga-pilar é uma etapa fundamental, uma vez que a rigidez rotacional destas uniões dita a distribuição real dos momentos fletores no pórtico. Nesta fase, detalham-se as ligações soldadas para os perfis adotados e apresenta-se a metodologia de simulação numérica para a análise da semirigidez.

4.5 Caracterização das Ligações Soldadas

A escolha da ligação soldada como objeto de estudo justifica-se pela sua elevada rigidez intrínseca e continuidade estética. Do ponto de vista técnico, permite uma transferência de esforços mais direta entre os banzos da viga e a alma do pilar, simplificando a análise da redistribuição de momentos sem a interferência da flexibilidade de parafusos ou chapas de extremidade.

Através da aplicação do Método das Componentes, foram determinadas as capacidades resistentes e as rigidezes iniciais das uniões de continuidade para a configuração inicial do pórtico. Os parâmetros detalhados da ligação soldada para

os perfis IPE 270 e IPE 330 podem ser consultados nas Figuras 13 e 14, respetivamente, em anexo.

Os valores fundamentais extraídos para a modelação são:

- **Ligação de Topo (IPE 270):** $M_{j,Rd} = 133,8 \text{ kNm}$ | $S_{j,ini} = 30538,4 \text{ kNm/rad}$
- **Ligação Intermédia (IPE 330):** $M_{j,Rd} = 164,0 \text{ kNm}$ | $S_{j,ini} = 41116,4 \text{ kNm/rad}$



Figura 10 - Exemplo de ligação soldada

4.6 Metodologia de Cabrero e Bayo (Barra Equivalente)

Para a simulação da flexibilidade das ligações no software Ftool, utiliza-se o método da barra equivalente. Este procedimento substitui a mola rotacional teórica por um elemento de viga curto ($L_{eq} = 0,10 \text{ m}$), com propriedades elásticas calibradas para reproduzir a deformabilidade da união, conforme ilustrado na Figura 11. De acordo com as Cláusulas 5.1.2 e 6.3.1, a rigidez inicial pode ser reduzida.

4.7 Demonstração dos Cálculos da Geometria Equivalente

A inércia equivalente (I_{eq}) e a respetiva altura da secção quadrada (h_{eq}) para introdução no software são determinadas pelas seguintes expressões:

- **Inércia Equivalente:** $I_{eq} = \frac{S_j \cdot L_{eq}}{E}$
- **Altura da Secção Quadrada:** $h_{eq} = \sqrt[4]{12 \cdot I_{eq}}$

A) Cálculo para a Cobertura (IPE 270):

- $S_j = 30538,4/2 = 15269,2 \text{ kNm/rad}$
- $I_{eq} = \frac{15269,2 \cdot 0,10}{210 \times 10^6} = 7,271 \times 10^{-6} \text{ m}^4$
- $h_{eq} = \sqrt[4]{12 \cdot 7,271 \times 10^{-6}} = 0,0966 \text{ m} \rightarrow \mathbf{97 \text{ mm}}$

B) Cálculo para o 2º Piso (IPE 330):

- $S_j = 41116,4/2 = 20558,2 \text{ kNm/rad}$
- $I_{eq} = \frac{20558,2 \cdot 0,10}{210 \times 10^6} = 9,789 \times 10^{-6} \text{ m}^4$
- $h_{eq} = \sqrt[4]{12 \cdot 9,789 \times 10^{-6}} = 0,1041 \text{ m} \rightarrow \mathbf{104 \text{ mm}}$

4.8 Simplificação do Modelo Inicial

Para estabelecer um ponto de partida uniforme e facilitar a introdução de dados no software Ftool, adotou-se uma secção quadrada inicial de $100 \times 100 \text{ mm}$ para todas as barras equivalentes. Esta aproximação serve como base para o processo de verificação da rigidez que será detalhado no Capítulo 10.

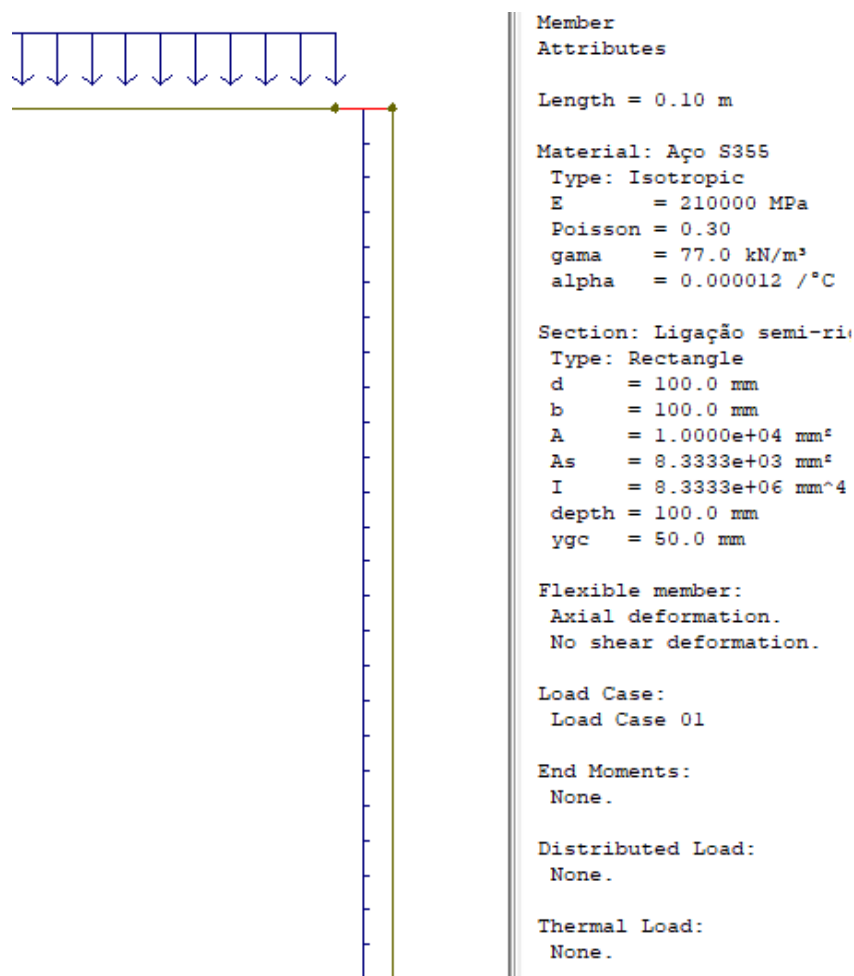


Figura 11 - Pormenor da ligação semirrígida

4.9 Tipologias e Ligações Segundo o Eurocódigo 3

Embora o presente trabalho foque a modelação iterativa nas ligações soldadas, a NP EN 1993-1-8 prevê diversas tipologias de união, sendo que também as ligações com Chapa de Extremidade (End-plate) Rasas ou estendidas, tipicamente aparafusadas, poderiam ser submetidas ao mesmo sistema de análise.

4.10 Estudo Iterativo da Rigidez e Resistência das Ligações (Configuração IPE 330 / IPE 270)

Este capítulo detalha o processo de análise não-linear da estrutura para os perfis adotados no modelo rígido inicial. O objetivo é validar o comportamento das ligações soldadas simples e verificar se a redistribuição semirrígida de esforços permite garantir a segurança dos nós sem a necessidade de reforços estruturais adicionais nesta fase.

Realizaram-se quatro iterações no software Ftool para validar o comportamento das ligações soldadas simples. A convergência foi atingida quando o momento atuante estabilizou abaixo da capacidade resistente, validando a segurança do modelo para esta configuração de perfis, conforme demonstra o diagrama de momentos fletores final da Figura 11.

4.11 Fundamentação dos Cálculos — [NP EN 1993-1-8]

O processo baseia-se na interação entre a rigidez das ligações e os esforços solicitantes, seguindo dois modelos normativos alternativos:

1. **Rigidez Linear Inicial** (Ponto 5.1.2): Determinação da rigidez inicial ($S_{j,ini}$) e da rigidez de cálculo ($S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta}$, com $\eta = 2$) para definir a geometria da barra equivalente inicial (h_{eq}) no software Ftool, utilizando a metodologia de Cabrero e Bayo.
2. **Rigidez Não-Linear Secante** (Ponto 6.3.1): Aplicação do coeficiente de redução μ sempre que o momento atuante ($M_{j,Ed}$) ultrapassa 2/3 da resistência da ligação ($M_{j,Rd}$). Este coeficiente ajusta a rigidez do modelo em cada iteração:

$$\mu = \left(\frac{1,5 \cdot M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\Psi$$

Este procedimento reduz a rigidez rotacional da ligação no modelo numérico, forçando a redistribuição de momentos do apoio para o vão até que o sistema atinja o equilíbrio.

