



INSTITUTO POLITÉCNICO  
DE VIANA DO CASTELO

Florêncio António Cardoso de Sousa

INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ E RESISTÊNCIA DAS LIGAÇÕES  
NA QUANTIDADE TOTAL DE AÇO EM ESTRUTURAS  
METÁLICAS

Mestrado em Engenharia Civil e do Ambiente  
Especialização em Estruturas

Trabalho efetuado sob a orientação da  
Professora Doutora Mafalda Reis Lima Lopes Laranjo (ESTG - IPVC)

e co-orientação do  
Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro (DEC - FEUP)

Julho 2017



MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTE  
ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO

Tel. +351-258 819 700

Fax. +351-258 827 636

Editado por:

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO

Av. do Atlântico, s/n

4900-648 VIANA DO CASTELO

Portugal

Tel. +351-258 819 700

Fax +351-351-258 827 636

✉ [direcção@estg.ipv.pt](mailto:direcção@estg.ipv.pt)

🌐 <http://www.estg.ipv.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado em Engenharia Civil e Ambiente – 2016/2017 – Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Viana do Castelo, Portugal, 2017.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.



## **DEDICATÓRIA**

**Aos meus pais, irmãos e namorada.**

*“No meio da dificuldade, encontra-se a oportunidade.”*

Albert Einstein



## **AGRADECIMENTOS**

Nesta simples página deixo escrito a minha mais profunda palavra de agradecimento as pessoas que me inspiraram, ajudaram, incentivaram e que mesmo nos momentos mais complicados nunca deixaram de acreditar no meu sucesso académico e profissional.

Em primeiro agradeço à Professora Doutora, Mafalda Laranjo por aceitar o desafio de me orientar num tema tão específico e particular, pelo apoio e dedicação sempre demonstrado ao longo deste percurso. Ao Professor Doutor Miguel Castro, pelos inúmeros esclarecimentos, apoio e orientação que sempre demonstrou e pela motivação que sempre me incutiu. A ambos pelas inúmeras horas de reuniões, com grande maioria em horários pós-laboral, o meu profundo e sincero agradecimento.

Não podia deixar de agradecer igualmente ao Professor Doutor Jorge Delgado, que numa primeira fase iniciou esta caminhada comigo, mas que por razões mais que justificadas teve que abraçar outro projeto, o meu obrigado.

Em segundo, ao Ângelo Vieito pelas inúmeras horas despendidas ao fim de semana e á noite, em discussões sobre o algoritmo de cálculo e questões relacionadas com o desenvolvimento seus estudos. Espero que com a presente dissertação, o seu trabalho seja igualmente valorizado.

Aos meus pais, irmãos e namorada, muito em especial, que testemunharam ao longo deste tempo os momentos de aperto, esforço e sacrifício, mas que nunca deixaram de incentivar, apoiar e acreditar no meu trabalho. Para eles, o meu carinho muito especial.

Em último e não menos importante ao Eng.º António Cruz, pela amizade, pelo exemplo de ser e saber estar na engenharia, mas principalmente pelo incentivo constante e acreditar nas minhas capacidades. Deixo aqui o meu agradecimento e amizade.

A todos, o meu muito obrigado!





## RESUMO

O principal objetivo da presente dissertação é a apresentação da importância que a adoção de ligações semi-rígidas tem na análise dos esforços e nas respectivas secções finais das estruturas. As ligações metálicas têm sido tratadas como possuindo um comportamento rígido ou articulado, sendo que na generalidade dos casos, na realidade não possuem este comportamento, mas sim um comportamento intermédio, semi-rígido. Na presente dissertação é explorado o uso das ligações semi-rígidas, tanto ao nível do modelo de análise como na execução física da ligação, de modo a garantir esse comportamento respeitando a segurança e a estabilidade estrutural e possibilitando a adoção de soluções mais económicas. Para analisar as propriedades de resistência e rigidez dos componentes das ligações, foi seguido o processo descrito no Eurocódigo 3 Parte 1-8, designado por método das componentes. Para tal, numa primeira fase é apresentada de uma forma sintética os procedimentos previstos no Eurocódigo 3 Parte 1-8 para o dimensionamento de ligações viga – pilar com chapa de extremidade. Numa segunda fase é efetuada a verificação de uma ligação viga-pilar com o software de cálculo *Robot Structural Analysis* onde são comparados os resultados obtidos por este e os da mesma ligação obtidos com recurso a um algoritmo de cálculo desenvolvido na ESTG IPVC por Vieito (2015). Numa terceira fase apresenta-se dois esquemas estruturais simulados para utilização tipo escritórios, onde com o recurso a um procedimento de cálculo e o algoritmo referido anteriormente, se demonstra a diferença que a consideração de ligações articuladas, rígidas e semi-rígidas pode ter na otimização das secções da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: EC3 Parte 1-8; Método das componentes; Ligação viga-pilar; Ligações semi-rígidas; *Robot Structural Analysis*.



## **ABSTRACT**

The main objective of this dissertation is the presentation of the importance that the adoption of semi-rigid connections has in the analysis of the structural actions and in the respective final sections of the structures. The metallic bonds have been treated as having a rigid or articulated behavior, and in most cases, they do not actually have this behavior, but rather an intermediate, semi-rigid. In this dissertation the use of semi-rigid connections is explored, both at the level of the analysis model and in the production of the connection, in order to guarantee this behavior, respecting the safety and the structural stability, and allowing the adoption of more economical solutions. To analyze the strength and stiffness properties of the components of the bonds, the procedure described in Eurocode 3 Part 1-8, designated by the method of the components, was followed. To this end, in a first step, the procedures provided for in Eurocode 3 Part 1-8 for the design of beam-to-column connections with end plate are presented in a synthetic way. In a second phase, a beam-column connection is verified with the *Robot Structural Analysis* software, which compares the results obtained by this and the same connection obtained using a calculation algorithm developed in ESTG IPVC by Vieito (2015). In a third phase, two simulated structural schemes for office-type use are presented, with the use of a calculation procedure and the algorithm referred to above, demonstrating the difference that the consideration of articulated, rigid and semi-rigid connections can have in the optimization Of the sections of the structure.

**KEY WORDS:** EC3 Part 1-8; Component method; Beam-to-column connection; Semi-rigid connections; *Robot Structural Analysis*.



# ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	Enquadramento .....	1
1.2	Objetivos .....	2
1.3	Organização da dissertação .....	3
2	LIGAÇÕES METÁLICAS .....	5
2.1	Introdução .....	5
2.2	Tipos de Ligações .....	6
2.2.1	Comportamento de uma ligação.....	6
2.2.2	Ligações sem transmissão de momento / articuladas .....	8
2.2.3	Ligações com transmissão de momentos .....	9
2.3	Elementos que constituem uma ligação .....	10
2.3.1	Introdução .....	10
2.3.2	Parafusos .....	11
2.3.3	Soldaduras .....	11
2.3.4	Chapas .....	12
2.4	Modelos de análise .....	13
2.4.1	Análise Global.....	13
2.4.2	Análise global elástica.....	15
2.4.3	Análise global rígido-plástica.....	16
2.4.4	Análise global elasto-plástica.....	16
2.5	Classificação segundo a rigidez .....	17
2.6	Classificação segundo a resistência .....	18
3	MÉTODO DAS COMPONENTES .....	19
3.1	Introdução .....	19
3.2	Método das componentes.....	21
3.2.1	Forças Internas .....	23

3.2.2	Esforço transverso.....	23
3.2.3	Peça em T equivalente tracionada.....	24
3.2.4	Linhas de parafusos isoladas ou em grupo.....	25
3.3	Resistência de cálculo dos componentes básicos.....	27
3.3.1	Painel de alma do pilar solicitado ao corte – componente 1.....	27
3.3.2	Alma do pilar em compressão transversal – componente 2.....	28
3.3.3	Alma do pilar sujeita a tração transversal – componente 3.....	30
3.3.4	Banzo do pilar em flexão transversal – componente 4.....	32
3.3.5	Placa de extremidade em flexão – componente 5.....	34
3.3.6	Banzo e alma da viga em compressão – componente 7.....	35
3.3.7	Alma da viga em tração – componente 8.....	36
3.3.8	Parafusos à tração – componente 10.....	37
3.4	Verificação da segurança à flexão.....	39
3.4.1	Generalidades.....	39
3.4.2	Ligações viga-pilar com chapa de extremidade aparafusada.....	40
3.5	Verificação de segurança ao esforço transversal.....	41
3.6	Verificação da resistência dos cordões de soldadura.....	42
3.6.1	Método direcional.....	42
3.6.2	Método simplificado.....	43
3.7	Rigidez de rotação.....	44
3.8	Verificação de ligação.....	46
3.8.1	Ligação aparafusada com chapa de extremidade não reforçada.....	46
4	CASOS DE ESTUDO E ANÁLISES EFETUADAS.....	49
4.1	Introdução.....	49
4.2	Descrição dos esquemas estruturais.....	49
4.3	Ações consideradas.....	49
4.4	Combinações de ações.....	58
4.5	Dimensionamento de elementos estruturais e ligações.....	60
4.5.1	Introdução.....	60

4.5.2	Dimensionamento do caso de estudo 1 .....	62
4.5.3	Dimensionamento do caso de estudo 2 .....	68
4.6	Análise não linear do caso de estudo 2 .....	72
5	CONCLUSÕES .....	79
5.1	Conclusões finais .....	79
5.2	Recomendações para desenvolvimentos futuros .....	80
ANEXOS	.....	83
A1	- Caso de estudo 1 .....	83
A1.1	- Ação do vento .....	83
A1.2	- Verificação das secções .....	84
A.2	- Caso de estudo 2 .....	86
A.2.1	- Ação do vento .....	86
A2.2	- Verificação das secções .....	90





## INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Relação momento-rotação (Castro, 2011).....	6
Figura 2.2 - Exemplos de ligações e curvas momento-rotação, adaptado de (Castro, 2011)...	7
Figura 2.3 - Ligação tipo pilar-viga (portal frame) (SECHALO, Steel buildings in europe - single-storey steel buildings - Part2: Concept design, 2012).....	7
Figura 2.4 - Ligação tipo cumeeira (SECHALO, Steel buildings in europe - single-storey steel buildings - Part2: Concept design, 2012).....	8
Figura 2.5 - Ligação pilar-fundação (SECHALO, Steel buildings in europe - single-storey steel buildings - Part2: Concept design, 2012).....	8
Figura 2.6 - Ligação viga-pilar e viga-viga com dupla cantoneira (SCI/BCSA, Joints in steel construction - simple connections., 2006).....	8
Figura 2.7 - Ligação viga-pilar e viga-viga com placas de extremidade (SCI/BCSA, Joints in steel construction - simple connections., 2006) .....	8
Figura 2.8 - Ligação vi-pilar e viga-viga com placas de gousset (SCI/BCSA, Joints in steel construction - simple connections., 2006) e adaptado de (Vieito, 2015).....	9
Figura 2.9 - Emenda de pilares (SCI/BCSA, Joints in steel construction - simple connections., 2006) .....	9
Figura 2.10 - Exemplos de ligação viga-pilar com capacidade para transmitir momentos, Fonte: (SCI/BCSA, Joints in steel construction: moment-resisting joints to eurocode 3 Ed. P398, 2013).....	10
Figura 2.11 - Exemplo de soldaduras de ângulo (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005).....	11
Figura 2.12 - Exemplo soldadura de topo (Simões & Abecassis, Eurocódigos estruturais - o início da sua aplicação em Portugal, 2010).....	12
Figura 2.13 - Exemplo soldadura em contornos arredondados (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005) .....	12
Figura 2.14 - Exemplo de aplicação de chapas para reforço de perfis. (Gonçalves, 2014) ...	12
Figura 2.15 - Exemplo de aplicação de chapas para reforço e topo. (Gonçalves, 2014) .....	12
Figura 2.16 - Exemplo de aumento de chapa de topo para fixação de parafusos e respetivos parâmetros. Fonte: (Gonçalves, 2014) .....	13
Figura 2.17 - Diagrama não-linear e diagramas aproximados da curva momento-rotação....	14
Figura 2.18 – Diagrama de classificação de ligações segundo o EC3 Parte 1-8.....	15
Figura 2.19 - Rigidez de rotação a utilizar na análise global elástica, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005).....	15

Figura 2.20 - Relação momento-rotação de cálculo bilinear simplificada, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005) .....	16
Figura 2.21 - Classificação das juntas segundo a rigidez, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005) .....	17
Figura 2.22 - Juntas de resistência total, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005) .....	18
Figura 3.1 - Simplificação e curva momento rotação de uma ligação viga – pilar, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)..	20
Figura 3.2 – Representação das componentes ativas numa ligação tipo viga-pilar com chapa de extremidade .....	20
Figura 3.3 - Diagrama de cálculo do método das componentes.....	22
Figura 3.4 - T equivalente tracionado, adaptado de: (Vieito, 2015) .....	24
Figura 3.5 - Parâmetros de um banzo de uma peça em T equivalente, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005) .....	24
Figura 3.6 - Diferentes modos de rotura de um T tracionado, (Vieito, 2015).....	25
Figura 3.7 - Tipos de linha de rotura de parafusos atuando de forma isolada ou em grupo, (Vieito, 2015) .....	26
Figura 3.8 - Ordem de cálculo para determinação da resistência à tração de cada linha de parafusos, fonte: (Vieito, 2015) .....	27
Figura 3.9 - Representação da componente 1 .....	28
Figura 3.10 - Representação da componente 2 .....	29
Figura 3.11 - Alma do pilar em compressão transversal, (Vieito, 2015) .....	29
Figura 3.12 - Representação da componente 3 .....	31
Figura 3.13 - Representação da componente 4 .....	32
Figura 3.14 - Definição de $e$ , $e_{min}$ , $r_c$ e $m$ , fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005).....	32
Figura 3.15 - Posição das linhas de parafusos à tração para o banzo de um pilar: a) Banzo do pilar não reforçado; b) Banzo do pilar reforçado, fonte: (Vieito, 2015) .....	33
Figura 3.16 - Dimensão de $e_1$ em função da continuidade ou não do pilar .....	33
Figura 3.17 - Representação da componente 5 .....	34
Figura 3.18 - Modelação de uma chpa de extremidade saliente sob a forma de peças T separadas, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005) .....	34
Figura 3.19 - Posição das linhas de parafusos à tração para chapa de extremidade, fonte: (Vieito, 2015) .....	35

Figura 3.20 -Parâmetros geométricos para o cálculo do valor de $\alpha$ apresentado no quadro 6.6 do EC3 Parte 1-8, fonte: (Vieito, 2015) .....	35
Figura 3.21 - Representação da componente 7 .....	35
Figura 3.22 - Força de compressão atuante, fonte: (Vieito, 2015).....	36
Figura 3.23 - Representação da componente 8 .....	37
Figura 3.24 - Representação da componente 10 .....	38
Figura 3.25 - Representação das ações num parafuso resistente ao corte, (Silva & Santiago, 2003) .....	41
Figura 3.26 - Imagem da parametrização da ligação e esforços considerados.....	46
Figura 4.1 – Sinais da pressão exercida em superfícies, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010).....	51
Figura 4.2 – Altura de referência $z_e$ em função de $h$ e $b$ , e correspondente perfil de pressão dinâmica, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010) .....	54
Figura 4.3 - Zonamento em paredes verticais, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010).....	55
Figura 4.4 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010) .....	56
Figura 4.5 - Definição das zonas em coberturas em terraço, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010).....	56
Figura 4.6 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010).....	57
Figura 4.7 - Distribuição ótima de momentos (Cabrero & Bayo, 2005).....	61
Figura 4.8 - Esquema estrutural do caso de estudo 1 .....	62
Figura 4.9 - Esquema estrutural desenvolvido no software Autodesk Robot Structural Analysis.....	63
Figura 4.10 - Ações consideradas na estrutura do caso de estudo 1 - ULS.....	63
Figura 4.11 – Diagrama de momentos (kN.m) e seções da estrutura articulada - ULS .....	64
Figura 4.12 - Valor das deformações (mm) da estrutura articulada – SLS .....	64
Figura 4.13 – Diagrama de momentos (kN.m) e seções da estrutura rígida - ULS.....	64
Figura 4.14 - Valor das deformações (mm) da estrutura rígida – SLS .....	65
Figura 4.15 – Diagrama de momentos (kN.m) e seções da estrutura semi-rígida - ULS.....	66
Figura 4.16 - Valor das deformações (mm) da estrutura semi-rígida – SLS.....	66
Figura 4.17 - Esquema estrutural do caso de estudo 2 .....	68

Figura 4.18 - Esquema estrutural desenvolvido no software Autodesk Robot Structural Analysis.....	68
Figura 4.19 - Ações consideradas no caso de estudo 2 - ULS .....	69
Figura 4.20 - Diagrama de momentos (kN.m) e secções na estrutura articulada - ULS .....	69
Figura 4.21 - Valor das deformações (mm) da estrutura articulada – SLS .....	70
Figura 4.22 - Diagrama de momentos (kN.m) e secções da estrutura rígida - ULS .....	70
Figura 4.23 - Valor das deformações (mm) da estrutura rígida – SLS .....	70
Figura 4.24 - Configuração das ligações adotadas para o pórtico em estudo .....	71
Figura 4.25 - Diagrama de momentos (kN.m) e secções da estrutura semi-rígida -ULS.....	71
Figura 4.26 - Valor das deformações (mm) da estrutura semi-rígida - SLS .....	72
Figura 4.27 - Diagrama de momentos (kN.m) e secções da estrutura semi-rígida – ULS.....	73
Figura 4.28 - Diagrama de momentos (kN.m) e secções da estrutura semi-rígida – SLS .....	73
Figura 4.29 - Valores das deformações (mm) da estrutura semi-rígida - SLS (mm) .....	74
Figura 4.30 - Relação de $\theta_{pl}$ e $\mu_{\theta}$ das ligações em regime não linear .....	75
Figura 4.31 - Esquema gráfico da rotação no regime não linear.....	75
Figura A.1 - Valor da pressão dinâmica para o caso de estudo 1.....	83
Figura A.2 - Coeficientes de pressão para paredes do caso de estudo 1 .....	84
Figura A.3 - Resultados e verificações do programa para a ligação semi-rígida.....	85
Figura A.4 - Valor da pressão dinâmica para o caso de estudo 2 com altura de referência 12 m .....	86
Figura A.5 - Coeficientes de pressão para paredes do caso de estudo 2 .....	87
Figura A.6 - Coeficientes de pressão para cobertura do caso de estudo 2 .....	88
Figura A.7 - Valor da pressão dinâmica para o caso de estudo 2 com altura de referência 10 m .....	89
Figura A.8 - Coeficientes de pressão para paredes do caso de estudo 2, com altura de referência 10 m.....	90
Figura A.9 – Resultados e verificações do programa para a ligação do tipo A – Caso de estudo 2 .....	92
Figura A.10 - Resultados e verificações do programa para a ligação do tipo B – Caso de estudo 2 .....	93
Figura A.11 – Resultados e verificações do programa para a ligação do tipo C – Caso de estudo 2 .....	93
Figura A.12 - Resultados e verificações do programa para a ligação do tipo D – Caso de estudo 2 .....	93

## INDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 – Valores nominais da tensão de cedência, $f_{yd}$ e da tensão de rotunda à tração, $f_{ub}$ para parafusos (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005) .....	11
Tabela 2-2 - Tipos de modelos de junta, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005) .....	14
Tabela 2-3 - Coeficiente de modificação da rigidez $\eta$ , fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005) .....	16
Tabela 3-1 - Componentes ativas relevantes da ligação tipo viga- pilar com chapa de extremidade, adaptado de (Pereira, 2008) .....	21
Tabela 3-2 - Definição de parâmetros centro de compressão, braço do binário e distribuição dos esforços, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005) .....	39
Tabela 3-3 - Características geométricas dos cordões de soldadura, (Vieito, 2015).....	42
Tabela 3-4 - Comparação valores de cálculo da resistência das componentes .....	47
Tabela 3-5 – Comparação de valores relativos a rigidez de rotação .....	48
Tabela 4-1 – Valor básico da velocidade de referência do vento, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010).....	52
Tabela 4-2 - Categoria de terreno e parâmetros associados (adaptado do Quadro NA-4.1 da NP EN 1991 – 1-4, 2010 e (Sousa, 2016) .....	53
Tabela 4-3 – Valores dos coeficientes $\Psi$ para edifícios, adaptado (CEN, Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas , 2009).....	58
Tabela 4-4 – Coeficientes para combinação do estado limite último.....	59
Tabela 4-5 - Coeficientes para combinação característica do estado limite de utilização / serviço .....	59
Tabela 4-6 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1 : Regras gerais e regras para edifícios, 2005).....	59
Tabela 4-7 - Valores recomendados para deslocamentos horizontais, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1 : Regras gerais e regras para edifícios, 2005).....	60
Tabela 4-8 – 1ª iteração do caso de estudo 1.....	65
Tabela 4-9 – 2ª iteração do caso de estudo 1.....	65

Tabela 4-10 – 3ª iteração do caso de estudo 1.....	65
Tabela 4-11 – 4ª iteração do caso de estudo 1.....	65
Tabela 4-12 – Resumo das secções obtidas para os pórticos .....	67
Tabela 4-13 – Total de kg de perfis por tipo de ligação.....	67
Tabela 4-14 – Características da ligação semi-rígida do caso de estudo 1 .....	67
Tabela 4-15 – Valores de $M_{j,Rd}$ e $S_j$ das ligações pré-definidos para as ligações.....	71
Tabela 4-16 – Resumo das secções obtidas para os pórticos do caso de estudo 2.....	72
Tabela 4-17 – Resumo das seções finais obtidas com análise não-linear .....	76
Tabela 4-18 - Total de Kg de perfis por pórtico e por ligação .....	76
Tabela 4-19 -Características da ligação semi-rígida .....	77
Tabela 4-20 -Características da ligação semi-rígida .....	77
Tabela 4-21 – Características da ligação semi-rígida.....	78
Tabela 4-22 -Característica da ligação semi-rígida.....	78
Tabela A-1 – Verificação das seções da estrutura articulada – Caso de estudo 1.....	84
Tabela A-2 - Verificação das seções da estrutura rígida – Caso de estudo 1 .....	85
Tabela A-3 - Verificação das seções da estrutura semi-rígida – Caso de estudo 1 .....	85
Tabela A-4 - Verificação das seções das vigas para estrutura articulada – Caso de estudo 2	90
Tabela A-5 - Verificação das seções dos pilares para estrutura articulada – Caso de estudo 2 .....	91
Tabela A-6 - Verificação das seções das vigas para estrutura rígida – Caso de estudo 2.....	91
Tabela A-7 - Verificação das seções dos pilares para estrutura rígida – Caso de estudo 2....	91
Tabela A-8 - Verificação das seções das vigas para estrutura semi-rígida – Caso de estudo 2 .....	92
Tabela A-9 - Verificação das seções dos pilares para estrutura semi-rígida – Caso de estudo 2 .....	92

## SIMBOLOGIA

### Alfabeto latino (letras minúsculas)

a	cordão de soldadura
a <sub>p</sub>	cordão de soldadura do banzo da viga
a <sub>st</sub>	cordão de soldadura do reforço transversal
b	largura do perfil
b <sub>eff,c,wc</sub>	Largura efetiva da alma comprimida
b <sub>eff,twb</sub>	largura efetiva
b <sub>b</sub>	largura da viga
b <sub>c</sub>	largura do pilar
b <sub>fc</sub>	largura do banzo do pilar
b <sub>p</sub>	largura da placa de extremidade
b <sub>s</sub>	largura da chapa de alma adicional no pilar
b <sub>st</sub>	largura dos reforços transversais
d	altura da alma do perfil sem os raios de concordância
d <sub>0</sub>	diâmetro do furo para o parafuso
d <sub>c</sub>	altura da alma do pilar sem os raios de concordância
d <sub>m</sub>	menor dimensão da cabeça do parafuso
d <sub>p</sub>	diâmetro nominal do parafuso
d <sub>s</sub>	distância entre os eixos dos reforços
d <sub>wc</sub>	altura da alma do pilar sem os raios de concordância
e	maior dimensão da cabeça do parafuso
e <sub>1</sub>	distância medida na vertical à extremidade da placa de extremidade
e <sub>2</sub>	distância medida na horizontal ao bordo lateral da placa de extremidade
e <sub>5</sub>	distância medida na vertical entre o eixo horizontal da linha de parafusos à tração e o banzo da viga
e <sub>min</sub>	distância horizontal do eixo do parafuso ao bordo lateral da placa de extremidade
f <sub>u</sub>	tensão de rotura do aço mais fraco entre placa de extremidade e banzo do pilar
f <sub>ub</sub>	tensão de rotura à tração dos parafusos
f <sub>y</sub>	tensão de cedência do aço do perfil
f <sub>y,fc</sub>	tensão de cedência do aço do banzo do pilar
f <sub>y,st</sub>	tensão de cedência do aço da chapa de reforço transversal
f <sub>y,wb</sub>	tensão de cedência do aço da alma da viga
f <sub>y,wc</sub>	tensão de cedência do aço da alma do pilar
f <sub>yb</sub>	tensão de cedência à tração dos parafusos
f <sub>yp</sub>	tensão de cedência do aço da placa de extremidade
f <sub>vw,d</sub>	valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura
h	altura do perfil
h <sub>b</sub>	altura da viga
h <sub>c</sub>	altura do pilar
h <sub>p</sub>	altura da placa de extremidade
k	altura da cabeça do parafuso
k <sub>eff,r</sub>	coeficiente de rigidez efetiva da linha de parafusos
k <sub>wc</sub>	Coeficiente de redução que tem em consideração a tensão de compressão longitudinal máxima na alma do pilar
l <sub>eff</sub>	comprimento efetivo
m	afastamento do eixo do parafuso ao início do raio concordância do perfil
n <sub>b</sub>	número de linhas de parafusos com dois parafusos em cada linha
p	distância medida na vertical entre os eixos horizontais dos parafusos

$p_1$	distância medida na vertical entre os eixos horizontais dos parafusos
$p_2$	distância medida na horizontal entre os eixos verticais dos parafusos
$r$	raio de concordância do perfil
$r_c$	raio de concordância do pilar
$t$	menor espessura entre o banzo do pilar e a placa de extremidade
$t_f$	espessura do banzo do perfil
$t_{fb}$	espessura do banzo da viga
$t_{fc}$	espessura do banzo do pilar
$t_p$	espessura da placa de extremidade
$t_{st}$	espessura do reforço transversal
$t_w$	espessura da alma do perfil
$t_{wb}$	espessura da alma da viga
$t_{wc}$	espessura da alma do pilar

#### Alfabeto latino (letras maiúsculas)

A	área de secção transversal do perfil
Ac	área de secção transversal do pilar
As	área útil do parafuso
Ast	área de um reforço transversal
Avc	área de corte do pilar
Bp,Rd	resistência de cálculo do banzo do pilar ou chapa de extremidade ao punçoamento
C	componente solicitada
E	módulo de elasticidade
EC	eurocódigo
Fb,Rd	resistência dos parafusos ao esmagamento
Fc,Ed	valor de cálculo do esforço de compressão
Fc,fb,Rd	resistência à compressão do conjunto banzo e alma da viga
Fc,wc,Rd	resistência da alma do pilar a compressão
Ft,Ed	valor de cálculo do esforço de tração
Ft,Rd	resistência de cálculo à tração dos parafusos
FT,Rd	resistência de cálculo à tração
Ft,wb,Rd	resistência à tração da alma da viga
Fw,Ed	valor de cálculo do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento
Fw,Rd	valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento
Ib	Momento de inércia da secção de uma viga
Ic	Momento de inércia da secção de uma coluna
Iy	momento de inércia do perfil em torno do eixo y-y
Kb	Valor médio de Ib/Lb
Kc	Valor médio de Ic/Lc
keq	coeficiente de rigidez equivalente
Kj	coeficiente de rigidez
Lb	Vão de uma viga
Lc	comprimento do pilar
Mb,Ed	valor de cálculo do momento fletor atuante na viga
Mb,pl,Rd	valor de cálculo do momento resistente plástico da viga
Mc,Ed	Momento fletor atuante no pilar
Mc,pl,Rd	valor de cálculo do momento resistente plástico do pilar
Mj,Ed	valor de cálculo do momento fletor atuante na ligação
Mj,Rd	valor de cálculo do momento resistente da ligação
Mpl,fc,Rd	valor de cálculo do momento resistente plástico de um banzo do pilar
Mpl,st,Rd	valor de cálculo do momento resistente plástico de um reforço transversal
Nc,Ed	Esforço axial atuante no pilar



NEd	esforo axial atuante
Npl,st,Rd	valor de cálculo do esforço axial resistente plástico de um reforço transversal
Pmax	espaçamento máximo de referência entre parafusos
Pmin	espaçamento mínimo de referência entre parafusos
Sj	rigidez de rotação reduzida
Sj,ini	rigidez de rotação inicial
VEd	
Vwp,Rd	valor de cálculo da resistência plásticas ao esforço transversal
W <sub>el,y</sub>	módulo de flexão elástico do perfil em torno do eixo y-y
W <sub>el,y,c</sub>	módulo de flexão elástico do pilar em torno do eixo y-y
W <sub>pl,fc</sub>	módulo de flexão plástico do banzo do pilar
W <sub>pl,st</sub>	módulo de flexão plástico do da chapa de reforço transversal
W <sub>pl,y</sub>	módulo de flexão plástico do perfil em torno do eixo y-y

### Alfabeto Grego

$\emptyset$	capacidade de rotação
$\gamma_{M0}$	coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
$\gamma_{M1}$	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
$\gamma_{M2}$	coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação
$\eta$	coeficiente de modificação da rigidez
$\rho$	Coefficiente de redução para o enfunamento da chapa
$\sigma_{com,Ed}$	tensão de compressão longitudinal alma do pilar
$\omega$	Coefficiente de redução, para ter em conta os eventuais efeitos de interação com o esforço de corte da alma da coluna



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento

A construção metálica surgiu no final do séc. XIX e início séc. XX, como uma evolução natural das técnicas de utilização do ferro fundido e forjado, (The British Constructional Steelwork Association, Ltd, 2003).

No entanto, a construção do palácio de cristal em Hyde Parque na cidade de Londres para a exposição universal de Londres 1851, de uma estrutura constituída por aço e vidro, foi um marco para o início da utilização de aço em grandes obras de engenharia e com vãos consideráveis. A revolução industrial permitiu que o aço deixasse de ser um material para a construção exclusiva de pontes e passasse a ser considerado também para a execução de edifícios, principalmente industriais, permitindo assim vencer grandes vãos e garantir um melhor aproveitamento do espaço.

Ao longo do séc. XX, o elemento estrutural aço está associado à arquitetura moderna com a criação de novas metrópoles comerciais, zonas industriais e espaços habitacionais.

A relação resistência/peso que o aço possui e o conhecimento que hoje existe das suas características mecânicas, permite criar estruturas com capacidade de resistir a grandes cargas e grandes vãos, constituídas por elementos esbeltos quando comparadas com estruturas de betão armado. Este fator, leva a que este tipo de estrutura seja o adotado quando se trata da construção de pavilhões industriais e grandes edifícios de escritórios.

A construção em aço apresenta bastantes benefícios como baixo custo, elevada resistência, elevada durabilidade, flexibilidade construtiva e boa adaptabilidade, além de que é um material totalmente reciclável. O facto de se apresentar sob a forma de perfis pré-fabricados, permite que os tempos de construção/montagem sejam reduzidos.

Em Portugal, este tipo de construção é utilizado essencialmente para edifícios de cariz comercial ou industrial. O nascimento de muitas zonas industriais, derivadas do aparecimento e especialização da indústria metalomecânica, consequência natural do domínio das técnicas de trabalho do aço, fruto da revolução industrial, originou o aparecimento de zonas industriais e comerciais, onde se concentram os edifícios executados em aço onde a estrutura metálica pelas suas características se tornou uma alternativa ao tradicional betão.

Assim, face ao aumento da procura deste tipo de estruturas, e sendo estas constituídas por peças pré-fabricadas que serão unidas por meio de ligações, torna-se essencial compreender a influência destas ligações no comportamento global da estrutura.

## 1.2 Objetivos

A análise de esforços numa estrutura metálica deve incluir a influência das ligações entre os elementos estruturais (Simões R. , 2007).

Tradicionalmente, as ligações viga-pilar consideradas no projeto e dimensionamento de estruturas metálicas são idealizadas com comportamentos contínuos ou articulados, isto é, ligações com encastramentos perfeitos ou com rótulas perfeitas (Vieito, 2015).

No entanto, muitas vezes este tipo de comportamento é assumido pelos projetistas levando a um sobredimensionamento das secções nos casos de ligações articuladas, e a um custo elevado no caso de modelação de ligações com encastramentos, uma vez que terá que se fazer uso de reforços transversais e respetivas soldaduras. A consideração de uma ligação totalmente articulada leva à consideração de um momento elevado no pórtico, que se irá traduzir numa elevada secção. Por sua vez, uma ligação modelada com encastramento perfeito, tem custos elevados, uma vez que, para garantir essa condição, esta terá que ser totalmente soldada ou recorrer a inúmeros reforços de forma a garantir a sua rigidez.

Em ambos os casos, a consideração destes tipos de simplificação poderá originar que o comportamento calculado não reflita a realidade, uma vez que este tipo de ligações possuem um comportamento semi-contínuo.

O Eurocódigo 3 Parte 1-8: Projeto de ligações (EC3 Parte 1-8), já prevê o dimensionamento deste tipo de ligações, apresentado pelo método das componentes, onde as características da ligação, resistência, capacidade de rotação e rigidez são passíveis de serem calculadas, permitindo através da rigidez de rotação uma melhor distribuição dos esforços e assim uma otimização da ligação, com claros ganhos económicos para a execução da estrutura. Nesta dissertação não se pretende exemplificar o modo como devem ser dimensionadas ligações segundo o método das componentes, mas sim empregar outras ferramentas que permitem dimensionar ligações através dessa metodologia.

O principal objetivo desta dissertação consiste no estudo da influência que a rigidez de rotação e resistência tem nos esforços e secções finais da estrutura.

Para tal, serão apresentados diferentes esquemas estruturais de pórticos e diferentes casos de carga e vãos, que serão utilizados para dimensionar as secções recorrendo a ligações rígidas e articuladas.