4.12 Caracterização da Ligação Soldada Simples

Iniciou-se o estudo assumindo ligações soldadas sem reforços para os perfis IPE 330 e IPE 270. Através do Método das Componentes, as capacidades resistentes e rigidezes iniciais foram:

- **Ligação de Topo (IPE 270 - HEB 220):** $M_{j,Rd} = 133,8 \text{ kNm}$ | $S_{j,ini} = 30538,4 \text{ kNm/rad}$.
- **Ligação Intermédia (IPE 330 - HEB 220):** $M_{j,Rd} = 164,0 \text{ kNm}$ | $S_{j,ini} = 41116,4 \text{ kNm/rad}$.

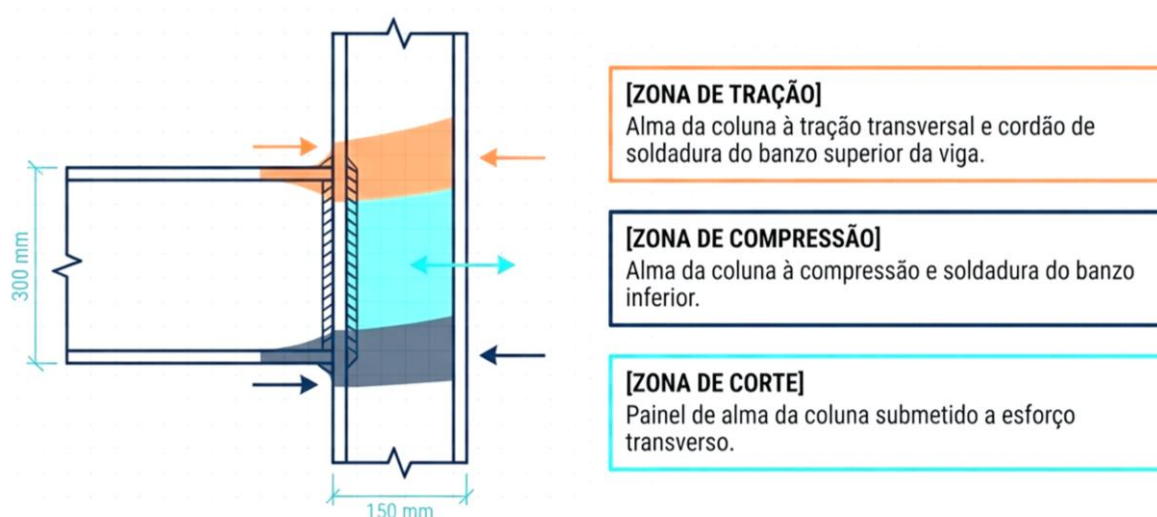


Figura 12 - Método das Componentes

4.13 Resultados do Processo Iterativo e Convergência

Realizaram-se duas iterações no software Ftool, partindo do valor base de $h_{eq} = 100$ mm para todas as ligações. Os quadros seguintes resumem a evolução dos momentos e o ajuste da geometria equivalente:

Resistência de Cálculo ($M_{j,Rd}$): 164,0 kNm | Limite Secante (2/3): 109,3 kNm

Tabela 4 - Iterações do Piso Intermédio (IPE 330 — Ligação Simples)

Iteração	h_{eq} no (mm)	Ftool	$M_{j,Ed}$ obtido (kNm)	Relação (%)	Novo h_{eq} (mm)
Inicial	100		222.6	136	104
1ª	104		164.9	101	94
2ª	94		149.4	91	100

Resistência de Cálculo ($M_{j,Rd}$): 133,8 kNm | Limite Secante (2/3): 89,2 kNm

Tabela 5 - Iterações do Piso de Topo (IPE 270 — Ligação Simples)

Iteração	h_{eq} no (mm)	Ftool	$M_{j,Ed}$ obtido (kNm)	Relação (%)	Novo h_{eq} (mm)
Inicial	100		148.3	111	97
1ª	97		121.6	91	93
2ª	93		113.3	85	98

Nota: A convergência foi atingida na 2ª iteração, uma vez que o momento atuante estabilizou abaixo da capacidade resistente, validando a segurança do modelo sem a necessidade de reforços para esta configuração de perfis.

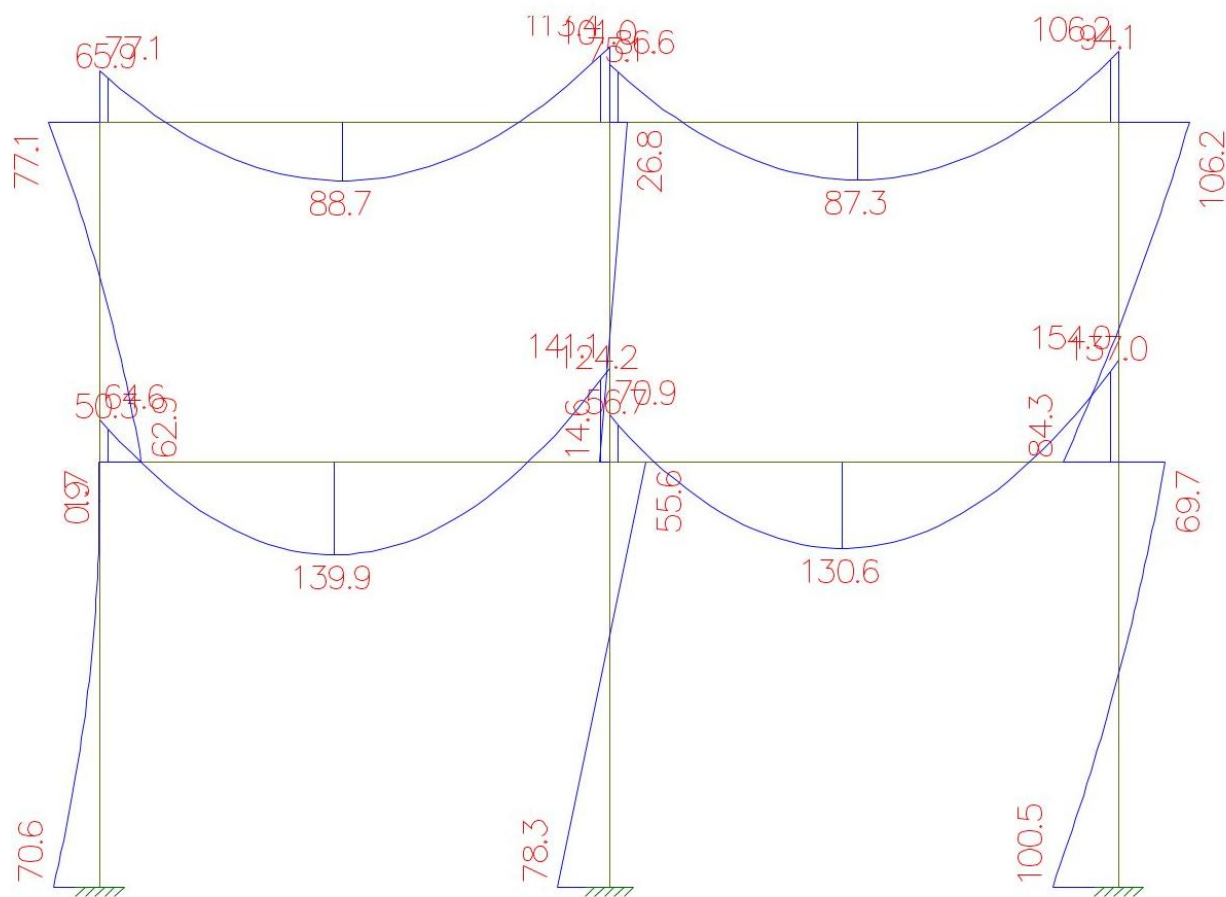


Figura 13 - Diagrama de momentos fletores final com ligações semirrígidas (Modelo IPE 330/270)

4.14 Verificação Final de Segurança

A conclusão deste processo permitiu as seguintes verificações técnicas:

1. **Segurança dos Nós ($M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$):** No cenário mais solicitado (Iteração 4), o momento atuante de 141,1 kNm é inferior à resistência de 164,0 kNm, garantindo a integridade da ligação soldada simples.
2. **Validação da Rigidez:** O equilíbrio atingido entre os esforços e a rigidez secante prova que a estrutura possui ductilidade suficiente para redistribuir os picos de momento dos apoios para o vão.
3. **Potencial de Otimização:** Uma vez que as ligações apresentam uma reserva de resistência (aprox. 14%), o projeto apresenta fundamentação para a fase seguinte: a redução dos perfis IPE para maximizar a economia de material, conforme detalhado no Capítulo 4.

4.15 Otimização Semirrígida: Redução de Perfis e Limite de Segurança

Após a validação da segurança para a configuração inicial, procedeu-se à fase de otimização máxima da estrutura. O objetivo desta etapa é demonstrar que, através da análise não-linear das ligações, é possível reduzir as secções das vigas IPE, alcançando um equilíbrio entre a economia de material e a resistência dos nós.

4.16 Estratégia de Redução de Secções

A otimização consistiu em descer um escalão na série de perfis IPE para ambos os níveis do pórtico:

- **Piso Intermédio (2º Piso):** Substituição do IPE 330 pelo IPE 300.
- **Piso de Topo (Cobertura):** Substituição do IPE 270 pelo IPE 240.

Esta análise foca-se no cumprimento do Estado Limite Último (ELU) de resistência, explorando a ductilidade das ligações soldadas simples para "aliviar" os momentos nos apoios e transferi-los para o vão.

4.17 Novos Parâmetros das Ligações — [NP EN 1993-1-8]

A redução dos perfis altera o braço de binário (z), impactando a resistência e a rigidez. Com base no Método das Componentes, obtiveram-se os seguintes valores para as ligações soldadas simples (ver Figura 18, em anexo):

- **Ligação IPE 300 — HEB 220:**
 - Momento Resistente ($M_{j,Rd}$): 149,0 kNm.
 - Rigidez Inicial ($S_{j,ini}$): 35765,2 kNm/rad
- **Ligação IPE 240 — HEB 220:**
 - Momento Resistente ($M_{j,Rd}$): 118,6 kNm.
 - Rigidez Inicial ($S_{j,ini}$): 25484,8 kNm/rad

4.18 Processo Iterativo e Convergência Final

Realizaram-se as iterações finais no software Ftool para validar a segurança destes perfis mais leves, ajustando a rigidez secante sempre que o momento atuante ultrapassou $\frac{2}{3}$ da resistência da ligação. Este processo de convergência e os respetivos cálculos de ajuste estão ilustrados nas Figuras 19 e 20, em anexo.

$h_{eq} = 100$ mm, para validar a segurança destes perfis mais leves

Resistência de Cálculo ($M_{j,Rd}$): 149,0 kNm | Limite Secante (2/3): 99,3 kNm

Tabela 6 - Iterações Finais: Piso Intermédio (IPE 300)

Iteração	h_{eq} no Ftool (mm)	$M_{j,Ed}$ obtido (kNm)	Relação (%)	h_{eq} Novo (mm)
<i>Inicial</i>	100	217,5	146	101
1ª	101	169,7	114	91
2ª	91	140,2	94	95

Resistência de Cálculo ($M_{j,Rd}$): 118,6 kNm | Limite Secante (2/3): 79,1 kNm

Tabela 7 - Iterações Finais: Piso de Topo (IPE 240)

Iteração	h_{eq} no Ftool (mm)	$M_{j,Ed}$ obtido (kNm)	Relação (%)	Novo h_{eq} (mm)
<i>Inicial</i>	100	145.1	122	92
1ª	92	124,3	105	83
2ª	83	101,9	86	93

4.19 Verificação Analítica e Numérica da Deformação (ELS) – [NP EN 1993-1-1, Cap. 7]

A verificação dos Estados Limites de Serviço (ELS) garante que as deformações da estrutura sob condições normais de utilização não comprometem a estética, o conforto dos utilizadores ou a integridade de elementos não estruturais.

De acordo com a Cláusula 7.2.1 da NP EN 1993-1-1, os limites de flecha vertical devem ser definidos em sede de projeto, tendo-se adotado o critério usual de $L/250$ para pisos e $L/200$ para coberturas.

Para validar a ordem de grandeza dos resultados, utilizou-se a formulação teórica para uma viga bi-encastada (rigidez total nos nós) sob carga uniformemente distribuída:

$$\delta_{max,rigid} = \frac{1}{384} \cdot \frac{q_s \cdot L^4}{E \cdot I_y}$$

Parâmetros:

- **Módulo de Elasticidade (E):** 210.000 MPa (21.000 kN/cm²) — [Cl. 3.2.6]
- **Vão (L):** 600 cm
- **Carga de Serviço (q_s):** Combinação de ações de serviço (EES)

Cálculo para a Viga do 2º Piso (IPE 300):

- $I_y = 8.356 \text{ cm}^4$
- $q_s = 29,25 \text{ kN/m} = 0,2925 \text{ kN/cm}$ $\delta_{max} = \frac{1}{384} \cdot \frac{0,2925 \cdot 600^4}{21.000 \cdot 8.356} = 5,63 \text{ mm}$

Cálculo para a Viga da Cobertura (IPE 240):

- $I_y = 3.892 \text{ cm}^4$
- $q_s = 20,25 \text{ kN/m} = 0,2025 \text{ kN/cm}$ $\delta_{max} = \frac{1}{384} \cdot \frac{0,2025 \cdot 600^4}{21.000 \cdot 3.892} = 8,36 \text{ mm}$

4.20 Comparação com o Modelo Semirrígido (Ftool)

A análise numérica, ao considerar a rotação real das ligações (análise não linear), revela valores de deformação significativamente superiores aos do modelo teórico rígido, evidenciando a perda de rigidez global em favor da economia de material. O diagrama da configuração deformada da estrutura, extraído do software Ftool e que serviu de base à obtenção destes resultados, encontra-se ilustrado na Figura 21, em anexo.

Tabela 8 - Comparativo de flechas

<i>Elemento</i>	<i>Perfil</i>	<i>Flecha Teórica</i>	<i>Flecha Real (Ftool)</i>	<i>Limite Admissível</i>
Viga de Piso	IPE 300	5,63 mm	21,11 mm	24,0 mm(L/250)
Viga de Cobertura	IPE 240	8,36 mm	27,53 mm	30,0 mm(L/200)

4.21 Conclusão da Análise ELS

A comparação demonstra que a semirrigidez das ligações aumenta a flecha em aproximadamente 3,5 a 4 vezes em relação ao modelo perfeitamente encastrado. Este comportamento é tecnicamente justificado pela redistribuição de momentos fletores.

Embora os valores se aproximem dos limites normativos, a solução otimizada é validada:

- No 2º Piso, a flecha de 21,11 mm cumpre o limite de 24 mm (Utilização: 88%).

- Na Cobertura, o valor de 27,53 mm cumpre o limite de 30 mm (Utilização: 92%), adequado para estruturas de cobertura sem elementos frágeis.

Esta verificação prova que a utilização da fórmula $\frac{1}{384}$ isoladamente seria insuficiente e perigosa para este projeto, servindo apenas como um indicador de base que confirma a necessidade da análise detalhada efetuada no Ftool.

4.22 Verificação da Resistência dos Cordões de Soldadura (Solução Final)

Após a conclusão do processo iterativo e a definição dos perfis finais otimizados (IPE 300 e IPE 240), procedeu-se à verificação dos órgãos de ligação (cordões de soldadura) para garantir que a transmissão de esforços entre os elementos é efetuada com total segurança. A verificação segue o Método Simplificado da NP EN 1993-1-8, Cláusula 4.5.3.3.

Com base nos dados atualizados das folhas de cálculo para as ligações otimizadas (IPE 300 e IPE 240), procedeu-se à verificação dos cordões de soldadura de ângulo utilizando uma espessura de garganta de 10 mm ($a = 0,01$ m), conforme indicado nos parâmetros de entrada.

4.23 Resistência de Cálculo da Soldadura ($f_{vw,d}$)

Para o aço S355 ($f_u = 490$ MPa), a resistência ao corte da soldadura é determinada pelo Método Simplificado (Cl. 4.5.3.3):

- $\beta_w = 0,9$ (Fator de correlação para S355)
- $\gamma_{M2} = 1,25$ $f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{490/\sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} \approx 251,47$ N/mm²

1. Verificação para a Viga do 2º Piso (IPE 300)

- **Braço de Alavanca (z):** 0,2893 m
- **Esforço solicitante no banzo ($F_{f,Ed}$):** $M_{Ed}/z = 140,2/0,2893 = 484,6$ kN
- **Largura do Banzo (b_{fb}):** 150 mm
- **Resistência do Cordão ($F_{w,Rd}$):** Considerando a soldadura nos banzos (dois cordões, interior e exterior): $F_{w,Rd} = 2 \cdot (f_{vw,d} \cdot a \cdot b_{fb}) = 2 \cdot (251,47 \cdot 10 \cdot 150) \cdot 10^{-3} = 754,4$ kN
- **Verificação:** $484,6 \text{ kN} \leq 754,4 \text{ kN}$ — **CONFORME** (Taxa de utilização: 64%).

2. Verificação para a Viga da Cobertura (IPE 240)

- **Braço de Alavanca (z):** 0,2302 m
- **Esforço solicitante no banzo ($F_{f,Ed}$):** $M_{Ed}/z = 101,9/0,2302 = 442,7$ kN
- **Largura do Banzo (b_{fb}):** 120 mm
- **Resistência do Cordão ($F_{w,Rd}$):** $F_{w,Rd} = 2 \cdot (f_{vw,d} \cdot a \cdot b_{fb}) = 2 \cdot (251,47 \cdot 10 \cdot 120) \cdot 10^{-3} = 603,5$ kN
- **Verificação:** $442,7 \text{ kN} \leq 603,5 \text{ kN}$ — **CONFORME** (Taxa de utilização: 73%).