Posteriormente recorrendo ao software *Robot Structural Analysis*, que utiliza o método das componentes no seu algoritmo de cálculo, os pórticos serão redimensionados considerando uma ligação semi-rígida, utilizando as características de rigidez e rotação da ligação fornecidas por um algoritmo de cálculo já desenvolvido por Vieito (2015).

Com estes resultados, serão analisados os esforços encontrados e as secções finais, de forma a tentar evidenciar a importância de considerar este efeito no dimensionamento de pórticos metálicos.

### 1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação desenvolve-se ao longo de cinco capítulos, onde no primeiro se aborda um pequeno enquadramento histórico da construção metálica e se descrevem os principais objetivos.

O segundo capítulo é subdividido em três partes, onde são abordados os tipos de ligações existentes relativamente ao seu comportamento, os diferentes elementos que constituem o tipo de ligação em estudo e por fim os diferentes modelos de análise e sua classificação.

No terceiro capítulo é abordado o método das componentes apresentado no EC3 Parte 1-8 de uma forma simples e os métodos de cálculo das diferentes componentes abordadas nesta dissertação. Numa segunda parte é dimensionada uma ligação com o software de cálculo *Robot Structural Analysis* e feita a comparação dos seus resultados com a mesma ligação dimensionada por outros autores.

No quarto capítulo são apresentados dois casos de estudo, onde é dimensionado e otimizado o pórtico central de ambos com o objetivo de otimização através da utilização de ligações semi-rígidas.

No quinto capítulo são apresentadas as principais conclusões do presente trabalho.



## 2 LIGAÇÕES METÁLICAS

### 2.1 Introdução

No campo das estruturas metálicas, ao longo das últimas décadas, foram apresentados inúmeros trabalhos de referência para a otimização estrutural de estruturas metálicas, tendo como problema base o peso das estruturas e descuidando a componente das ligações.

Em estudos com o de (Simões, 1995) a temática das ligações já é abordada, e o peso da estrutura é enquadrado com o custo das ligações e a sua importância.

Recentemente, têm surgido muitos estudos sobre a problemática das ligações, e atualmente já é possível analisar o papel da ligação no comportamento de um pórtico.

Tradicionalmente, as ligações viga-pilar nos pórticos metálicos são assumidas como rígidas ou articuladas. As ligações rígidas não permitem a rotação relativa dos elementos, e permitem a transferência de momentos, para além de esforços axiais e de corte. Por outro lado, as ligações articuladas permitem a rotação independente de cada elemento, não permitindo a transmissão de momentos (Resende, 2009).

No entanto, as ligações reais não são totalmente rígidas nem articuladas, mas sim semi-rígidas, pelo que o comportamento da estrutura depende consideravelmente das características da ligação. No caso de ligações semi-rígidas, esta dependência é ainda maior e a otimização destas ligações permite uma melhor redistribuição de esforços. O desafio passa por criar rotinas de cálculo, porque o processo de cálculo de ligações é demorado e complexo, uma vez que para dimensionar uma ligação são necessárias para além dos esforços as características de rigidez.

O EC3 – Parte 1-8 apresenta um método de cálculo de ligações, o método das componentes, que tem reunido consenso, uma vez que associa a cada componente da ligação (parafuso, chapa, etc.) uma rigidez e uma capacidade resistente, onde a componente mais fraca condiciona a resistência da ligação. No mercado existem inclusivamente alguns *softwares* de cálculo que utilizam este método para o dimensionamento de ligações, como o *Robot Structural Analysis*, por exemplo.

Nos subcapítulos seguintes serão caracterizados os tipos de ligação, os seus elementos e os diferentes modelos de análise, sendo dado especial enfoque ao método das componentes, que será utilizado para desenvolver o estudo da presente dissertação.

## 2.2 Tipos de Ligações

### 2.2.1 Comportamento de uma ligação

Segundo o EC3 Parte 1-8, uma ligação é o local no qual dois ou mais elementos convergem. Para efeitos de cálculo, é um conjunto de componentes, que com as suas características permitem representar a ligação como um todo para resistir à transmissão dos esforços que está sujeita.

A cada ligação está normalmente associado um comportamento articulado, rígido ou semi-rígido e uma resistência total ou parcial como função do momento resistente da viga (Resende, 2009).

Cada ligação possui uma curva momento-rotação, que representa o seu comportamento, ou seja, o momento a que a ligação é sujeita em função da rotação que o mesmo produz. A curva momento-rotação permite classificar o tipo de ligação, como se apresenta na Figura 2.1 - Relação momento-rotação

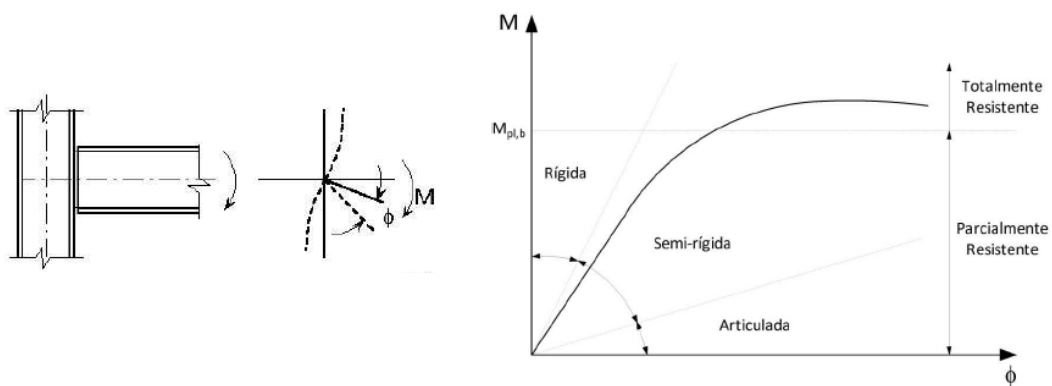


Figura 2.1 - Relação momento-rotação (Castro, 2011)

Na Figura 2.2 mostra-se exemplos dos três comportamentos possíveis para ligações e as respectivas curvas momento-rotação.



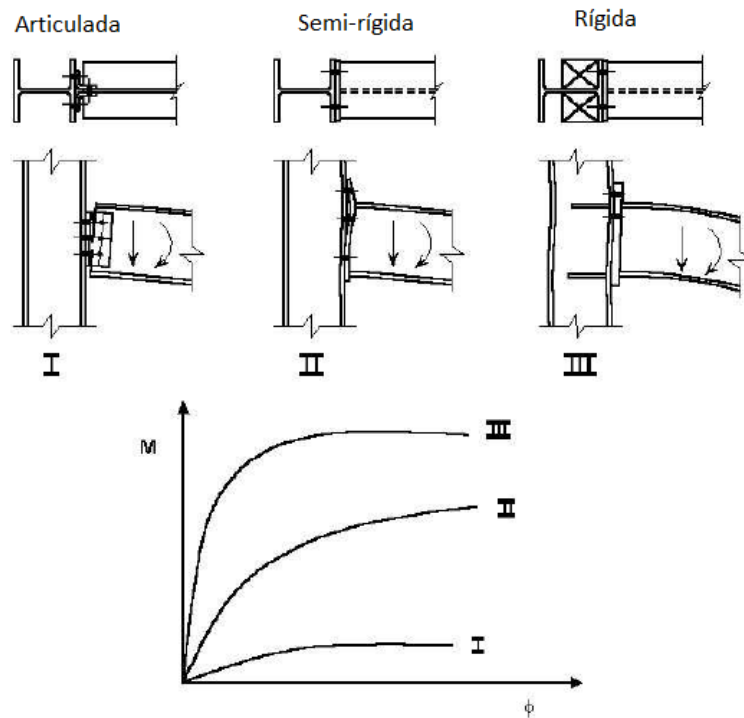


Figura 2.2 - Exemplos de ligações e curvas momento-rotação, adaptado de (Castro, 2011)

Como mostram as figuras anteriores, quanto mais rígida for uma ligação, menor será a sua rotação, logo maior será o momento que esta poderá receber. Por oposição, uma ligação articulada, permitirá uma elevada rotação, não transmitindo grande momento.

Assim, a configuração adotada para a união dos diferentes elementos estruturais (pilar-viga, viga-viga, pilar-fundação, emenda de vigas, etc.) é determinante para o comportamento que se pretende obter de uma ligação. A Figura 2.3 e Figura 2.4, apresentam uma ligação com um comportamento rígido, a Figura 2.5 mostra uma ligação com um comportamento articulado.

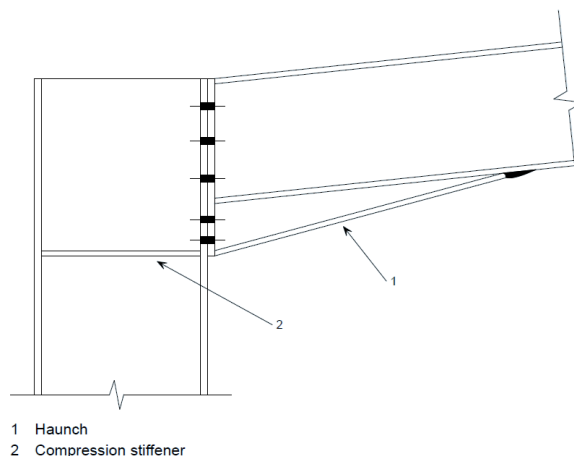


Figura 2.3 - Ligação tipo pilar-viga (portal frame) (SECHALO, *Steel buildings in europe - single-storey steel buildings - Part2: Concept design*, 2012)

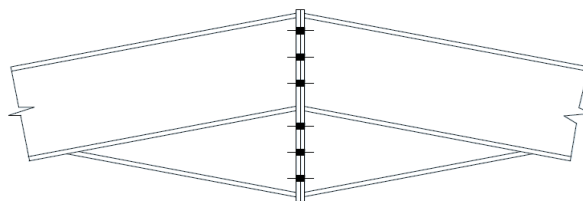


Figura 2.4 - Ligação tipo cumeeira (SECHALO, *Steel buildings in europe - single-storey steel buildings - Part2: Concept design, 2012*)

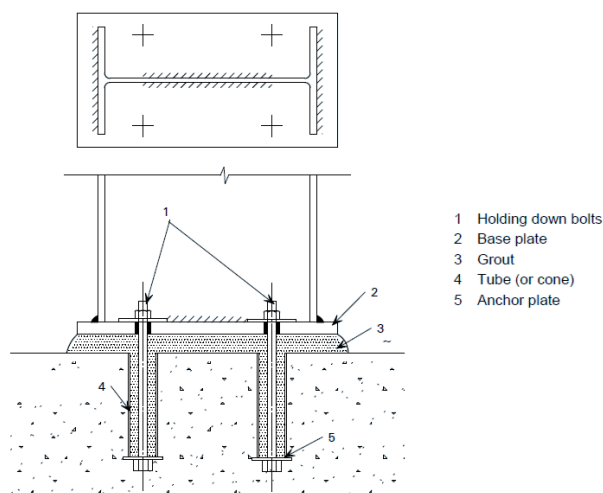


Figura 2.5 - Ligação pilar-fundação (SECHALO, *Steel buildings in europe - single-storey steel buildings - Part2: Concept design, 2012*)

## 2.2.2 Ligações sem transmissão de momento / articuladas

Estas ligações caracterizam-se por apenas transmitirem esforço transversal. São ligações, cuja resistência à rotação é desprezável, não se considerando a transferência de momentos fletores. Estes tipos são normalmente completamente aparafusados com diferentes processos construtivos, como representado nas Figura 2.6, Figura 2.7, Figura 2.8, e Figura 2.9.

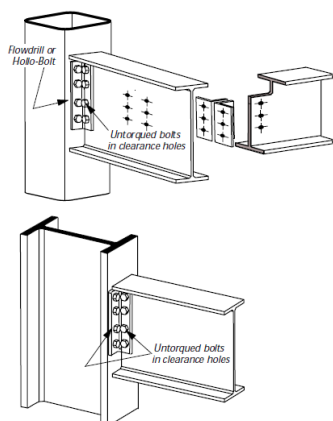


Figura 2.6 - Ligação viga-pilar e viga-viga com dupla cantoneira (SCI/BCSA, *Joints in steel construction - simple connections., 2006*)

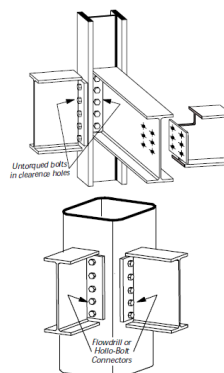


Figura 2.7 - Ligação viga-pilar e viga-viga com placas de extremidade (SCI/BCSA, *Joints in steel construction - simple connections., 2006*)

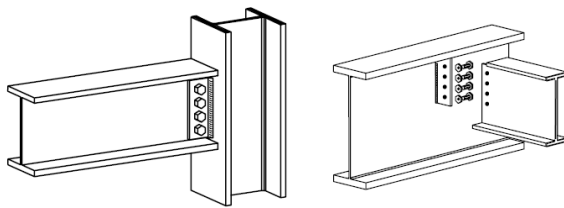


Figura 2.8 - Ligação vi-pilar e viga-viga com placas de gousset (SCI/BCSA, *Joints in steel construction - simple connections.*, 2006) e adaptado de (Vieito, 2015)

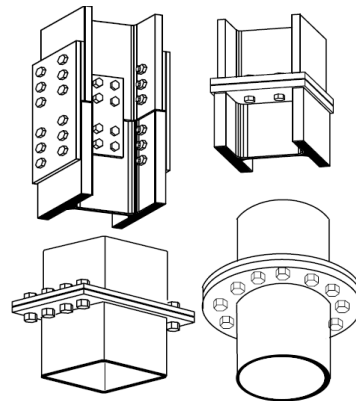


Figura 2.9 - Emenda de pilares (SCI/BCSA, *Joints in steel construction - simple connections.*, 2006)

### 2.2.3 Ligações com transmissão de momentos

Estes tipos de ligação caracterizam-se por possuírem resistência à rotação, permitindo assim absorver momentos fletores. Para garantir a capacidade de resistência a momentos fletores, este tipo de ligação possui uma elevada rigidez, que lhe é atribuída pelas diferentes componentes que a constituem (placa de extremidade, parafusos, cordões de soldadura, reforços, etc.) o que a análise do seu comportamento bastante complexos.

Na análise destas ligações, há um conjunto de fenómenos, tais como a plasticidade do material, o escorregamento e contacto não linear entre os diferentes elementos, como a própria instabilidade local, dado tratar-se de uma ligação, que não devem ser ignorados.

O comportamento deste tipo de ligações, passa pela análise de modelos experimentais, modelos analíticos ou modelos numéricos, como o método dos elementos finitos.

O software de cálculo *Robot Structural Analysis*, utilizado nos estudos de caso da presente dissertação, é um exemplo de uma ferramenta que veio facilitar a análise deste tipo de elementos.

Na Figura 2.10 são exemplificados alguns tipos de ligação com a característica de resistir a momentos.

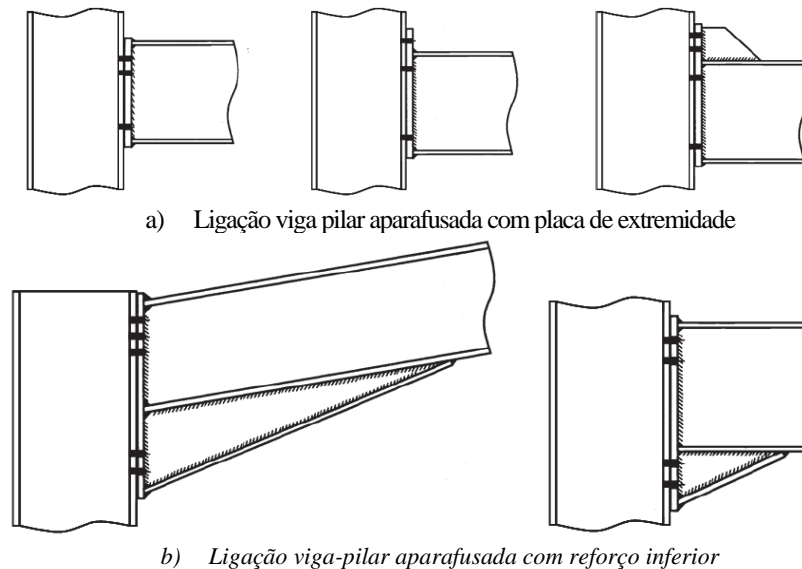


Figura 2.10 - Exemplos de ligação viga-pilar com capacidade para transmitir momentos, Fonte: (SCI/BCSA, *Joints in steel construction: moment-resisting joints to eurocode 3 Ed. P398, 2013*)

Ao longo dos anos, como resultado de um esforço notável levado a cabo por diversos investigadores, surgiram novas metodologias para a análise e dimensionamentos de ligações em estruturas metálicas e mistas, das quais se destaca o Método das Componentes, previsto no EC3 Parte 1-8. (Vieito, 2015)

## 2.3 Elementos que constituem uma ligação

### 2.3.1 Introdução

Uma ligação, como descrito anteriormente é constituída por diversos elementos (parafusos, cordões de soldadura e chapas) que em conjunto garantem a transmissão dos esforços provenientes dos elementos estruturais (vigas e pilares), logo torna-se necessário que cada um destes elementos garanta à ligação resistência, rigidez, capacidade de rotação e ductilidade, em função do tipo de ligação em estudo.

Nos subcapítulos seguintes, são apresentados os diferentes elementos que fazem parte da ligação estudada na presente dissertação e suas propriedades.

### 2.3.2 Parafusos

Segundo o EC3 – Parte 1-8 os parafusos que poderão ser utilizados em ligações encontram-se divididos em duas classes, parafusos normais e de alta resistência.

Em ligações sujeitas a elevados esforços de fadiga, o regulamento define que deverão ser utilizados os parafusos com elevada resistência à fadiga e com deformabilidade reduzida, ou seja, da classe 8.8, 10.9 ou superior (Vieito, 2015).

As diferentes classes de parafusos previstas no EC3 Parte 1-8 e as suas características são as previstas na Tabela 2-1.

*Tabela 2-1 – Valores nominais da tensão de cedência,  $f_{yd}$  e da tensão de rotunda à tração,  $f_{ub}$  para parafusos (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)*

Classe do parafuso	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

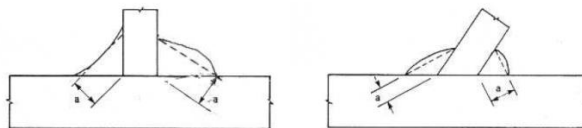
### 2.3.3 Soldaduras

A aplicação de soldadura numa ligação deverá sempre que possível ser efetuada em oficina, num ambiente controlado, para serem criadas as condições para que a mesma garanta a resistência aos esforços que será sujeita.

Este tipo de fixação é usada e recomendada quando se pretende uma ligação de elevada rigidez, logo, sendo a soldadura uma operação complexa, será sujeita a inspeção posterior, o que no conjunto contribui para o elevado custo desta solução comparativamente com outras.

O EC8 Parte 1-8, define alguns tipos de cordões de soldadura para estruturas metálicas e as Figura 2.11 à Figura 2.13 ilustram os exemplos mais utilizados.

- I. Soldadura de ângulo descontínuas e em todo o contorno de orifício;



*Figura 2.11 - Exemplo de soldaduras de ângulo (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)*

## II. Soldadura de topo;

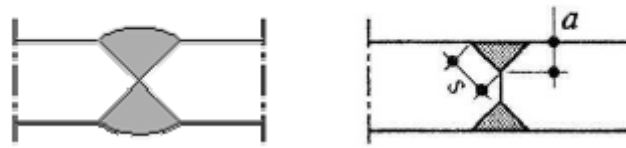


Figura 2.12 - Exemplo soldadura de topo (Simões & Abecassis, Eurocódigos estruturais - o início da sua aplicação em Portugal, 2010)

## III. Soldadura em contornos arredondados;

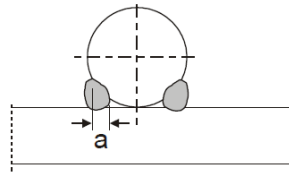


Figura 2.13 - Exemplo soldadura em contornos arredondados (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)

### 2.3.4 Chapas

A materialização das juntas de uma ligação com recurso a chapas, representa uma forma menos complexa e menos dispendiosa de a executar.

A utilização de chapas nas ligações está geralmente associada aos topos, bases ou reforços de perfis, com a finalidade de aumentar a rigidez e ajudar na resistência aos esforços solicitados, como exemplificado nas Figura 2.14 e Figura 2.15.

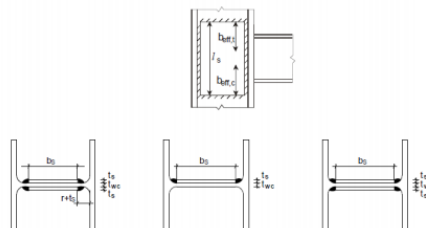


Figura 2.14 - Exemplo de aplicação de chapas para reforço de perfis. (Gonçalves, 2014)

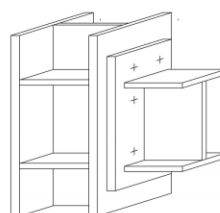


Figura 2.15 - Exemplo de aplicação de chapas para reforço e topo. (Gonçalves, 2014)

As chapas de topo, são elementos necessários para a resistência aos esforços, existentes numa ligação. Importa referir que são estas que fazem a ligação entre a viga e o pilar, e que por questões construtivas e limitações impostas pelo EC3 Parte 1-8, relacionadas com a colocação de parafusos, por vezes a sua altura ultrapassa os banzos da viga, como representado na Figura 2.16.

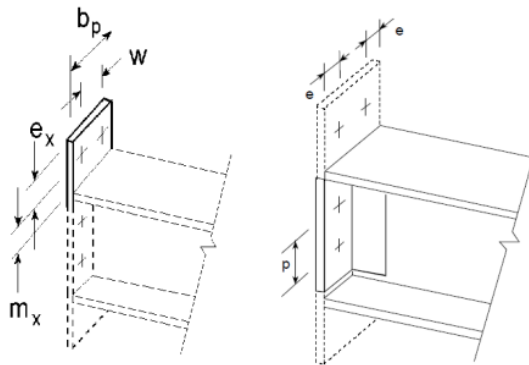


Figura 2.16 - Exemplo de aumento de chapa de topo para fixação de parafusos e respetivos parâmetros. Fonte: (Gonçalves, 2014)

Nos próximos capítulos da presente dissertação, as questões relacionadas com o comportamento específico dos parafusos e chapas, serão abordados de forma mais pormenorizada aquando da análise dos modelos e descrição do método das componentes.

## 2.4 Modelos de análise

### 2.4.1 Análise Global

Neste subcapítulo irá descrever-se o método de análise global para análise e classificação das ligações previsto no E.C.3 Parte 1-8.

Segundo o E.C.3 Parte 1-8, os efeitos do comportamento das ligações na distribuição dos esforços e deformações globais da estrutura devem ser considerados, no entanto quando são bastantes reduzidos poderão ser desprezados. Para saber se os esforços poderão ser desprezados ou não no comportamento das ligações, é necessário distinguir três modelos simplificados de ligações:

- Articuladas, se transmitirem esforços sem momentos fletores;
- Contínua, onde se pode admitir que o comportamento da ligação não tem efeito na análise, porque a rotação não influencia a distribuição de esforços na estrutura nem as deformações;

- Semi-contínua, onde o comportamento da ligação terá que ser considerado na análise;

O tipo de modelo de ligação adequado para cada ligação, deverá ser determinado em função da classificação da junta e do método de análise que se adotou. Na Tabela 2-2 estão representados os tipos de ligação e a sua classificação.

Tabela 2-2 - Tipos de modelos de junta, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)

Métodos de análise global	Classificação da junta		
	Elástica	Nominalmente articulada	Rígida
Rígido - plástica	Nominalmente articulada	Resistência total	Resistência parcial
Elasto-plástica	Nominalmente articulada	Rígida e resistência total	Semi-rígida e resistência parcial Semi-rígida e resistência total Rígida e resistência parcial
Tipo de modelo de junta	Articulada	Continua	Semi-contínua

Para analisar uma ligação, a curva característica momento-rotação poderá ser simplificada, podendo ser utilizada qualquer uma das curvas apropriadas, incluindo uma aproximação linear, bilinear ou trilinear, desde que a curva de aproximação se localize abaixo da curva característica momento-rotação, de acordo com Figura 2.17.

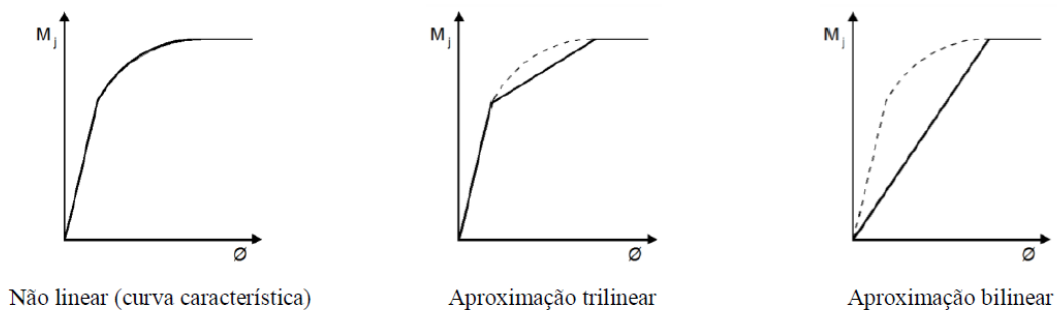


Figura 2.17 - Diagrama não-linear e diagramas aproximados da curva momento-rotação.

Como referido, na análise global as ligações poderão ser subdivididas em análise global elástica, rígido-plástica, e elasto-plástica, sendo estas classificadas segundo a sua rigidez, resistência ou ambas, como representado no diagrama seguinte e cujas descrições se desenvolvem nos próximos subcapítulos.



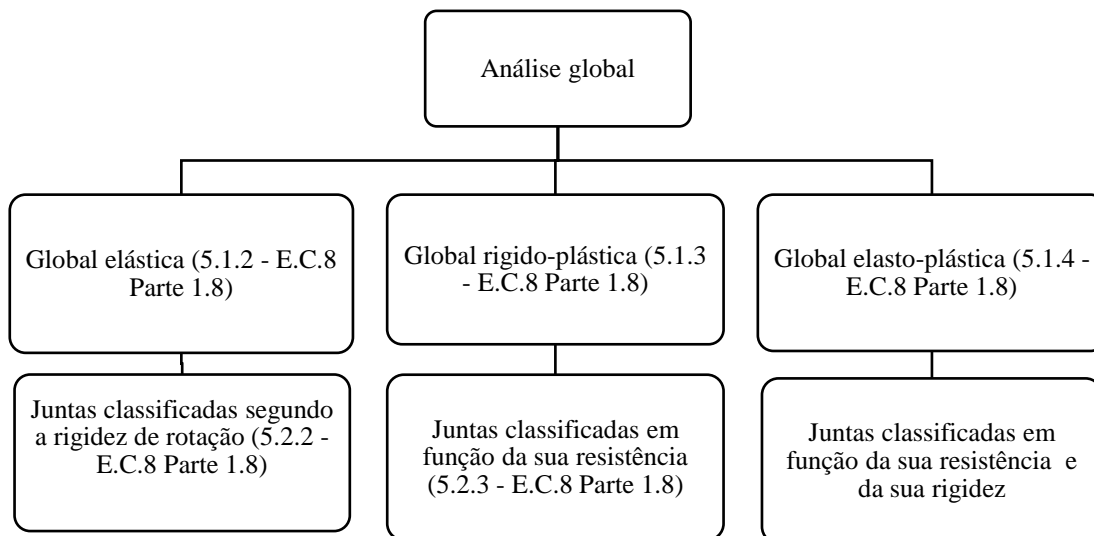


Figura 2.18 – Diagrama de classificação de ligações segundo o EC3 Parte 1-8

## 2.4.2 Análise global elástica

Neste tipo de análise as ligações deverão ser classificadas segundo a sua rigidez de rotação, (Capítulo 5.2.2 E.C.8 Parte 1-8) e devem possuir resistência suficiente para transmitir os esforços que provêm da análise estrutural.

Quando se analisa uma junta semi-rígida, regra geral deverá ser utilizada a rigidez de rotação  $S_j$  que corresponde ao momento fletor  $M_{j,Ed}$ . No entanto se o valor de  $M_{j,Ed}$  não exceder  $2/3 M_{j,Rd}$ , o Eurocódigo define que poderá se adotar a rigidez de rotação inicial,  $S_{j,ini}$ , na análise global. A Figura 2.19 a), ilustra esta questão.

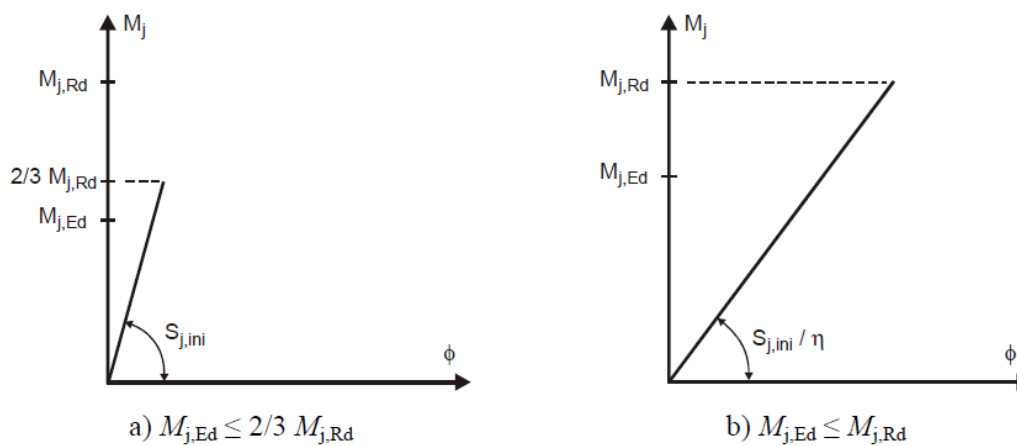


Figura 2.19 - Rigidez de rotação a utilizar na análise global elástica, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)

No entanto, aquando de uma análise global, a norma permite que se considere a rigidez de rotação igual a  $S_{j,ini}/\eta$ , como representa a Figura 2.19 b), para todos os valores de  $M_{j,Ed}$  até  $M_{j,Rd}$ , onde  $\eta$  é um coeficiente de modificação da rigidez indicado na Tabela 2-3.

Tabela 2-3 - Coeficiente de modificação da rigidez  $\eta$ , fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)

Tipo de ligação	Juntas viga-coluna	Outros tipos de junta (viga-viga, de continuidade de vigas, da base de colunas)
Soldada	2	3
Chapas de extremidade aparafusadas	2	3
Cantoneiras de apoio de banzo aparafusadas	2	3.5
Chapas de base	-	3

### 2.4.3 Análise global rígido-plástica

Neste tipo de análise, as ligações deverão ser classificadas segundo a sua resistência, (Capítulo 5.2.3 EC3 Parte 1-8) e a capacidade de rotação deverá ser suficiente para garantir as rotações provenientes da análise estrutural.

Para perfis H e I, valor de  $M_{j,Rd}$  toma o valor indicado no capítulo 6.2 e a capacidade de rotação é verificada de acordo com o capítulo 6.4 do EC3 Parte 1-8.

### 2.4.4 Análise global elasto-plástica

Neste tipo de análise, as ligações deverão ser classificadas segundo a sua rigidez de rotação, (Capítulo 5.2.2 do EC3 Parte 1-8) e a sua resistência, (Capítulo 5.2.3 do EC3 Parte 1-8).

Para a determinação de esforços da ligação, o Eurocódigo define que deverá ser utilizada a relação momento-rotação característica de cada junta, recomendando, no entanto, e como simplificação que seja adotada a curva bilinear de acordo com Figura 2.20.

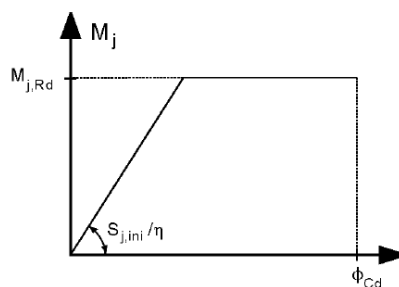


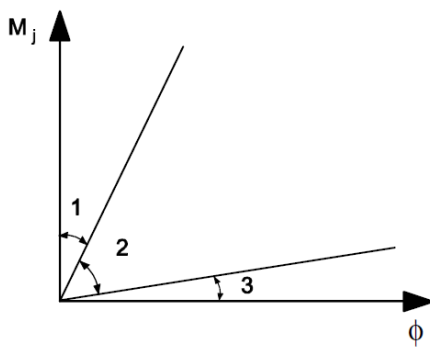
Figura 2.20 - Relação momento-rotação de cálculo bilinear simplificada, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)

Para juntas com perfis metálicos H ou I, o valor de  $M_{j,Rd}$  toma o valor indicado no capítulo 6.2.7, o valor de  $S_j$  será o indicado no capítulo 6.3.1 e  $\phi_{Cd}$ , tomará o valor indicado no capítulo 6.4 do E.C.3 Parte 1-8. O coeficiente  $\eta$ , poderá ser consultado na Tabela 2-3 da presente dissertação.

## 2.5 Classificação segundo a rigidez

Uma ligação poderá ser classificada como rígida, articulada ou semi-rígida, em função da sua rigidez de rotação quando comparada com a rigidez de rotação inicial,  $S_{j,ini}$ .

Os limites definidos para classificar uma ligação estão representados na Figura 2.21, bem como todos os parâmetros envolvidos para a sua obtenção. As regras para determinação dos valores de  $S_{j,ini}$ , para perfis H e I, poderão ser consultadas no EC3 Parte 1-8 no seu ponto 6.3.1.



Zona 1: rígida, se  $S_{j,ini} \geq k_b EI_b / L_b$

em que:

$k_b = 8$  para pórticos em que o sistema de contraventamento reduz o deslocamento horizontal em pelo menos 80 %

$k_b = 25$  para outros pórticos, desde que em todos os pisos  $K_b/K_c \geq 0,1$  <sup>\*)</sup>

Zona 2: semi-rígida

Todas as juntas na zona 2 deverão ser classificadas como semi-rígidas. As juntas nas zonas 1 ou 3 poderão, também, facultativamente, ser tratadas como semi-rígidas.