3. Verificação ao Esforço Transverso (Soldadura da Alma)

As soldaduras da alma devem garantir a transmissão do esforço transverso de cálculo (V_{Ed}).

- **IPE 300 ($V_{Ed} = 87,7$ kN):** Com $a = 10$ mm e comprimento de alma ≈ 248 mm (dois lados):

$$V_{w,Rd} = 2 \cdot (251,47 \cdot 10 \cdot 248) \cdot 10^{-3} = 1247,3 \text{ kN}$$

- **Verificação:** $87,7 \text{ kN} \ll 1247,3 \text{ kN}$ — **CONFORME**.

Conclusão: A adoção de uma garganta de soldadura de 10 mm confere uma margem de segurança confortável para ambas as ligações, superando largamente as solicitações de cálculo.

4.24 Perspetiva de Reforço Local e Limite de Otimização

A análise dos resultados da 4ª iteração revela que a estrutura atingiu o seu limite crítico de otimização sem reforços:

- No Piso Intermédio (IPE 300), o momento atuante de 140,2 kNm consome 94% da capacidade da ligação (149,0 kNm).
- Esta proximidade extrema entre o esforço e a resistência indica que o perfil IPE 300 é o menor escalão possível para uma ligação soldada simples.

Caso se pretendesse prosseguir com a redução das vigas para o escalão seguinte (ex: IPE 270), o braço de binário (z) diminuiria drasticamente, tornando a ligação soldada simples insuficiente. Nessas circunstâncias, seria obrigatória a introdução de uma chapa de alma adicional no pilar para elevar o $M_{j,Rd}$ e garantir a segurança dos nós. A solução atual (IPE 300/240) representa, portanto, o equilíbrio ideal entre a simplicidade construtiva e a economia de material.

4.25 Conclusão da Otimização (IPE 300/240)

A transição para o modelo semirrígido otimizado permitiu uma redução significativa de peso, confirmando que a ductilidade das ligações é uma ferramenta poderosa para o dimensionamento eficiente. A solução final, que leva os elementos ao seu limite de capacidade com total segurança normativa, apresenta o diagrama de momentos fletores ilustrado na Figura 12.

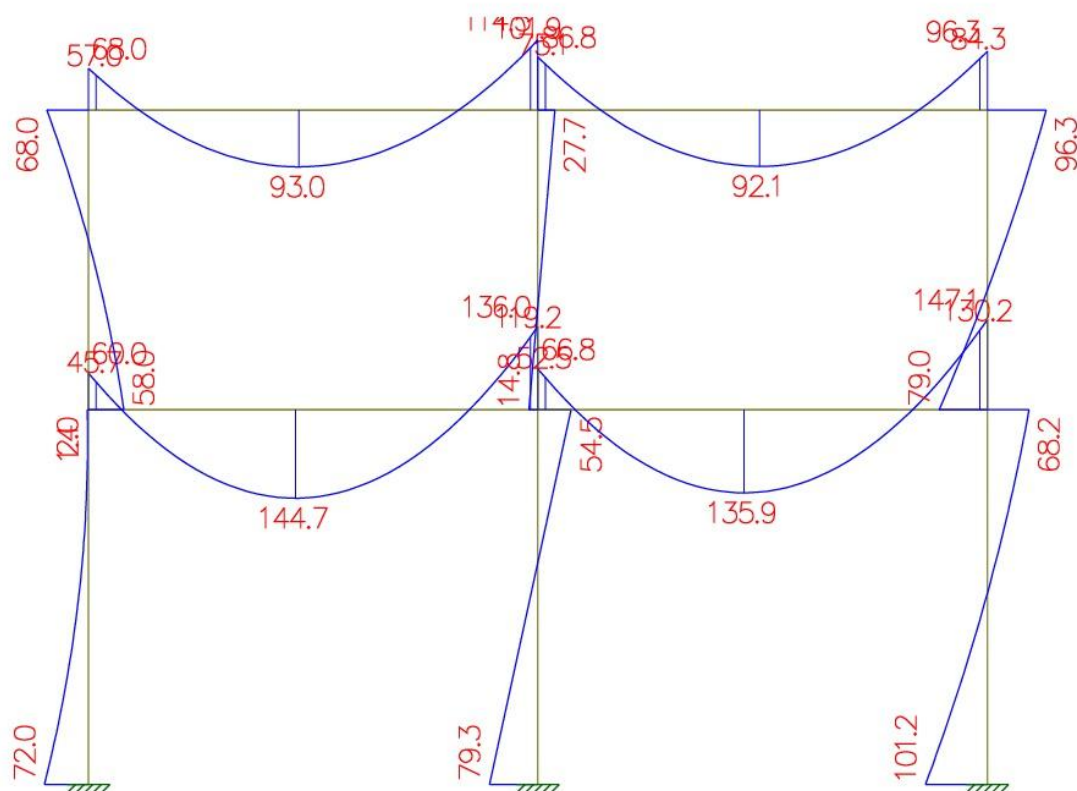


Figura 14 - Diagrama de momentos fletores da solução máxima otimizada

4.26 Validação Numérica e Comparação com o Robot

Para validar a solução otimizada (IPE 300), foi gerado um relatório técnico no software Robot Structural Analysis Professional 2026 (ver Anexos). A análise do Robot confirmou a precisão da metodologia adotada:

- Esforços: Para um momento solicitante $M_{b1,Ed} = 140,20$ kNm, o software calculou uma resistência de projeto $M_{cb,Rd} = 223,08$ kNm.
- Rácio de Utilização: O componente crítico identificado foi o Pannel de Alma da Coluna ao Corte (Column Web Panel - Shear), apresentando um rácio de 0,94.
- Rigidez: O Robot calculou uma rigidez inicial $S_{j,ini} = 32354,99$ kNm/rad, classificando a união como rígida para esta configuração, o que valida a estabilidade do pórtico. Esta coincidência exata entre o rácio do Robot (0,94) e a taxa de utilização calculada manualmente (94%) demonstra a robustez da otimização.

Capítulo 5: Conclusões e Referências

5.1 Justificação da Dispensa da Análise aos Efeitos de Torção e Encurvadura Lateral

Neste trabalho de projeto, a análise detalhada dos efeitos torsores e da encurvadura lateral-torsional (LTB) nos perfis IPE foi dispensada. Esta decisão fundamenta-se no facto de tais verificações de instabilidade e torção se encontrarem fora do âmbito e dos objetivos específicos definidos para este estudo.

Uma vez que o foco central da investigação é a demonstração da análise não-linear em ligações semirrígidas e a respetiva capacidade de redistribuição de esforços para a otimização de perfis, considerou-se que o aprofundamento em fenómenos de instabilidade lateral desviaria a atenção do tema principal proposto. Adicionalmente, para efeitos de simplificação do modelo de cálculo, assume-se que:

- A ligação contínua entre a laje de betão e o banzo superior das vigas metálicas proporciona um travamento lateral eficaz, mitigando o risco de encurvadura lateral-torsional.
- A simetria das secções adotadas e a natureza das cargas aplicadas minimizam a ocorrência de momentos torsores significativos, validando a análise efetuada como um modelo plano (2D) focado na resistência e rigidez dos nós.

5.2 Conclusões

O desenvolvimento deste trabalho permitiu uma compreensão profunda de como a consideração da semirigidez das ligações influencia o comportamento global de um pórtico metálico. A principal conclusão que se retira é que os modelos de análise puramente rígidos, embora mais simples de calcular, resultam frequentemente em soluções sobredimensionadas e menos económicas.

A transição do modelo rígido inicial para o modelo semirrígido foi o ponto fulcral da otimização. Ao aplicar o método das componentes da NP EN 1993-1-8, ficou demonstrado que a flexibilidade rotacional das ligações soldadas permite uma redistribuição de momentos muito mais eficiente. Como refere Simões (2007), a capacidade de uma estrutura em aço de redistribuir esforços depende diretamente do detalhe construtivo dos seus nós. No caso deste projeto, essa redistribuição permitiu "aliviar" os picos de momento nos apoios, transferindo-os para o vão e viabilizando a descida dos perfis de IPE 330 para IPE 300 (no piso intermédio) e de IPE 270 para IPE 240 (na cobertura).

O processo iterativo realizado no software Ftool, com o suporte das folhas de cálculo baseadas na metodologia de Cabrero e Bayo (2005), revelou o limite crítico da otimização. Verificou-se que o perfil IPE 300, na sua configuração final, atingiu uma taxa de utilização de 94% na ligação. Este valor é um indicador claro de que se atingiu o ponto de equilíbrio ótimo: qualquer redução adicional de perfil exigiria, obrigatoriamente, o reforço das almas dos pilares para garantir a segurança.

Em suma, ficou provado que a análise não-linear e o estudo detalhado da rigidez secante das ligações são ferramentas indispensáveis para uma engenharia moderna, que procure conciliar a segurança estrutural exigida pelos Eurocódigos com a necessária economia de recursos e materiais.

5.3 Sugestões para Trabalhos Futuros

Tendo em conta os resultados obtidos e o facto de se ter atingido o limite crítico de otimização para as ligações soldadas simples (com taxas de utilização na ordem dos 94%), deixam-se as seguintes sugestões para continuidade deste estudo:

- **Análise de Reforços Locais:** Seria interessante avaliar o impacto da introdução de reforços no nó, como chapas de alma suplementares de continuidade no pilar. O objetivo seria perceber se o custo de fabrico destes reforços é compensado pela possibilidade de reduzir ainda mais a secção das vigas IPE.
- **Comparação com Ligações Aparafusadas:** Uma linha de investigação relevante passaria por aplicar esta mesma metodologia de análise não linear a ligações com chapa de extremidade (*end-plate*) e parafusos. Isto permitiria comparar a rigidez secante e a capacidade de redistribuição de esforços entre soluções soldadas e aparafusadas.
- **Modelação por Elementos Finitos (FEM):** Para validar os resultados obtidos através do Método das Componentes, sugere-se a modelação tridimensional dos nós em software de elementos finitos. Esta abordagem permitiria observar com maior detalhe as concentrações de tensões e possíveis fenómenos de instabilidade local nas zonas críticas da ligação.
- **Comportamento sob Ações Dinâmicas:** Investigar como estas ligações semirrígidas se comportam perante cargas cíclicas, avaliando a degradação da rigidez e a integridade dos cordões de soldadura em situações de sismo.

Referências Bibliográficas

Cabrero, J. M., & Bayo, E. (2005). The semi-rigid behavior of combined beam-to-column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 61(9), 1261–1281.

Instituto Português da Qualidade. (2009). NP EN 1990: Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas. IPQ.

Instituto Português da Qualidade. (2010). NP EN 1993-1-8: Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações. IPQ.

Magalhães, L. B. (2017). Dimensionamento de Ligações em Estruturas Metálicas de acordo com o Eurocódigo 3. IPCB-EST.

Martha, L. F. (2025). *Ftool: Two-dimensional Frame Analysis Tool* (Versão 4.00) [Software]. PUC-Rio.

Simões, R. A. D. (2007). *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas* (3.^a ed.). CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.

Anexos

LIGAÇÃO SOLDADA

		Fe 490	fy = 355000	KPa
		fy/fu = 0,72		
		$\beta = 1,0$		
		$\gamma_{M0} = 1,0$		
		$\gamma_{M1} = 1,0$		
		ab = 0,01		m
Viga	Coluna			
IPE 270	HEB 220			
hb = 0,27	Ac = 0,009104	m2		
m	hc = 0,22	m		
tfb = 0,0102	bc = 0,22	m		
m	dc = 0,152	m		
bfb = 0,135	twc = 0,0095	m		
m	rb = 0,015	m		
twb = 0,0066	tfc = 0,016	m		
m	rc = 0,018	m		
db = 0,2196				
m				
Wel = 0,000429				
m3				
Wpl = 0,000484				
m3				
Classe: 1				

1 - Painel de Alma de Coluna solicitado ao Corte

$A_{vc} = A_c - 2 \cdot b_c \cdot t_{fc} + (t_{wc} + 2 \cdot r_c) \cdot t_{fc} = 0,002792$		m2
$z = h_b - t_{fb} = 0,2598$		m
$K1 = 0,38 \cdot A_{vc} / \beta \cdot z = 4,084$	mm	
$= 857589$	KN/m	
$V_{wp,Rd} = 0,9 \cdot f_y \cdot w_c \cdot A_{vc} / 3^{0,5} \cdot \gamma_{M0} = 515,0$	KN	

2 - Alma de Coluna em Compressão Transversal

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2.2^{0,5}ab + 5.(t_{fc} + rc) = 0,2085 \quad m$$

$K2 = 0,7.b_{eff,c,wc}.t_{wc} / d_c = 9,121$	mm
$= 1915449$	KN/m

$$\omega = 1 / (1 + 1,3.(b_{eff,c,wc}.t_{wc} / A_{vc})^2)^{0,5} = 0,7775$$

$$\sigma_{com,Ed} \leq 0,7.f_{y,wc} \Rightarrow k_{wc} = 1,0$$

$F_{c,wc,Rd} = \omega.k_{wc}.b_{eff,c,wc}.t_{wc}.f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 546,7$	KN
--	----

ATENÇÃO, F <= que: $\omega.k_{wc}.p.b_{eff,c,wc}.t_{wc}.f_{y,wc} / \gamma_{M1}$

$$\lambda_p = 0,932.(b_{eff,c,wc}.d_{wc}.f_{y,wc} / E.t_{wc}^2)^{0,5} = 0,7181$$

$$\text{Se } \lambda_p \leq 0,72: \quad \rho = 1$$

$$\text{Se } \lambda_p > 0,72: \quad \rho = (\lambda_p - 0,2) / \lambda_p^2 = 1,0048$$

$$\text{Então:} \quad \rho = 1,0000$$

$F_{c,wc,Rd} \text{ menor ou igual que: } 546,7$	KN
--	----

$F_{c,wc,Rd} = 546,7$	KN
-----------------------	----

3 - Alma de Coluna em Tração Transversal

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2.2^{0,5}ab + 5.(t_{fc} + rc) = 0,2085 \quad m$$

$K3 = 0,7.b_{eff,t,wc}.t_{wc} / d_c = 9,121$	mm
$= 1915449$	KN/m

$$\omega = 1 / (1 + 1,3.(b_{eff,t,wc}.t_{wc} / A_{vc})^2)^{0,5} = 0,7775$$

$F_{t,wc,Rd} = \omega.b_{eff,t,wc}.t_{wc}.f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 546,7$	KN
---	----

4 - Banzo de Coluna em Flexão

$K4 = \text{Infinito}$

k = menor de:

$$(t_{fc} / t_{fb}).(f_{y,fc} / f_{y,fb}) = 1,5686$$

$$k \leq 1$$

$$\text{Então } k = 1$$

$$b_{eff,b,fc} = t_{wc} + 2.rc + 7.k.t_{fc} = 0,1575 \quad m$$

$$\text{Atenção: Se } b_{eff,b,fc} < (f_{y,fb} / f_{u,fb}).b_{fb} \Rightarrow \text{reforçar a ligação} \quad (f_{y,fb} / f_{u,fb}).b_{fb} = 0,098 \quad m$$

$$b_{eff,b,fc} < (f_{y,fb} / f_{u,fb}).b_{fb} ? \quad \text{Não}$$

Atenção: Se $b_{eff,b,fc} \leq b_{fb} \Rightarrow$ As soldaduras que ligam os banzos da coluna e da viga devem ser dimensionadas para transmitir a força resistente do banzo da viga, $b_{fb}.t_{fb}.f_{y,fb} / \gamma_{M0} = 488,8 \quad KN$, assumindo uma distribuição uniforme de tensões.

$$b_{eff,b,fc} \leq b_{fb} ? \quad \text{Não}$$

$F_{fc,Rd} = b_{eff,b,fc}.t_{fb}.f_{y,fb} / \gamma_{M0} = 570,3$	KN
--	----

7 - Banzo e Alma de Viga ou de Coluna em Compressão**K7 = Infinito** $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 171,8$ KNm **$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / h_b - t_{fb} = 661,4$** **KN****Assemblagem**

Compressão	<u>Forças Resistentes</u>	Tracção
	[KN]	
F1 = 515,0		
F2 = 546,7		
F4 = 570,3		F3 = 546,7
F7 = 661,4		F4 = 570,3

Compressão	<u>Coefficientes de Rigidez</u>	Tracção
	[m]	
k1 = 0,00408		
k2 = 0,00912		
k4 = Infinito		k3 = 0,00912
k7 = Infinito		k4 = Infinito

Momento Flector Resistente $F_{rd} = \text{mínimo } F_{rdi} = 515,0$ KN **$M_{j,Rd} = F_{rd} \cdot z = 133,8$** **KNm****Rigidez de Rotação** **$S_{j,ini} = E \cdot z^2 / \sum (1/k_i) = 30538,4$** **KNm****Figura 15 - Parâmetros da ligação soldada para o perfil IPE 270**

LIGAÇÃO SOLDADA

		Fe 490	$f_y = 355000$ KPa
		$f_y/f_u = 0,72$	
Viga	Coluna	$\beta = 1,0$	
IPE 330	HEB 220	$\gamma M_0 = 1,0$	
$h_b = 0,33$ m	$A_c = 0,009104$ m ²	$\gamma M_1 = 1,0$	
$t_{fb} = 0,0115$ m	$h_c = 0,22$ m	$ab = 0,01$ m	
$b_{fb} = 0,16$ m	$bc = 0,22$ m		
$t_{wb} = 0,0075$ m	$dc = 0,152$ m		
$d_b = 0,271$ m	$t_{wc} = 0,0095$ m		
$r_b = 0,018$ m	$t_{fc} = 0,016$ m		
$W_{el} = 0,000713$ m ³	$rc = 0,018$ m		
$W_{pl} = 0,000804$ m ³			
Classe: 1			