Zona 3: nominalmente articulada, se  $S_{j,ini} \leq 0,5 EI_b / L_b$

<sup>\*)</sup> Para pórticos em que  $K_b/K_c < 0,1$ , as juntas deverão ser classificadas como semi-rígidas.

$K_b$  valor médio de  $I_b/L_b$  para todas as vigas do nível acima desse andar;

$K_c$  valor médio de  $I_c/L_c$  para todas as colunas desse andar;

$I_b$  momento de inércia da secção de uma viga;

$I_c$  momento de inércia da secção de uma coluna;

$L_b$  vão de uma viga (entre eixos das colunas);

$L_c$  altura de piso de uma coluna.

Figura 2.21 - Classificação das juntas segundo a rigidez, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)

Uma ligação classificada como articulada, permite rotação e deve ser dimensionada de modo a impedir o aparecimento de momentos significativos.

Se for classificada como rígida, poderá considerar-se que existe uma rigidez tal que justifica a sua análise considerando-a contínua.

As juntas semi-rígidas, são todas as que não satisfaçam os critérios atrás mencionados. Estas juntas possuem um comportamento intermédio e a sua rotação influencia a distribuição de esforços na estrutura.

## 2.6 Classificação segundo a resistência

Uma ligação poderá ser classificada quanto à resistência como, de resistência total, articulada ou de resistência parcial, quando se compara o valor de cálculo do seu momento resistente  $M_{j,Rd}$ , com o valor de cálculo dos momentos resistentes dos elementos ligados.

Uma ligação articulada, só pode ser classificada como tal se o seu momento resistente for inferior ou igual a 25 % do momento resistente requerido para uma ligação como resistência total, desde que possua capacidade de rotação suficiente.

Nas ligações com resistência total, o valor de cálculo da resistência deverá ser pelo menos igual ao dos elementos ligados, e para satisfazer o critério de resistência total deverá cumprir os critérios previstos no esquema da Figura 2.22.

a) No topo da coluna

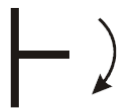


$M_{j,Rd}$

em que:

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd} \text{ ou } M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$$

b) Num nível intermédio da coluna



$M_{j,Rd}$

em que:

$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd} \text{ ou } M_{j,Rd} \geq 2 M_{c,pl,Rd}$$

$M_{b,pl,Rd}$  valor de cálculo do momento plástico resistente de uma viga;

$M_{c,pl,Rd}$  valor de cálculo do momento plástico resistente de uma coluna.

*Figura 2.22 - Juntas de resistência total, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)*

Uma ligação com resistência parcial, será uma junta que não satisfaça nenhuma das condições acima descritas, no entanto segundo Vieito (2015), as ligações que possuem um comportamento intermédio, podem ter momento resistente inferior ao dos elementos a ligar, mas igual ou superior ao momento atuante. A capacidade de rotação de uma ligação com resistência parcial que coincida com uma rótula plástica, deve ser suficiente para permitir que, para as ações de cálculo, se formem todas as rótulas plásticas necessárias. A rigidez de uma ligação com resistência parcial deve ser tal que não permita que, para as ações de cálculo, seja ultrapassada a capacidade de rotação de qualquer das rótulas plásticas previstas.

### 3 MÉTODO DAS COMPONENTES

#### 3.1 Introdução

O presente método, com origem nos estudos de Zoetemeijer (1974) apresenta-se como um modelo onde uma ligação metálica (viga-pilar) é analisada através do estudo do comportamento mecânico dos elementos que a constituem. O método das componentes define-se como um conjunto regras que determinam a participação mecânica resistente de cada uma das forças (componentes) que atuam simultaneamente numa ligação, e divide-se em três zonas críticas: zona de compressão, zona de corte e zona de tração, (Vieito, 2015).

A aplicação deste método de uma forma resumida consiste no seguinte:

- Identificação e seleção das componentes relevantes ativas, após a análise do percurso das forças internas e dos momentos na ligação e a identificação das componentes intervenientes nesse percurso (Pereira, 2008);
- Caracterização do comportamento das componentes ativas, determinando as suas propriedades mecânicas relevantes (Pereira, 2008);
- Assemblagem ou associação das componentes ativas, com a utilização de um modelo mecânico representativo e subsequente avaliação da resposta momento-rotação da ligação, através da curva força-deformação e considerando que a componente da cadeia com menor resistência controla a capacidade de resistência da ligação (Pereira, 2008);
- Definição da capacidade de deformação de cada componente, para a obtenção da ductilidade da ligação e a consequente classificação da mesma (Pereira, 2008);

O esquema estrutural de uma ligação tipo viga – pilar, poderá ser representado por barras rígidas e molas axialmente deformáveis, unindo os eixos dos elementos a ligar. As propriedades da mola podem ser representadas sob a forma de uma curva momento – rotação não linear, que representa a relação entre o momento fletor aplicado,  $M_{j,Ed}$  e a respetiva rotação  $\theta_{Ed}$ , como representa a Figura 3.1.

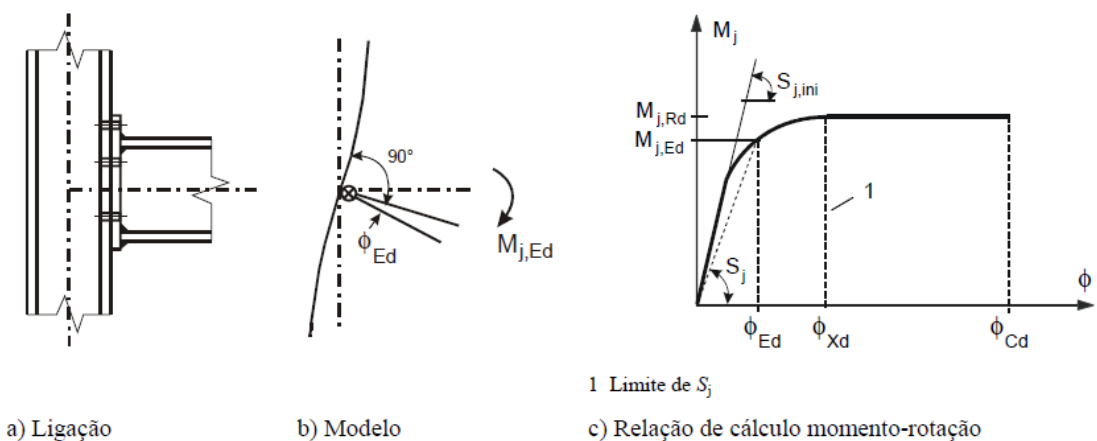


Figura 3.1 - Simplificação e curva momento rotação de uma ligação viga – pilar, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)

As diferentes componentes que constituem as ligações previstas no EC3 parte 1-8, estão representadas no quadro 6.1 deste regulamento. Como a presente dissertação se desenvolve em torno da ligação aparafusada viga – pilar com chapa de extremidade, na Figura 3.2 apresenta-se em pormenor todas as componentes que a constituem.

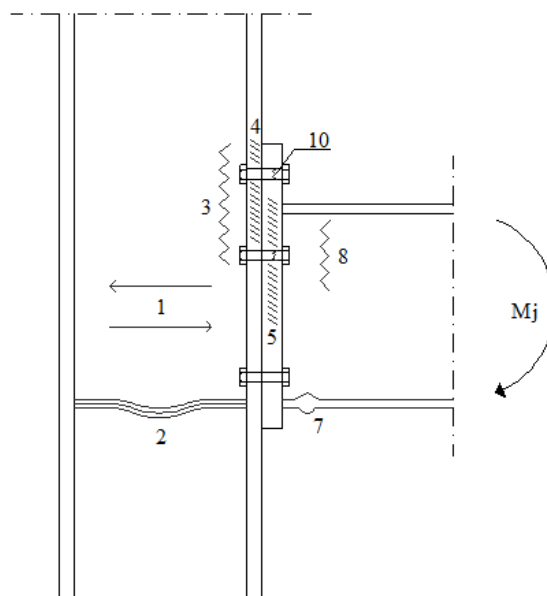


Figura 3.2 – Representação das componentes ativas numa ligação tipo viga-pilar com chapa de extremidade

Na Tabela 3-1 apresenta-se as componentes envolvidas no presente trabalho, bem como os casos em análise e a sua referência ao EC3 Parte 1-8.

Tabela 3-1 - Componentes ativas relevantes da ligação tipo viga-pilar com chapa de extremidade, adaptado de (Pereira, 2008)

COMPONENTES ATIVAS	Referência aos pontos do EC3 Parte 1-8		
	Resistência de cálculo ( $F_i$ )	Coefficiente Rigidez ( $K_i$ )	Capacidade Rotação ( $\phi$ )
1 – Paineis de alma do pilar ao corte $V_{Ed}$	6.2.6.1	6.3.2	6.4.2 e 6.4.3
2 – Alma do pilar em compressão transversal $F_{c,Ed}$	6.2.6.2	6.3.2	6.4.2 e 6.4.3
3 – Alma do pilar em tração transversal $F_{t,Ed}$	6.2.6.3	6.3.2	6.4.2 e 6.4.3
4 – Banzo do pilar em flexão transversal $F_{t,Ed}$	6.2.6.4	6.3.2	6.4.2 e 6.4.3
5 – Placa de extremidade em flexão $F_{t,Ed}$	6.2.6.5	6.3.2	6.4.2
7 – Banzo e alma da viga em compressão $F_{c,Ed}$	6.2.6.7	6.3.2	(*)
8 – Alma da viga em tração $F_{t,Ed}$	6.2.6.8	6.3.2	(*)
10 – Parafusos à tração $F_{t,Ed}$	6.2.6.4 (com banzo do pilar) 6.2.6.5 (com a chapa de extremidade)	6.3.2	6.4.2

(\*) Informação não disponível

Nos subcapítulos seguintes, descreve-se sucintamente o método das componentes, de acordo com o EC3 Parte 1-8, para as ligações do tipo viga-pilar que constituem a base de estudo da presente dissertação.

### 3.2 Método das componentes

O EC3 - Parte 1-8, no Capítulo 6, apresenta a metodologia de cálculo para a determinação das diferentes propriedades que constituem uma ligação viga – pilar em perfis metálicos H ou I, este procedimento poderá ser descrito de acordo com o seguinte esquema:

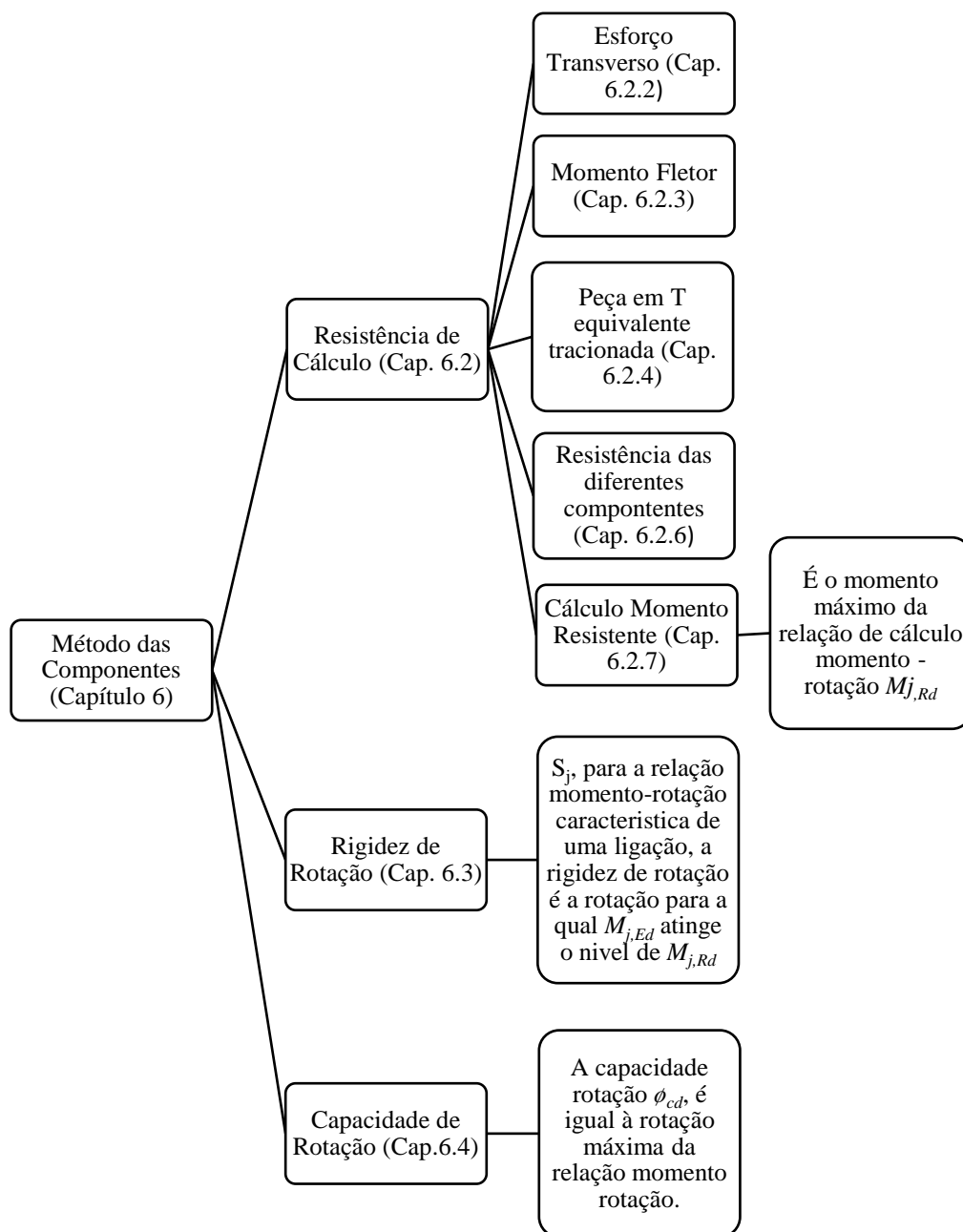


Figura 3.3 - Diagrama de cálculo do método das componentes

No âmbito da verificação da resistência de cálculo apresentada na ilustração anterior, deverão ainda ser analisados o esforço transversal relativo aos parafusos (Cap. 3.6) e as soldaduras entre a chapa de extremidade e a viga (Cap. 4.5.3), do EC3 Parte 1-8.

Nos subcapítulos seguintes serão apresentados alguns pontos que deverão ser considerados no cálculo da resistência de uma ligação de acordo com o previsto no EC3 Parte 1-8, para ligações tipo pilar – viga e respetivas componentes.



### 3.2.1 Forças Internas

A tensão longitudinal no pilar, deverá ser tida em consideração para determinação do valor de cálculo da resistência da alma da coluna à compressão, (Cl. 6.2.6.2(2)) – componente 2.

O esforço transversal no painel de alma de um pilar, deverá ser tido em consideração para determinar o valor de cálculo da resistência dos seguintes componentes:

- Alma do pilar em compressão transversal, (Cl. 6.2.6.2) – componente 2;
- Alma do pilar em tração transversal, (Cl. 6.2.6.3) – componente 3;

O EC3 Parte 1-8, prevê ainda que poderá admitir-se que as tensões devidas aos esforços num elemento não afetam os valores de cálculo da resistência das várias componentes de uma ligação, com exceção das componentes 2 e 3.

### 3.2.2 Esforço transversal

Nas ligações aparafusadas com chapa na extremidade, as soldaduras que ligam a alma da viga deverão ser dimensionadas de forma a resistirem ao esforço transversal da viga à junta sem o contributo dos respetivos banzos.

Nas ligações aparafusadas com chapa de extremidade, a resistência das linhas de parafusos sujeitas à ação combinada de esforços de tração e de corte devem ser verificadas de acordo com o critério disposto no quadro 3.4 do EC3 Parte 1-8.

Se o esforço axial  $N_{Ed}$ , no elemento ligado não exceder 5% do valor de cálculo da resistência da secção transversal,  $N_{pl,Rd}$ , o momento resistente,  $M_{j,Rd}$  de uma ligação viga-pilar, pode ser calculado pelo método apresentado no ponto 6.2.7 do EC3 Parte 1-8.

Nas ligações, o valor de cálculo do momento resistente,  $M_{j,Rd}$ , deve ser resistido por todos os componentes básicos, menos as soldaduras.

Numa ligação viga-pilar, as soldaduras deverão ser dimensionadas para resistir aos efeitos de um momento cujo valor é pelo menos igual ao menor dos seguintes:

- O valor de cálculo do momento resistente plástico do elemento ligado,  $M_{pl,Rd}$ ;
- $\alpha$  vezes o valor de cálculo do momento resistente da junta,  $M_{j,Rd}$  em que:

$\alpha = 1.4$  – Se o sistema de contraventamento satisfaz o previsto na EN 1993-1-1, relativo ao deslocamento lateral;

$\alpha = 1.7$  – Nos restantes casos.;

### 3.2.3 Peça em T equivalente tracionada

Em ligações aparafusadas, o EC3 Parte 1-8 na sua cláusula 6.2.4, refere que se poderá utilizar um modelo formado por uma peça T equivalente tracionada para obter o valor de cálculo da resistência de cada uma das seguintes componentes:

- Banzo do pilar em flexão;
- Chapa de extremidade em flexão;

Este modelo é uma simplificação de uma parte da ligação em estudo em forma de T, que permite avaliar a resistência dos diferentes elementos que a constituem, permitindo quantificar a carga de colapso plástico de uma placa, como representado na Figura 3.4.