1 - Painel de Alma de Coluna solicitado ao Corte

$$A_{vc} = A_c - 2 \cdot bc \cdot t_{fc} + (t_{wc} + 2 \cdot rc) \cdot t_{fc} = 0,002792 \text{ m}^2$$

$$z = h_b - t_{fb} = 0,3185 \text{ m}$$

$K_1 = 0,38 \cdot A_{vc} / \beta \cdot z = 3,331$ mm	
$= 699534$ KN/m	

$V_{wp,Rd} = 0,9 \cdot f_y \cdot w_c \cdot A_{vc} / 3^{0,5} \cdot \gamma M_0 = 515,0$ KN	
--	--

2 - Alma de Coluna em Compressão Transversal

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \cdot 2^{0,5} \cdot ab + 5 \cdot (t_{fc} + rc) = 0,2098 \text{ m}$$

$K_2 = 0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} / dc = 9,178$ mm	
$= 1927393$ KN/m	

$$\omega = 1 / (1 + 1,3 \cdot (b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} / A_{vc})^{0,5}) = 0,7756$$

$$\sigma_{com,Ed} \leq 0,7 \cdot f_y \cdot w_c \Rightarrow k_{wc} = 1,0$$

$F_{c,wc,Rd} = \omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y \cdot w_c / \gamma M_0 = 548,7$ KN	
---	--

ATENÇÃO, F <= que: $\omega \cdot k_{wc} \cdot p \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_y \cdot w_c / \gamma M_1$

$$\lambda_p = 0,932 \cdot (b_{eff,c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_y \cdot w_c / E \cdot t_{wc}^2)^{0,5} = 0,7203$$

Se $\lambda_p \leq 0,72$: $\rho = 1$

Se $\lambda_p > 0,72$: $\rho = (\lambda_p - 0,2) / \lambda_p^2 = 1,0028$

Então: $\rho = 1,0028$

$F_{c,wc,Rd}$ menor ou igual que: 550,3 KN	
--	--

$F_{c,wc,Rd} = 548,7$ KN	
--------------------------	--

3 - Alma de Coluna em Tração Transversal

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2.2^{0,5} a_b + 5.(t_{fc} + r_c) = 0,2098 \quad m$$

$K3 = 0,7.b_{eff,t,wc}.t_{wc} / d_c = 9,178$	mm
$= 1927393$	KN/m

$$\omega = 1 / (1 + 1,3.(b_{eff,t,wc}.t_{wc} / A_{vc})^2)^{0,5} = 0,7756$$

$F_{t,wc,Rd} = \omega.b_{eff,t,wc}.t_{wc}.f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 548,7$	KN
---	----

4 - Banzo de Coluna em Flexão

$K4 = \text{Infinito}$

$k = \text{menor de:}$

$$(t_{fc} / t_{fb}).(f_{y,fc} / f_{y,fb}) = 1,3913$$

$$k \leq 1$$

$$\text{Então } k = 1$$

$$b_{eff,b,fc} = t_{wc} + 2.r_c + 7.k.t_{fc} = 0,1575 \quad m$$

$$\text{Atenção: Se } b_{eff,b,fc} < (f_{y,fb} / f_{u,fb}).b_{fb} \Rightarrow \text{reforçar a ligação} \quad (f_{y,fb} / f_{u,fb}).b_{fb} = 0,116 \quad m$$

$$b_{eff,b,fc} < (f_{y,fb} / f_{u,fb}).b_{fb} ? \quad \text{Não}$$

Atenção: Se $b_{eff,b,fc} \leq b_{fb} \Rightarrow$ As soldaduras que ligam os banzos da coluna e da viga devem ser dimensionadas para transmitir a força resistente do banzo da viga, $b_{fb}.t_{fb}.f_{y,fb} / \gamma_{M0} = 653,2 \quad KN$, assumindo uma distribuição uniforme de tensões.

$$b_{eff,b,fc} \leq b_{fb} ? \quad \text{Sim}$$

$F_{fc,Rd} = b_{eff,b,fc}.t_{fb}.f_{y,fb} / \gamma_{M0} = 643,0$	KN
--	----

7 - Banzo e Alma de Viga ou de Coluna em Compressão

$K7 = \text{Infinito}$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl}.f_y / \gamma_{M0} = 285,4 \quad KNm$$

$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / h_b - t_{fb} = 896,1$	KN
---	----

Assemblagem		
Compressão	<u>Forças Resistentes</u> [KN]	Tracção
F1 = 515,0 F2 = 548,7 F4 = 643,0 F7 = 896,1		F3 = 548,7 F4 = 643,0
Compressão	<u>Coefficientes de Rigidez</u> [m]	Tracção
k1 = 0,00333 k2 = 0,00918 k4 = Infinito k7 = Infinito		k3 = 0,00918 k4 = Infinito
Momento Flector Resistente		
Frd = mínimo Frdi = 515,0 KN		
Mj,Rd = Frd.z = 164,0		KNm
Rigidez de Rotação		
Sj,ini = E.z^2 / Σ(1/ki) = 41116,4		KNm

Figura 16 - Parâmetros da ligação soldada para o perfil IPE 330

Cabrerro e Bayo

"Uma ligação semi rígida pode ser simulada num programa de cálculo através de um elemento de barra com um determinado comprimento (Leq)"
 "A inércia equivalente desse elemento (Ieq) é função da rigidez da ligação, desse comprimento e do módulo de elasticidade"

LIGAÇÃO	Mj,Rd	Sj,ini	Mj,Ed - Ftool					
LEE	[KNm]	[KNm]	[KNm]					
			└ /	└ / +	└ / +			
Topo	IPE270 133,8 HEB220	30538,4	81,3	148,3	124,6	103,3		
			Mj,Ed Mj,Rd	0,61	1,11	0,93	0,77	
$\eta = 2,00$ $\eta = 2,0$ ver 5.1.2 (4) do EC3 1-8								
			Sj = 15269,2	15269,2	15269,2	15269,2	[KNm]	
			E = 210				[GPa]	
			Leq = 0,10				[m]	
comprimento equivalente do elemento $\approx hc/2$:								
			inércia equivalente = $S_j * Leq / E$:	leq = 0,000007	0,000007	0,000007	0,000007	[m^4]
altura equivalente da secção quadrada = $(12 * leq)^{1/4}$:								
			heq = 97	97	97	97		[mm]
Interm.	IPE330 164,0 HEB220	41116,4	68,5	222,6	137,4	170,4		
			Mj,Ed Mj,Rd	0,42	1,36	0,84	1,04	
$\eta = 2,00$ $\eta = 2,0$ ver 5.1.2 (4) do EC3 1-8								
			Sj = 20558,2	20558,2	20558,2	20558,2	[KNm]	
			E = 210				[GPa]	
			Leq = 0,10				[m]	
comprimento equivalente do elemento $\approx hc/2$:								
			inércia equivalente = $S_j * Leq / E$:	leq = 0,000010	0,000010	0,000010	0,000010	[m^4]
altura equivalente da secção quadrada = $(12 * leq)^{1/4}$:								
			heq = 104	104	104	104		[mm]

Figura 17 - Cálculo de rigidez inicial 5.1.2 IPE 270 e 330

Cabrerro e Bayo

"Uma ligação semi rígida pode ser simulada num programa de cálculo através de um elemento de barra com um determinado comprimento (Leq)"
 "A inércia equivalente desse elemento (Ieq) é função da rigidez da ligação, desse comprimento e do módulo de elasticidade"

LIGAÇÃO				Mj,Ed - Ftool							
S		Mj,Rd	2/3 Mj,Rd	Sj,ini	[kNm]						
					└ /	└ / +	└ / +				
		[kNm]									
Topo	IPE270	133,8	89,2	30538,4	69,8	121,6	94,5	96,2			
	HEB220				Mj,Ed Mj,Rd	0,52	0,91	0,71	0,72		
					< 2/3 >	<	>	>			
					Ψ = 2,7				μ = (1,5*Mj,Ed/Mj,Rd)^Ψ		
					μ =	1,00	2,31	1,17	1,23	1 ≤ μ ≤ 3	
					Sj =	30538,4	13228,5	26131,6	24903,4	[kNm]	
					E =	210					
						[GPa]					
					comprimento equivalente do elemento ≈ hc/2:	Leq =	0,10				
							[m]				
					inércia equivalente = Sj*Leq/E:	leq =	0,000015	0,000006	0,000012	0,000012	[m^4]
					altura equivalente da secção quadrada = (12*leq)^(1/4):	heq =	115	93	111	109	[mm]
Interm.	IPE330	164,0	109,3	41116,4	58,0	164,9	88,4	146,0			
	HEB220				Mj,Ed Mj,Rd	0,35	1,01	0,54	0,89		
					< 2/3 >	<	>	<	>		
					Ψ = 2,7					μ = (1,5*Mj,Ed/Mj,Rd)^Ψ	
					μ =	1,00	3,00	1,00	2,18	1 ≤ μ ≤ 3	
					Sj =	41116,4	13705,5	41116,4	18831,9	[kNm]	
					E =	210					
						[GPa]					
					comprimento equivalente do elemento ≈ hc/2:	Leq =	0,10				
							[m]				
					inércia equivalente = Sj*Leq/E:	leq =	0,000020	0,000007	0,000020	0,000009	[m^4]
					altura equivalente da secção quadrada = (12*leq)^(1/4):	heq =	124	94	124	102	[mm]

Figura 18 - Cálculo da Rigidez Não-Linear Secante Ponto 6.3.1 - 1ª iteração

Cabrero e Bayo

"Uma ligação semi rígida pode ser simulada num programa de cálculo através de um elemento de barra com um determinado comprimento (Leq)"

"A inércia equivalente desse elemento (Ieq) é função da rigidez da ligação, desse comprimento e do módulo de elasticidade"

LIGAÇÃO S	Mj,Rd			2/3 Mj,Rd	Sj,ini	Mj,Ed - Ftool [KNm]					
						┌ / T / + 1 / ↓					
Topo	IPE270	133,8	89,2	30538,4		77,6	113,3	86,1	107,4		
	HEB220										
						Mj,Ed	0,58	0,85	0,64	0,80	
						Mj,Rd					
						< 2/3 >	<	>	<	>	
						ψ = 2,7				μ = (1,5*Mj,Ed/Mj,Rd)^ψ 1 ≤ μ ≤ 3 [KNm]	
						μ =	1,00	1,91	1,00		1,65
						Sj =	30538,4	16010,7	30538,4		18497,8
						E = 210	[GPa]				
comprimento equivalente do elemento ≈ hc/2:						Leq = 0,10	[m]				
inércia equivalente = Sj*Leq/E:						leq =	0,000015	0,000008	0,000015	0,000009	[m^4]
altura equivalente da secção quadrada = (12*leq)^(1/4):						heq =	115	98	115	101	[mm]
Interm.	IPE330	164,0	109,3	41116,4		62,1	142,2	71,8	149,4		
	HEB220										
						Mj,Ed	0,38	0,87	0,44	0,91	
						Mj,Rd					
						< 2/3 >	<	>	<	>	
						ψ = 2,7				μ = (1,5*Mj,Ed/Mj,Rd)^ψ 1 ≤ μ ≤ 3 [KNm]	
						μ =	1,00	2,03	1,00		2,32
						Sj =	41116,4	20221,7	41116,4		17697,0
						E = 210	[GPa]				
comprimento equivalente do elemento ≈ hc/2:						Leq = 0,10	[m]				
inércia equivalente = Sj*Leq/E:						leq =	0,000020	0,000010	0,000020	0,000008	[m^4]
altura equivalente da secção quadrada = (12*leq)^(1/4):						heq =	124	104	124	100	[mm]

Figura 19 - Cálculo da Rigidez Não-Linear Secante Ponto 6.3.1 - 2ª iteração

Cabrero e Bayo

"Uma ligação semi rígida pode ser simulada num programa de cálculo através de um elemento de barra com um determinado comprimento (Leq)"

"A inércia equivalente desse elemento (Ieq) é função da rigidez da ligação, desse comprimento e do módulo de elasticidade"

LIGAÇÃO

LEE

Mj,Rd

[KNm]

Sj,ini

[KNm]

Mj,Ed - Ftool

[KNm]

1 /

T / +

1 / -

Topo

IPE240

118,6

HEB220

25484,8

Mj,Ed

Mj,Rd

88,7

145,1

120,8

111,7

0,75

1,22

1,02

0,94

η =

2,00

η = 2,0 ver 5.1.2 (4) do EC3 1-8

Sj =

12742,4

12742,4

12742,4

12742,4

[KNm]

E = 210

[GPa]

comprimento equivalente do elemento ≈ hc/2:

Leq = 0,10

[m]

inércia equivalente = Sj*Leq/E:

leq =

0,000006

0,000006

0,000006

0,000006

[m^4]

altura equivalente da secção quadrada = (12*Ieq)^(1/4):

heq =

92

92

92

92

[mm]

Interm.

IPE300

149,0

HEB220

35765,2

Mj,Ed

Mj,Rd

80,8

217,5

134,3

176,5

0,54

1,46

0,90

1,18

η =

2,00

η = 2,0 ver 5.1.2 (4) do EC3 1-8

Sj =

17882,6

17882,6

17882,6

17882,6

[KNm]

E = 210

[GPa]

comprimento equivalente do elemento ≈ hc/2:

Leq = 0,10

[m]

inércia equivalente = Sj*Leq/E:

leq =

0,000009

0,000009

0,000009

0,000009

[m^4]

altura equivalente da secção quadrada = (12*Ieq)^(1/4):

heq =

101

101

101

101

[mm]

Figura 20 - Cálculo de rigidez inicial 5.1.2 IPE 240 e 300

Cabrero e Bayo

"Uma ligação semi rígida pode ser simulada num programa de cálculo através de um elemento de barra com um determinado comprimento (Leq)"

"A inércia equivalente desse elemento (leq) é função da rigidez da ligação, desse comprimento e do módulo de elasticidade"

LIGAÇÃO

S

Mj,Rd

2/3

Mj,Rd

Sj,ini

[KNm]

Mj,Ed - Ftool

[KNm]

└ /

T / +

└ / +

Topo

IPE240

118,6

79,1

25484,8

77,2

124,3

96,9

104,0

Mj,Ed

Mj,Rd

< 2/3 >

ψ = 2,7

μ =

Sj =

E =

[GPa]

Leq =

[m]

leq =

heq =

[mm]

comprimento equivalente do elemento ≈ hc/2:

inércia equivalente = Sj*Leq/E:

altura equivalente da secção quadrada = (12*leq)^(1/4):

μ = (1,5*Mj,Ed/Mj,Rd)^ψ

1 ≤ μ ≤ 3

[KNm]

[m^4]

[mm]

Interm.

IPE300

149,0

99,3

35765,2

72,8

169,7

95,0

153,5

Mj,Ed

Mj,Rd

< 2/3 >

ψ = 2,7

μ =

Sj =

E =

[GPa]

Leq =

[m]

leq =

heq =

[mm]

comprimento equivalente do elemento ≈ hc/2:

inércia equivalente = Sj*Leq/E:

altura equivalente da secção quadrada = (12*leq)^(1/4):

μ = (1,5*Mj,Ed/Mj,Rd)^ψ

1 ≤ μ ≤ 3

[KNm]

[m^4]

[mm]

Figura 21 - Cálculo da Rigidez Não-Linear Secante Ponto 6.3.1 - 1ª iteração

Cabrero e Bayo

"Uma ligação semi rígida pode ser simulada num programa de cálculo através de um elemento de barra com um determinado comprimento (Leq)"

"A inércia equivalente desse elemento (leq) é função da rigidez da ligação, desse comprimento e do módulo de elasticidade"

LIGAÇÃO

S

Mj,Rd

2/3
Mj,Rd

Sj,ini

[KNm]

Mj,Ed - Ftool

[KNm]

⌊ /

⌈ / +

⌋ / ↓

Topo

IPE240

118,6

79,1

25484,8

HEB220

68,3

101,9

74,2

98,0

Mj,Ed

0,58

0,86

0,63

0,83

Mj,Rd

< 2/3 >

<

>

<

>

ψ = 2,7

μ = 1,00

1,98

1,00

1,79

Sj = 25484,8

12846,7

25484,8

14274,2

[KNm]

μ = (1,5*Mj,Ed/Mj,Rd)^ψ

1 ≤ μ ≤ 3

E = 210

[GPa]

comprimento equivalente do elemento ≈ hc/2:

Leq = 0,10

[m]

inércia equivalente = Sj*Leq/E:

leq = 0,000012

0,000006

0,000012

0,000007

[m^4]

altura equivalente da secção quadrada = (12*leq)^(1/4):

heq = 110

93

110

95

[mm]

Interm.