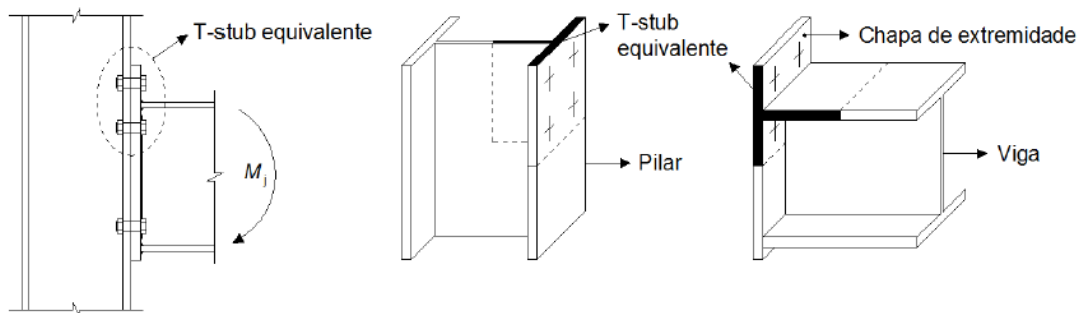


Figura 3.4 - T equivalente tracionado, adaptado de: (Vieito, 2015)

O comprimento efetivo  $\Sigma l_{eff}$  de uma peça em T equivalente deverá ser tal que o valor de cálculo da resistência do seu banzo seja equivalente ao do comprimento básico da junta que ele representa. Através da definição de parâmetros como  $e_{min}$ ,  $l_{eff}$  e  $m$ , representados na Figura 3.5, é calculada a resistência de cálculo à tração  $F_{T,Rd}$  de um T equivalente.

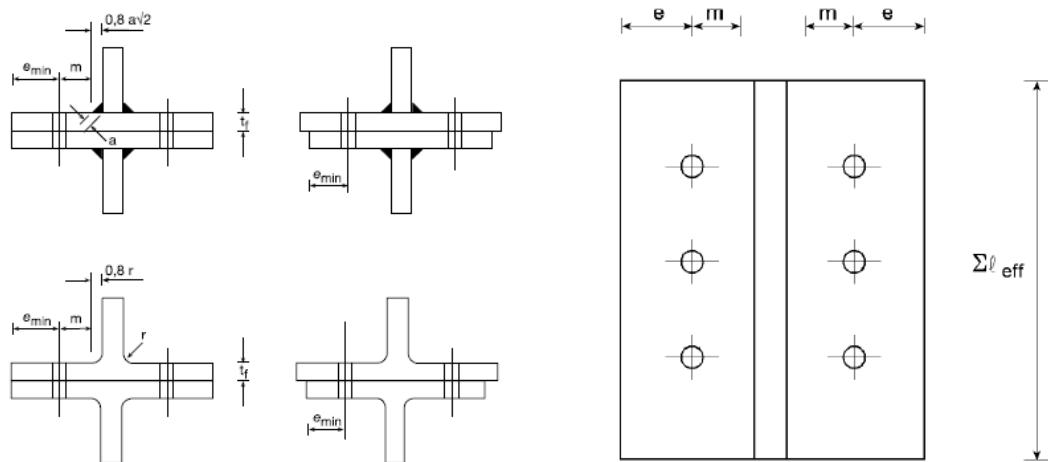


Figura 3.5 - Parâmetros de um banzo de uma peça em T equivalente, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)

O cálculo da resistência à tração do banzo de uma peça em T equivalente,  $F_{T,Rd}$ , deverá ser efetuado de acordo com o quadro 6.2 do EC3 Parte 1-8.

Caso se desenvolvam forças de alavanca, o valor de cálculo  $F_{T,Rd}$  deverá ser considerado igual ao menor dos valores correspondentes aos três modos de rotura previstos no mesmo quadro 6.2. Se não se desenvolverem forças do tipo alavanca esse valor de cálculo deverá ser igual ao menor dos valores dos dois modos de rotura possíveis. Na Figura 3.6 estão representados os três modos de rotura possíveis.

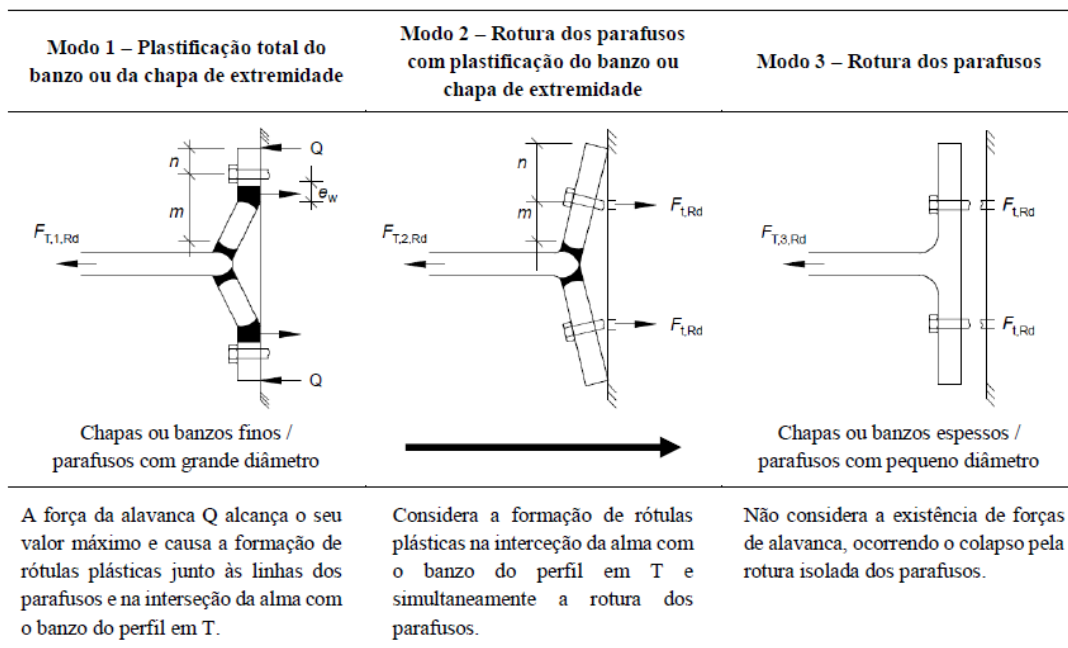


Figura 3.6 - Diferentes modos de rotura de um T tracionado, (Vieito, 2015)

### 3.2.4 Linhas de parafusos isoladas ou em grupo

Na verificação da resistência de cálculo das componentes 4 e 5, com recurso ao modelo T equivalente, as linhas de parafusos existentes têm influência direta, sendo estas consideradas como isoladas ou como parte de um grupo, como refere a cláusula 6.2.4.2 (1) do E.C.3 Parte 1-8. Os diferentes modelos de linhas de rotura dos parafusos atuando de forma isolada ou em grupo para uma ligação com três linhas de parafusos, estão representados na Figura 3.7.

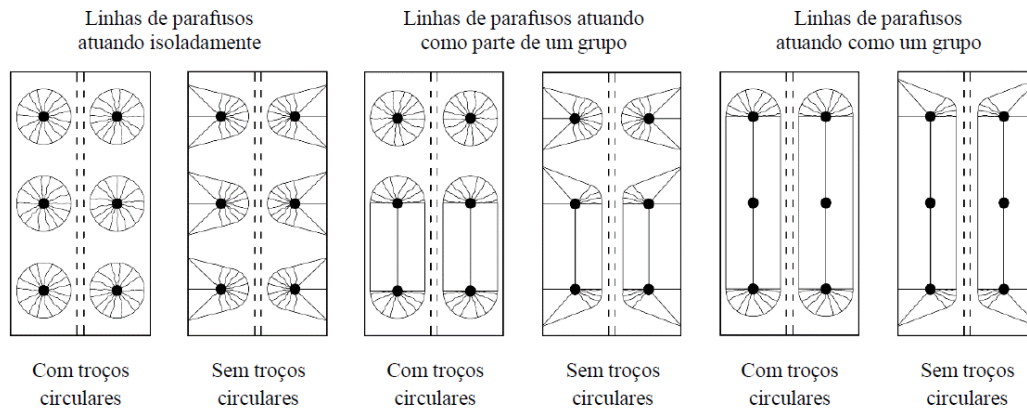


Figura 3.7 - Tipos de linha de ruptura de parafusos atuando de forma isolada ou em grupo, (Vieito, 2015)

Na aplicação do modelo T equivalente para representar uma linha de parafusos, poderá ser necessário dividir cada uma das linhas e utilizar este mesmo modelo para representar cada uma destas. Quando se utiliza a modelação T equivalente para representar um grupo de linhas de parafusos, deverão ser tidas em consideração as seguintes condições:

- A força numa determinada linha de parafusos, não poderá ser superior ao valor de cálculo da resistência, determinado considerando unicamente essa linha de forma isolada;
- A força total de um grupo de linhas de parafusos, onde se encontram duas ou mais linhas consecutivas de parafusos, não deverá exceder o valor de cálculo da resistência desse grupo;

Nos parágrafos seguintes é apresentado um exemplo de procedimento para determinar a resistência de cálculo à tração de cada linha de parafusos.

- Cálculo da resistência das linhas de parafusos de forma individual, iniciando-se pela linha mais afastada do centro de compressão, 1ª linha, 2ª linha, etc.;
- A resistência da 1ª linha equivale a uma linha de parafusos isolada, as restantes deverão ser avaliadas como isoladas ou como parte de um grupo. Como referido nos parágrafos anteriores, a resistência destas linhas é igual à menor resistência da mesma considerada como isolada ou como parte de um grupo de linhas;
- As linhas que forem divididas por um banzo ou reforço transversal, deverão ser consideradas como isoladas, uma vez que estes elementos não permitem a formação de grupos entre elas;

- A linha de parafusos mais próxima do centro de compressão, não é considerada nos cálculos como tracionada, uma vez que a sua baixa contribuição não tem influência no momento resistente. Esta considera-se como resistente ao corte;

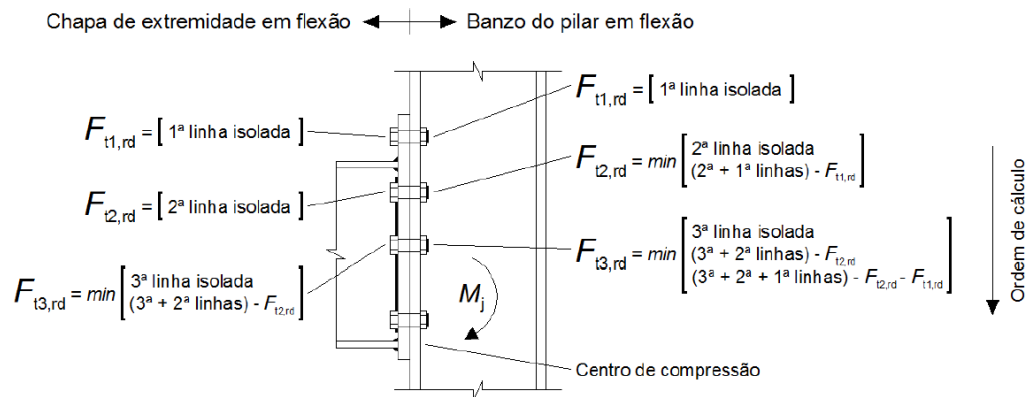


Figura 3.8 - Ordem de cálculo para determinação da resistência à tração de cada linha de parafusos, fonte: (Vieito, 2015)

Para se realizar a análise a partir do modelo T equivalente, deve-se ter em conta que esta é feita para cada linha isolada de parafusos e para cada linha isolada combinada com as linhas anteriormente analisadas, (Oliveira C. R., 2011), como representado no esquema da Figura 3.8.

### 3.3 Resistência de cálculo dos componentes básicos

Nos subcapítulos seguintes serão apresentados os processos de cálculo para a verificação dos diferentes componentes presentes numa ligação aparafusada com chapa de extremidade entre viga – pilar.

#### 3.3.1 Painel de alma do pilar solicitado ao corte – componente 1

O processo de dimensionamento da componente representada na Figura 3.9 encontra-se descrito no EC3 Parte 1-8, na cláusula 6.2.6.1, onde na sua primeira alínea estabelece como condição que o presente processo só poderá ser aplicado se a esbelteza da alma do pilar

respeitar a condição de  $d_o/t_w < 69\varepsilon$ , onde  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{y,wc}}}$ .

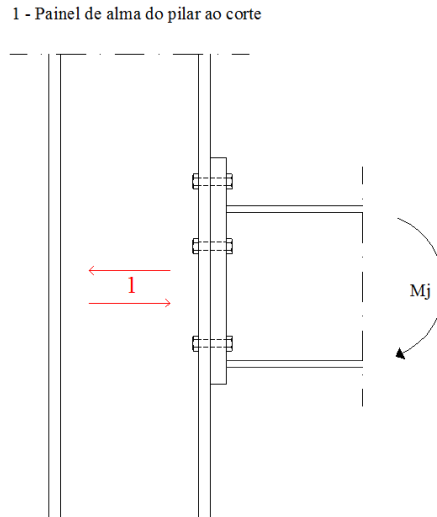


Figura 3.9 - Representação da componente 1

Garantida esta condição, numa ligação com uma viga de um ou ambos os lados e com alturas semelhantes, o valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal  $V_{wp,Rd}$  da alma de uma pilar não reforçado é dado pela seguinte expressão:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad (3-1)$$

Onde:

$A_{vc}$  – área de corte do pilar de acordo com Cl.6.2.6(3) a) do EC3 Parte 1-1.

Quando a alma do pilar não possuir resistência suficiente ao esforço transversal, esta poderá ser reforçada com a aplicação de reforços ou de chapas adicionais. No caso da execução de reforço, este irá aumentar a resistência  $V_{wp,Rd}$ , com o aumento da área de corte da alma do pilar,  $A_{vc}$ . Tanto as considerações a tomar como o processo de cálculo, estão descritos na cláusula 6.2.6.1 do EC3 Parte 1-8.

### 3.3.2 Alma do pilar em compressão transversal – componente 2

O momento fletor negativo aplicado na ligação, provoca uma compressão transversal na alma do pilar, transmitida pela viga sob a forma de uma carga horizontal, como representado na Figura 3.10.

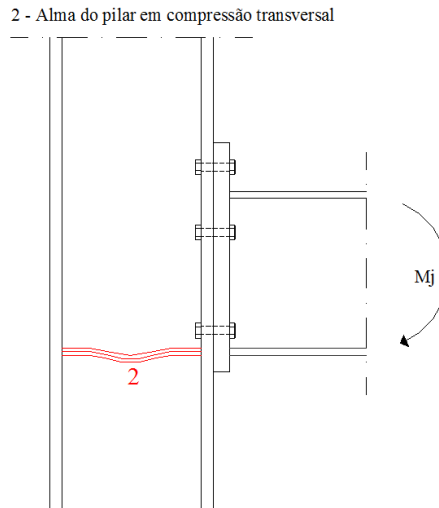


Figura 3.10 - Representação da componente 2

Na Figura 3.11 encontra-se representada a largura efetiva da alma comprimida para uma ligação aparafusada com chapa de extremidade.

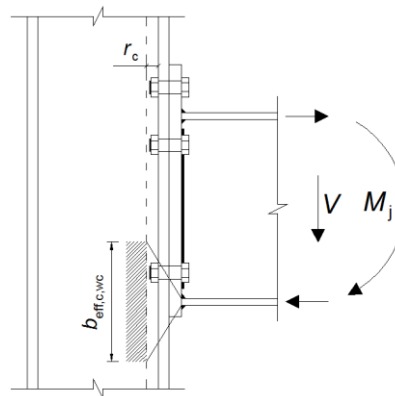


Figura 3.11 - Alma do pilar em compressão transversal, (Vieito, 2015)

O cálculo da resistência da alma do pilar sem reforços, é dada pela seguinte expressão:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (3-2)$$

Onde:

$\omega$  – Coeficiente de redução para considerar os efeitos relativos ao esforço de corte na alma do pilar. Este coeficiente poderá ser determinado de acordo com o quadro 6.3 do EC3 Parte 1-8, e depende do parâmetro de transformação  $\beta$ , que por sua vez se encontra definido no quadro 5.4 do mesmo regulamento e que representa a configuração dos esforços atuantes na ligação;

$b_{eff,c,wc}$  – Largura efetiva da alma comprimida, que para uma ligação aparafusada com chapa de extremidade é dada por:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p} \quad (3-3)$$

$s_p$  – Comprimento obtido através da projeção a 45 ° da chapa de extremidade (garantindo um mínimo de  $t_p$  e, desde que o comprimento da chapa de extremidade para além do banzo seja suficiente, até ao máximo de  $2t_p$ );

$s$  – Para um pilar em perfil laminado em I ou H,  $s=r_c$ ;

$k_{wc}$  – Coeficiente de redução que tem em consideração a tensão de compressão longitudinal máxima na alma do pilar,  $\sigma_{com,Ed}$ , devido à atuação de esforço axial e momento fletor em simultâneo no pilar.;

Este parâmetro pode ser calculado de acordo com a cláusula 6.2.6.2 (2) do EC3 Parte 1-8, onde  $\sigma_{com,Ed}$ , pode ser encontrado pela seguinte expressão:

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{N_{c,Ed}}{A_C} + \frac{M_{c,Ed}}{W_{el,y,c}} \quad (3-4)$$

Onde:

$N_{c,Ed}$  – Esforço axial atuante no pilar;

$M_{c,Ed}$  – Momento fletor atuante no pilar.;

Tal como na componente anterior, quando a alma do pilar não garante resistência ou rigidez suficiente, esta poderá ser reforçada por meio da aplicação de chapas na alma do pilar. Estas chapas irão contribuir para um aumento da espessura da alma, produzindo as respetivas alterações em todas as expressões onde este parâmetro esteja presente. A verificação com a aplicação destes reforços poderá ser consultada na cláusula 6.2.6.2 do EC3 Parte 1-8.

Não menos importante é referir que, para ligações soldadas ou aparafusadas com cantoneira, o valor de  $b_{eff,c,wc}$  deverá ser calculado de acordo com 6.2.6.2 (1) do EC3 Parte 1-8. Como a presente dissertação incide sobre ligações aparafusadas com placa de extremidade, será considerado este tipo de ligação.

### 3.3.3 Alma do pilar sujeita a tração transversal – componente 3

Tal como na componente anterior, onde o momento negativo provoca uma compressão da alma do pilar na parte inferior da ligação, na sua parte superior, a tração existente nos parafusos, provoca tensões de tração transversal na alma do pilar, como mostra a Figura 3.12.



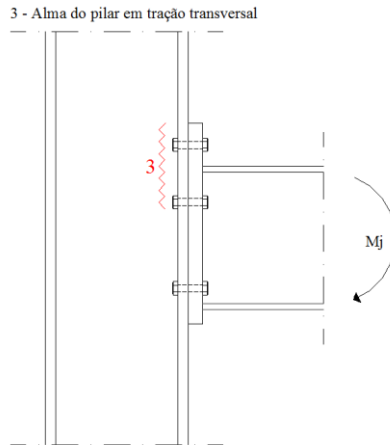


Figura 3.12 - Representação da componente 3

O processo para o cálculo da resistência da alma do pilar não reforçado solicitado à tração transversal é dado pela seguinte expressão:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (3-5)$$

$\omega$  – Coeficiente de redução para considerar os efeitos relativos ao esforço de corte na alma do pilar. Este coeficiente poderá ser determinado de acordo com o quadro 6.3 do EC3 Parte 1-8, e depende do parâmetro de transformação  $\beta$ , que por sua vez se encontra definido no quadro 5.4 do mesmo regulamento e que representa a configuração dos esforços atuantes na ligação;

$b_{eff,c,wc}$  – Largura efetiva da alma tracionada do pilar.

Em relação ao parâmetro  $b_{eff,c,wc}$ , é importante referir que a largura efetiva da alma tracionada de um pilar deverá ser igual ao menor comprimento efetivo do T equivalente (simplificação descrita no ponto 4.2.1.4 da presente dissertação) que representa o banzo do pilar, considerando as linhas de parafusos a atuarem em grupo ou isoladamente.

Seguindo o já descrito para a componente anterior, o reforço do pilar com a aplicação de chapas irá contribuir para um aumento da espessura da alma, produzindo as respectivas alterações em todas as expressões onde este parâmetro esteja presente, de acordo com o descrito no EC3 Parte 1- 8.

### 3.3.4 Banzo do pilar em flexão transversal – componente 4

O valor de cálculo e o modo de rotura do banzo de um pilar em flexão transversal, representado na Figura 3.13, é calculado de acordo com o modelo T equivalente, no capítulo 6.2.4 do EC 3 Parte 1-8.

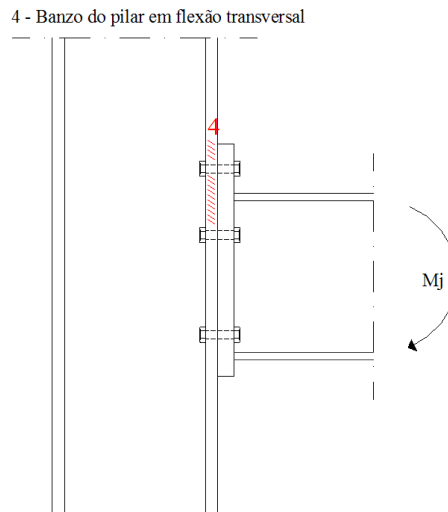


Figura 3.13 - Representação da componente 4

As considerações relativas à presente componente estão descritas no capítulo 6.2.6.4 do EC3 Parte 1-8, dividindo-se o mesmo em dois subcapítulos referentes a ligações aparafusadas com pilar não reforçado e a mesma ligação para pilar reforçado. Neste capítulo são apresentadas as definições de  $e_{min}$ ,  $r_c$  e  $m$ , para esta componente que deverão ser utilizadas na formulação para o cálculo desta através do método de T equivalente.

A Figura 3.14 ilustra a definição desses parâmetros.



Figura 3.14 - Definição de  $e$ ,  $e_{min}$ ,  $r_c$  e  $m$ , fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)

Outro parâmetro necessário para o cálculo através do método do T equivalente e que é abordado no presente capítulo é o comprimento efetivo do banzo,  $l_{eff}$ , que varia em função do

tipo de ligação a executar, ou seja das características do pilar e da existência ou não de reforço. Os quadros 6.4 e 6.5 do EC3 Parte 1-8, apresentam respectivamente para pilares não reforçados e para pilares reforçados, como deverão ser consideradas as diferentes linhas de parafusos, e na Figura 3.15, é apresentado um esquema que sintetiza o descrito no respetivo quadro.

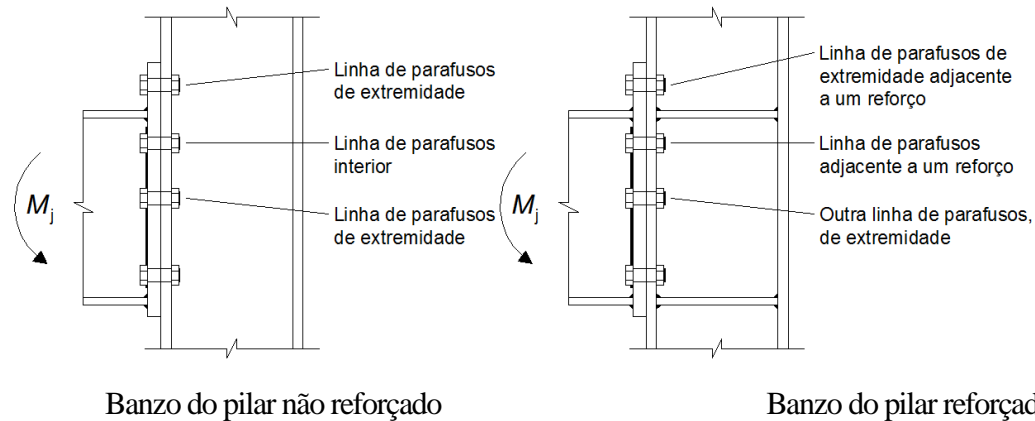


Figura 3.15 - Posição das linhas de parafusos à tração para o banzo de um pilar: a) Banzo do pilar não reforçado; b) Banzo do pilar reforçado, fonte: (Vieito, 2015)

Esclarece-se ainda que o parâmetro  $e_1$ , segundo os quadros 6.4 e 6.5, é designado como “a distância entre os centros dos parafusos da última linha e a extremidade adjacente livre do banzo do pilar, medida na direção do eixo do pilar”, quando esta tem continuidade, esta dimensão termina ao nível da chapa de extremidade, no entanto, numa situação de continuidade,  $e_1$  é considerada a dimensão até ao piso seguinte, como representado na Figura 3.16.

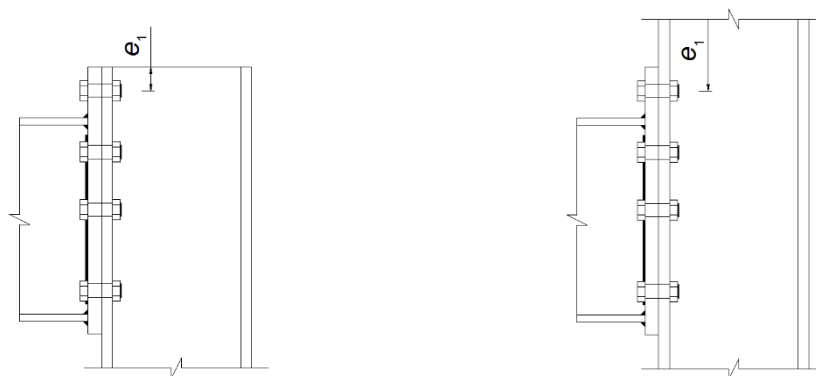


Figura 3.16 - Dimensão de  $e_1$  em função da continuidade ou não do pilar

### 3.3.5 Placa de extremidade em flexão – componente 5

O valor de cálculo da resistência da componente representada na Figura 3.17, é em tudo semelhante ao cálculo da componente anterior, no entanto a análise aplica-se para a face exterior do banzo do pilar, ou seja, para a viga.

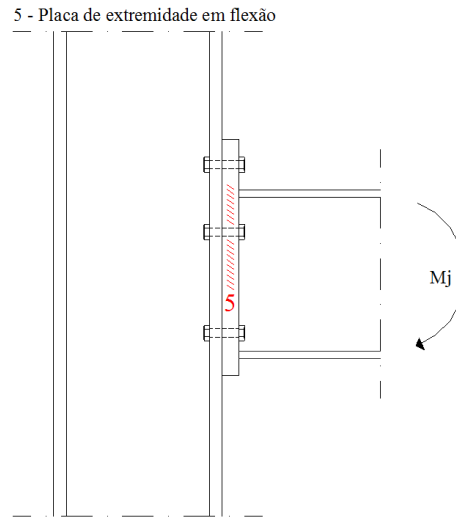


Figura 3.17 - Representação da componente 5

O processo para o cálculo da presente componente será o método T equivalente, a descrição do processo de cálculo desta componente encontra-se na cláusula 6.2.6.5 do EC 3 Parte 1-8. Com base no descrito no mesmo, para o cálculo da presente componente deverá considerar-se que os grupos de linhas de parafusos localizados em cada um dos lados de qualquer reforço ligado à chapa de extremidade sejam considerados como peças T equivalente, bem como a fiada que eventualmente se encontre na parte saliente da chapa de extremidade.

O valor de  $e_{min}$ , necessário para o cálculo pelo método do T equivalente deverá ser obtido para a parte da chapa de extremidade localizada entre os banzos da viga, como representado na Figura 3.14 do presente documento. Para a parte saliente da chapa de extremidade este parâmetro deverá ser considerado igual a  $e_x$ , de acordo com a Figura 3.18.

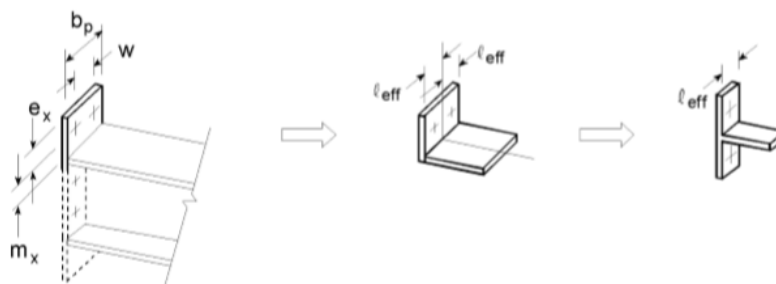


Figura 3.18 - Modelação de uma chapa de extremidade saliente sob a forma de peças T separadas, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)

Relativamente ao comprimento efetivo,  $l_{eff}$ , para a presente componente este deverá ser determinado de acordo com o quadro 6.6 do EC3 Parte 1-8, para cada linha de parafusos. Na Figura 3.19 e Figura 3.20 esclarece-se a definição de alguns parâmetros.

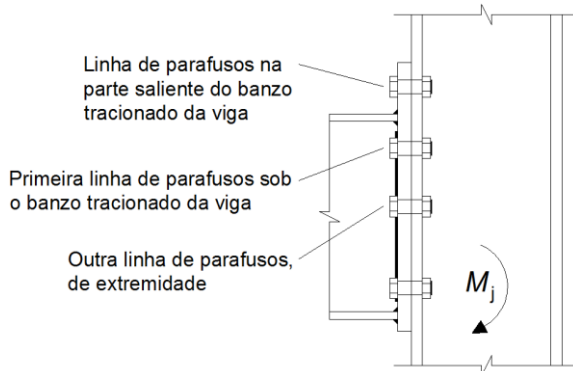


Figura 3.19 - Posição das linhas de parafusos à tração para chapa de extremidade, fonte: (Vieito, 2015)

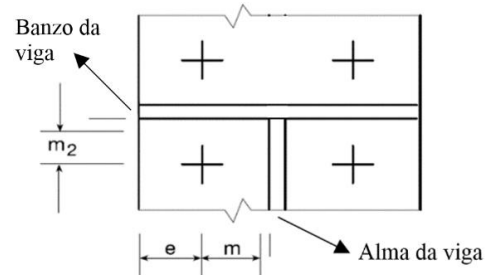


Figura 3.20 -Parâmetros geométricos para o cálculo do valor de  $a$  apresentado no quadro 6.6 do EC3 Parte 1-8, fonte: (Vieito, 2015)

Os restantes parâmetros necessários são apresentados no mesmo quadro 6.6, nomeadamente  $m$  e  $m_x$ , deverão ser os ilustrados na Figura 3.14 e na Figura 3.18 do presente documento.

### 3.3.6 Banzo e alma da viga em compressão – componente 7

A descrição do processo de cálculo da resistência à compressão do banzo e da alma da viga, representado na Figura 3.21, encontra-se descrito na cláusula 6.2.6.7 do EC3 Parte 1-8.

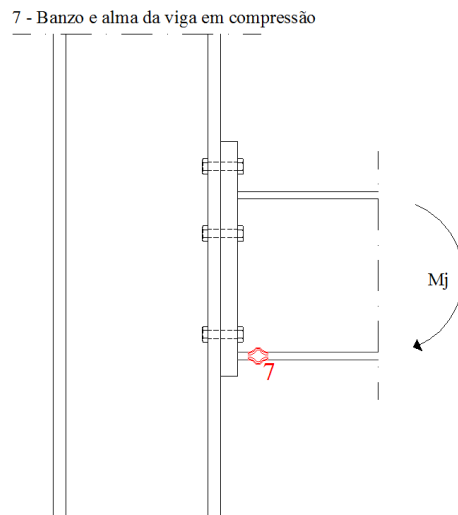


Figura 3.21 - Representação da componente 7

O momento fletor negativo que provoca a compressão da componente 2, alma do pilar em compressão transversal, provoca na viga tensões de compressão na zona adjacente da alma e no banzo, que atuam ao nível do centro de compressão, como mostra a Figura 3.22.

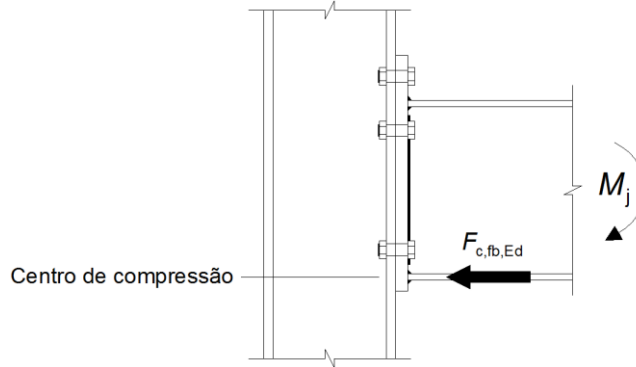


Figura 3.22 - Força de compressão atuante, fonte: (Vieito, 2015)

Assim, como a tensão de compressão é representada por meio de uma força, o cálculo da resistência à compressão do conjunto banzo e alma da viga é determinado por meio da seguinte expressão:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fb})} \quad (3-6)$$

Onde:

$h$  – Altura da viga

$M_{c,Rd}$  – Momento resistente de cálculo, eventualmente reduzido para ter em consideração o esforço de corte de acordo com EC3 Parte 1-1, cláusula 6.2.5 (2). Se o esforço transversal atuante for superior a metade do esforço transversal resistente da viga, este momento deverá ser reduzido de acordo com cláusula 6.2.8 (5) do mesmo documento;

$t_{fb}$  – Espessura do banzo da viga ligada.;

### 3.3.7 Alma da viga em tração – componente 8

O cálculo da resistência à tração da alma da viga, está descrito na cláusula 6.2.6.8 (1) do EC3 Parte 1-8, e poderá ser obtido pela seguinte expressão:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} \frac{f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \quad (3-7)$$

Uma vez mais a largura efetiva  $b_{eff,t,wb}$  deverá ser encontrado com recurso à simplificação T equivalente. Na Figura 3.23, está representada a tração da alma da viga referente a componente 8.