IPE300

149,0

99,3

35765,2

HEB220

50,6

140,2

69,3

103,6

Mj,Ed

0,34

0,94

0,47

0,70

Mj,Rd

< 2/3 >

<

>

<

>

ψ = 2,7

μ = 1,00

2,54

1,00

1,12

Sj = 35765,2

14105,8

35765,2

31926,1

[KNm]

μ = (1,5*Mj,Ed/Mj,Rd)^ψ

1 ≤ μ ≤ 3

E = 210

[GPa]

comprimento equivalente do elemento ≈ hc/2:

Leq = 0,10

[m]

inércia equivalente = Sj*Leq/E:

leq = 0,000017

0,000007

0,000017

0,000015

[m^4]

altura equivalente da secção quadrada = (12*leq)^(1/4):

heq = 120

95

120

116

[mm]

Figura 22 - Cálculo da Rigidez Não-Linear Secante Ponto 6.3.1 - 2ª iteração

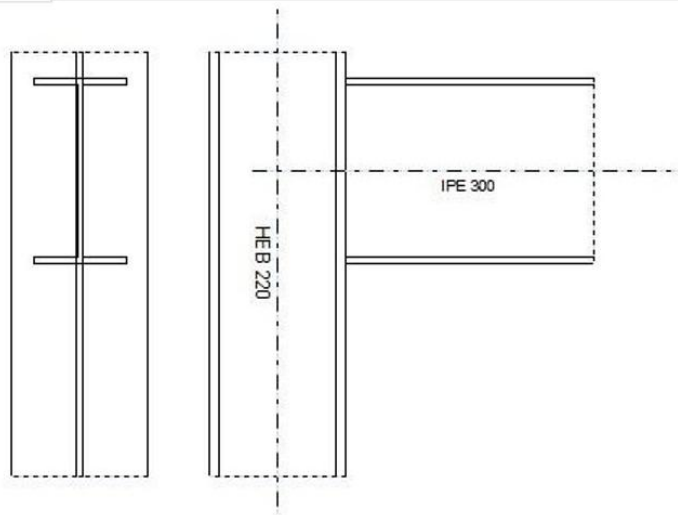
42



Robot Structural Analysis Professional 2026

Design of welded beam-to-column connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009

Ratio
0,94**GENERAL**

Connection no.: 1
 Connection name: Column-Beam

GEOMETRY**COLUMN**

Section: HEB 220

$\alpha = -90,00$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 220$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 220$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 10$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 16$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 18$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 91,04$ [cm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{xc} = 8090,97$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section
 Material: S 355
 $f_{yc} = 355,00$ [MPa] Resistance

BEAM

Section: IPE 300

$\alpha = 0,00$ [Deg] Inclination angle
 $h_b = 300$ [mm] Height of beam section
 $b_f = 150$ [mm] Width of beam section
 $t_{wb} = 7$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $t_{fb} = 11$ [mm] Thickness of the flange of beam section
 $r_b = 15$ [mm] Radius of beam section fillet
 $r_b = 15$ [mm] Radius of beam section fillet

$\alpha =$	0,00	[Deg]	Inclination angle
$A_b =$	53,81	[cm ²]	Cross-sectional area of a beam
$I_{xb} =$	8356,11	[cm ⁴]	Moment of inertia of the beam section
Material: S 355			
$f_{yb} =$	355,00	[MPa]	Resistance

FILLET WELDS

$a_w =$	10	[mm]	Web weld
$a_f =$	10	[mm]	Flange weld

MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]

LOADS

Ultimate limit state

Case: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} =$	140,20	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} =$	87,70	[kN]	Shear force in the right beam

RESULTS

BEAM RESISTANCES

SHEAR

$A_{vb} =$	25,68	[cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	526,37	[kN]	Design sectional resistance for shear	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,17	< 1,00	verified	(0,17)

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} =$	628,40	[cm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	223,08	[kN*m]	Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$W_{pl} =$	628,40	[cm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	223,08	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{b1,Ed} / M_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,63	< 1,00	verified	(0,63)

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	223,08	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	289	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd} =$	771,11	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

AXIAL FORCES IN BEAM FLANGES

$h_f =$	289	[mm]	Distance between the centroids of flanges	
$e_N =$	0	[mm]	Axial force eccentricity	
$N_{upp} = N_{b1,Ed} / 2 + (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$				
$N_{upp} =$	484,62	[kN]	Axial force in the beam top flange	
$N_{low} = N_{b1,Ed} / 2 - (-N_{b1,Ed} e_N + M_{b1,Ed}) / h_f$				
$N_{low} =$	-484,62	[kN]	Axial force in the beam bottom flange	

COLUMN RESISTANCES**WEB PANEL - SHEAR**

$M_{b1,Ed} = 140,20$	[kN*m]	Bending moment (right beam)	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$	[kN*m]	Bending moment (left beam)	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 0,00$	[kN]	Shear force (lower column)	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,00$	[kN]	Shear force (upper column)	[5.3.(3)]
$z = 289$	[mm]	Lever arm	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 484,62$	[kN]	Shear force acting on the web panel	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 27,92$	[cm ²]	Shear area of the column web	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 27,92$	[cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$			
$V_{wp,Rd} = 515,04$	[kN]	Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		$0,94 < 1,00$	verified (0,94)

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$t_{wc} = 10$	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 209$	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 27,92$	[cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,78$		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 0,00$	[MPa]	Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 547,48$	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

Buckling:

$d_{wc} = 152$	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,72$		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 1,00$		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wb,Rd2} = 547,48$	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]

Final resistance:

$F_{c,wc,Rd,low} = \min(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} = 547,48$	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]
$N_{low} / F_{c,wc,Rd,low} \leq 1,0$		$0,89 < 1,00$	verified (0,89)

WEB - TRANSVERSE TENSION - LEVEL OF THE BEAM TOP FLANGE

$t_{wc} = 10$	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} = 209$	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} = 27,92$	[cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,78$		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd,upp} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$			
$F_{t,wc,Rd} = 547,48$	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.3.(1)]
$N_{upp} / F_{t,wc,Rd,upp} \leq 1,0$		$0,89 < 1,00$	verified (0,89)

FLANGE - TRANSVERSE BENDING - LEVEL OF THE BEAM TOP FLANGE

$t_{fb} = 11$	[mm]	Thickness of beam flange	[6.2.6.4.3.(1)]
$k = 1,00$		Correction factor for calculation of b_{eff}	[4.10.(2)]
$b_{eff,b,fc} = 158$	[mm]	Effective width of the web for compression	[4.10.(2)]
$F_{fc,Rd,upp} = b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$F_{fc,Rd,upp} = 598,26$	[kN]	column flange resistance due to bending	[6.2.6.4.3.(1)]
$N_{upp} / F_{fc,Rd,upp} \leq 1,0$		$0,81 < 1,00$	verified (0,81)

According to EN 1993-1-8 point 4.10.(4), it is recommended to apply a stiffener because b_{eff} **FLANGE - TRANSVERSE BENDING - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE**

$t_{fb} = 11$	[mm]	Thickness of beam flange	[6.2.6.4.3.(1)]
$k = 1,00$		Correction factor for calculation of b_{eff}	[4.10.(2)]
$b_{eff,b,fc} = 158$	[mm]	Effective width of the web for compression	[4.10.(2)]
$F_{fc,Rd,low} = b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			

$F_{fc,Rd,low} = 598,26$ [kN]	column flange resistance due to bending	[6.2.6.4.3.(1)]
$N_{low} / F_{fc,Rd,low} \leq 1,0$	$0,81 < 1,00$	verified (0,81)

According to EN 1993-1-8 point 4.10.(4), it is recommended to apply a stiffener because beff

WELD RESISTANCE

$A_w =$	101,35 [cm ²]	Area of all welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	51,63 [cm ²]	Area of horizontal welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	49,72 [cm ²]	Area of vertical welds	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	13672,15 [cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	113,30 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	91,04 [MPa]	Stress in a vertical weld	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} =$	17,64 [MPa]	Tangent stress	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,90	Correlation coefficient	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	226,61 < 435,56	verified	(0,52)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	184,63 < 435,56	verified	(0,42)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	113,30 < 352,80	verified	(0,32)

CONNECTION STIFFNESS

$A_{vc} = 27,92$ [cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta = 1,00$	Transformation parameter	[5.3.(7)]
$z = 289$ [mm]	Lever arm	[6.2.5]
$k_1 = 4$ [mm]	Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear	[6.3.2.(1)]
$b_{eff,c,wc} = 209$ [mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]
$t_{wc} = 10$ [mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]
$d_c = 188$ [mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$k_2 = 7$ [mm]	Stiffness coefficient of the compressed column web	[6.3.2.(1)]
$b_{eff,t,wc} = 209$ [mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} = 27,92$ [cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$t_{wc} = 10$ [mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.3.(8)]
$d_c = 188$ [mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]
$k_3 = 7$ [mm]	Stiffness coefficient of the column web subjected to tension	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z^2 / \sum_i (1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_3)$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 32354,99$ [kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$\eta = 2,00$	Stiffness coefficient of a connection	[5.1.2.(4)]
$S_j = S_{j,ini} / \eta$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 16177,49$ [kN*m]	Final rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
Connection classification due to stiffness.		
$S_{j,rig} = 23397,11$ [kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 1462,32$ [kN*m]	Stiffness of a pinned connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$	RIGID	

WEAKEST COMPONENT:

COLUMN WEB PANEL - SHEAR

Connection conforms to the code

Ratio 0,94

Figura 25 - Relatório de verificação da ligação IPE 300 - HEB 220 emitido pelo software Robot, evidenciando o rácio de 0,94