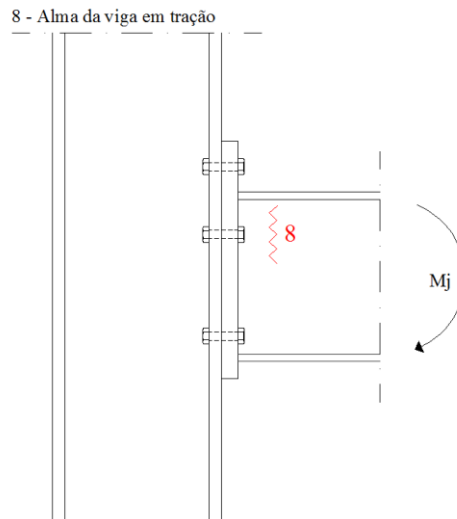


Figura 3.23 - Representação da componente 8

A largura efetiva deverá ser igual ao comprimento efetivo da peça em T equivalente que representa a chapa de extremidade sujeita à flexão, ou seja, será obtido com base no cálculo efetuado para a componente 5, para uma única linha de parafusos ou para um grupo.

Realça-se ainda que no caso de uma ligação com chapa de extremidade estendida, esta componente não deve ser contabilizada acima do banzo da viga visto que nesta zona não existe alma tracionada (Vieito, 2015).

### 3.3.8 Parafusos à tração – componente 10

A resistência dos parafusos à tração, Figura 3.24, aparece nos cálculos dos modos de rotura das componentes que são calculadas com recuso ao modelo T equivalente, onde uma análise das linhas de parafusos é necessária.

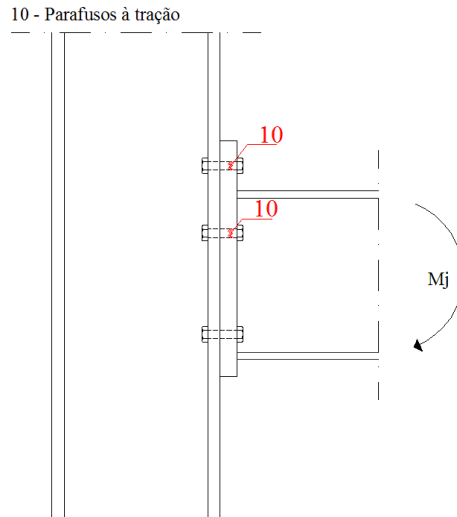


Figura 3.24 - Representação da componente 10

Estes são uma componente que, isolada não possui influência no cálculo do momento resistente da ligação como as restantes componentes. A sua resistência e parâmetros construtivos poderão ser encontrados nas cláusulas 3.4 a 3.6 do EC3 Parte 1-8, com especial referência para as verificações do quadro 3.4 deste mesmo documento. Além da resistência de cálculo dos parafusos à tração, deve ser verificada a resistência ao punçoamento do banzo do pilar ou chapa de extremidade, de acordo com quadro 3.2 do EC3 Parte 1-8.

Assim, de seguida são apresentadas as expressões necessárias para os cálculos atrás descritos.

Resistência de cálculo à tração:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3-8)$$

Onde:

$k_2$  – Igual a 0,63 para parafusos com cabeça de embeber e 0,90 para os restantes casos;

$f_{ub}$  – Depende da classe de parafuso a utilizar;

$A_s$  – Área da secção resistente do parafuso.;

Resistência de cálculo do banzo do pilar ou chapa de extremidade ao punçoamento:

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_{ur}}{\gamma_{M2}} \quad (3-9)$$

Onde:

$d_m$  - Menor diâmetro médio da cabeça do parafuso;

$t_p$  – Espessura da chapa sob a cabeça do parafuso ou sob a porca;

$f_{ur}$  – Valor específico da resistência última à tração.;



A resistência dos parafusos à tração não deve ser superior à resistência ao punçoamento da chapa de extremidade ou banzo do pilar,  $F_{t,Rd} \leq B_{p,Rd}$ .

### 3.4 Verificação da segurança à flexão

#### 3.4.1 Generalidades

Uma ligação verifica a sua segurança à flexão quando os esforços atuantes forem menores do que os resistentes, ou seja:

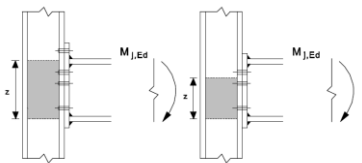
$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1.0 \quad (3-10)$$

Os processos indicados na cláusula 6.2.7, do EC3 Parte 1-8, para determinação do valor de cálculo do momento resistente,  $M_{j,Rd}$ , não consideram a existência de qualquer valor de esforço axial,  $N_{ed}$ , no entanto se o valor não ultrapassar 5% do valor de cálculo da resistência plástica  $N_{pl,Rd}$  da sua secção, este processo de cálculo é válido.

O valor de cálculo do momento resistente de uma ligação aparafusada com chapa de extremidade com mais de uma linha de parafusos tracionados, deverá ser calculada de acordo com o especificado na cláusula 6.2.7.2, cujo procedimento será desenvolvido adiante.

Na Tabela 3-2, são apresentadas as definições de parâmetros como centro de compressão, braço do binário  $z$  e distribuição de esforços para a determinação do valor de cálculo do momento resistente para uma ligação com chapa de extremidade aparafusada com duas ou mais linhas de parafusos à tração.

Tabela 3-2 - Definição de parâmetros centro de compressão, braço do binário e distribuição dos esforços, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações, 2005)

Tipo de ligação	Centro de compressão	Braço do binário	Distribuição dos esforços
	Alinhado com o plano situado a meio da espessura do banzo comprimido	Poderá obter-se um valor aproximado adotando a distância entre o centro de compressão e um plano situado a meia distância entre as duas fiadas mais afastadas de parafusos tracionados.	Poderá determinar-se um valor mais preciso considerando o braço do binário $z$ igual a $z_{eq}$ .

### 3.4.2 Ligações viga-pilar com chapa de extremidade aparafusada

O momento resistente da ligação é determinado com base nas resistências de cálculo mínimas das componentes básicas de cada grupo (tração, compressão e corte) em que são divididas as componentes. O método apresentado no EC3 Parte 1-8 para o cálculo do momento resistente de cálculo de uma ligação,  $M_{j,Rd}$  está descrito na cláusula 6.2.7.2 e o seu valor é obtido pela seguinte expressão:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (3-11)$$

Onde:

$F_{tr,Rd}$  – é o valor de cálculo da resistência à tração da linha de parafusos  $r$ ;

$h_r$  – é a distância entre a linha de parafusos  $r$  e o centro de compressão;

$r$  – número da linha de parafusos.;

Nota: Numa ligação aparafusada com mais de uma linha de parafusos à tração, as linhas são numeradas com início na linha mais distante do centro de compressão, que neste tipo de ligações está alinhado com o centro do banzo inferior da viga.

Para encontrar o valor do momento resistente, deve-se inicialmente proceder-se à determinação do valor de cálculo da resistência à tração efetiva  $F_{tr,Rd}$ , da linha  $r$  de parafusos isolada que e deverá ser considerada igual ao menor valor de cálculo da resistência à tração das componentes 3, 4, 5 e 8, que são as que possuem intervenção direta neste cálculo.

O EC3 Parte 1-8, define ainda que, se necessário deverá ser garantido um equilíbrio de forças para a maximização do momento resistente, onde o somatório do valor de cálculo da resistência à tração efetiva,  $F_{tr,Rd}$ , não pode ser superior à menor das resistências das componentes 2 e 7 e da componente 1 dividida pelo parâmetro  $\beta$ , que poderá ser consultado no quadro 5.4 da referida norma.

Se o somatório das forças de tração for superior à menor resistência de cálculo das componentes, a resistência das linhas de parafusos deve ser reduzida até igualar esta resistência, iniciando-se pela linha de parafusos mais próxima do centro de compressão.

Uma vez com as forças em equilíbrio, e com o valor do afastamento de cada linha ao centro de compressão, aplica-se a expressão (3-11).

### 3.5 Verificação de segurança ao esforço transversal

Uma ligação verifica a segurança ao esforço transversal sempre que verificada a condição:

$$V_{j,Ed} \leq V_{j,Rd}$$

A resistência ao esforço transversal de uma ligação é obtida através da menor resistência entre os parafusos e os cordões de soldadura sujeitos ao corte.

A resistência ao esforço transversal de uma ligação aparafusada e com chapa de extremidade,  $V_{j,Rd}$ , é dada pela resistência dos parafusos sujeitos unicamente ao corte e os que se encontram sujeitos a uma ação combinada de esforços de corte e tração, que deverão ser verificados de acordo com o disposto no quadro 3.4 do EC3 Parte 1-8. Na Figura 3.25 estão representadas as forças que atuam num parafuso.

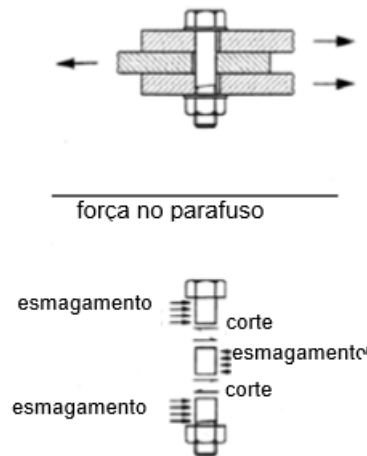


Figura 3.25 - Representação das ações num parafuso resistente ao corte, (Silva & Santiago, 2003)

Assim, e de acordo com o quadro 3.4 do EC3 Parte 1-8, a resistência de cálculo ao corte dos parafusos,  $F_{v,Rd}$ , é dada pela seguinte expressão:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (3-12)$$

Onde:

$A - A = A_s$ , por simplificação e segurança:

$\alpha_v$  – para classes 4.6, 5.6 e 8.8,  $\alpha_v = 0.6$  e para classes 4.8, 5.8, 5.8 e 10.9,  $\alpha_v = 0.5$ ;

No cálculo da resistência dos parafusos ao corte, também deve ser verificada a sua resistência às forças que provocam o esmagamento,  $F_{b,Rd}$ , como representado na figura 4.23, de acordo com a seguinte expressão:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d_t}{\gamma_{M2}} \quad (3-13)$$

Onde:

$k_1$  e  $\alpha_b$  – ver Quadro 3.4 do EC3 Parte 1-8

A resistência dos parafusos ao corte e esmagamento, deverá respeitar a seguinte relação:

$$F_{v,Rd} \leq F_{b,Rd}$$

### 3.6 Verificação da resistência dos cordões de soldadura

A descrição dos diferentes parâmetros que envolvem as soldaduras encontra-se no capítulo 4.0 do EC3 Parte 1-8, no entanto, os aspetos relativos ao valor de cálculo da resistência de um cordão de ângulo (soldadura mais comum em ligações metálicas) encontram-se descritos no subcapítulo 4.5.3, onde são apresentados dois métodos para o seu dimensionamento:

- Método direcional – Cláusula 4.5.3.2
- Método simplificado – Cláusula 4.5.3.3

Na tabela seguinte, são apresentadas algumas regras/características construtivas que os cordões de soldadura deverão respeitar e que são descritas no EC3 Parte 1-8.

*Tabela 3-3 - Características geométricas dos cordões de soldadura, (Vieito, 2015)*

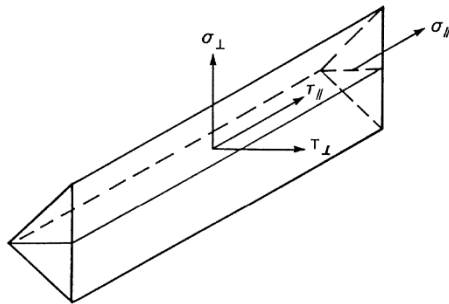
Espessura mínima	3mm (ver Cl. 4.5.2 (2) do EC3 Parte 1-8)
Espessura máxima <sup>(*)</sup>	0,7 x [menor espessura dos elementos a ligar]
Comprimento mínimo	max [30mm ; 6a] (ver Cl. 4.5.1 (2) do EC3 Parte 1-8)
Comprimento efetivo, $l_{\text{eff}}$	$l_{\text{eff}} = l - 2a$ (ver Cl. 4.5.1 (1) do EC3 Parte 1-8)
Área efetiva, $A_w$	$A_w = \sum a l_{\text{eff}}$ (ver Cl. 4.5.3.2 (2) do EC3 Parte 1-8)

(\*) Regra usada em projetos de estruturas metálicas.

#### 3.6.1 Método direcional

Este método consiste na decomposição dos esforços transmitidos por unidade de comprimento de uma soldadura em componentes paralelas e transversais relativas ao eixo da soldadura, e posteriormente perpendiculares e transversais ao plano que define a espessura do cordão, ou seja, tensões normais e tensões de corte.

Na Figura 3.1 está representada a decomposição dos esforços prevista no método direcional.



$\sigma_{\perp}$  → Tensão normal perpendicular à espessura;  
 $\sigma_{\parallel}$  → Tensão normal paralela ao eixo da soldadura;  
 $\tau_{\perp}$  → Tensão de corte (no plano da espessura) perpendicular ao eixo da soldadura;  
 $\tau_{\parallel}$  → Tensão de corte (no plano da espessura) paralela ao eixo da soldadura.

Figura 3.1 – Tensões no plano que define um cordão de soldadura, fonte: (Vieito, 2015)

Para determinação do valor de cálculo da resistência da soldadura não é considerada a tensão normal paralela ao eixo da soldadura. O valor de cálculo da resistência das soldaduras é considerado suficiente para resistir aos esforços se forem satisfeitas as condições expressas na expressão seguinte:

$$\left[ \sigma_{\perp}^2 + 3(\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2) \right]^{0.5} \leq \frac{f_u}{(\beta_w \gamma_{M2})} \text{ e } \sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2} \quad (3-14)$$

Onde:

$f_u$  – tensão de rotura do aço mais fraco entre a viga e a placa de extremidade;

$\beta_w$  – fator de correlação, que pode ser obtido no Quadro 4.1 do EC3 Parte 1-8;

### 3.6.2 Método simplificado

No presente, método o valor de cálculo da resistência de uma soldadura pode considerar-se adequado, desde que em qualquer das suas secções transversais a resultante dos esforços por unidade de comprimento satisfaça o seguinte critério:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

Onde:

$F_{w,Ed}$  – valor de cálculo do esforço atuante na soldadura por unidade de comprimento;

$F_{w,Rd}$  – valor de cálculo da resistência da soldadura por unidade de comprimento.;

O valor de cálculo da resistência por unidade de comprimento,  $F_{w,Rd}$ , poderá ser obtido com base na seguinte expressão:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a \quad (3-15)$$

Onde:

$f_{vw,d}$  – valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura;

Este poderá ser obtido a partir da seguinte expressão:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (3-16)$$

Onde:

$f_u$  e  $\beta_w$  – definidos no método descrito anteriormente;

### 3.7 Rigidez de rotação

O método de dimensionamento da rigidez de rotação encontra-se especificado na cláusula 6.3 do EC3 Parte 1-8 e só tem validade se o valor do esforço axial atuante,  $N_{Ed}$ , no elemento não for superior a 5 % do valor de cálculo da resistência,  $N_{pl,Rd}$  da sua secção transversal. A rigidez de uma ligação deverá ser obtida com base nos coeficientes de rigidez elástica,  $k_i$ , de cada um dos seus componentes, que poderão ser obtidos na cláusula 6.3.2, Quadro 6.11 do EC3 Parte 1-8. No modelo de ligação aparafusada com chapa na extremidade, o cálculo da rigidez de rotação inicial,  $S_{j,ini}$ , pode ser obtido pela aplicação direta da seguinte expressão:

$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (3-17)$$

Onde:

$k_i$  – coeficiente de rigidez do componente básico  $i$ , da ligação

$z$  – braço do binário, ver figura 6.15 do EC3 Parte 1-8

$\mu$  – relação de rigidez  $S_{j,ini} / S_j$ . Para a rigidez de rotação inicial,  $S_{j,ini}$  da ligação,  $\mu = 1$ .

No quadro 6.10 do EC3 Parte 1-8, podem retirar-se os coeficientes  $k_i$ , necessários para o cálculo da rigidez de rotação de uma ligação viga – pilar, com uma viga de um só lado e uma única linha de parafusos à tração. Em suma, a expressão apresentada em cima, ficaria com a seguinte configuração após consulta do quadro 6.10.

$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\mu \left( \frac{1}{k_1} \frac{1}{k_2} \frac{1}{k_3} \frac{1}{k_4} \frac{1}{k_5} \frac{1}{k_{10}} \right)} \quad (3-18)$$

Refira-se que na expressão anterior, não se encontram as componentes 7 e 8, uma vez que os seus coeficientes de rigidez são considerados iguais a infinito, e como tal, não são representados na expressão, de acordo com nota 4 do Quadro 6.44 do EC3 Parte 1-8.

Nas situações onde as ligações possuem mais do que uma fiada de parafusos à tração, as expressões anteriores já não são válidas, uma vez que o modelo mecânico da ligação é diferente e, como tal, os componentes básicos relativos a essas linhas passam a ser representados por um coeficiente de rigidez equivalente,  $k_{eq}$ . O procedimento de cálculo do coeficiente de rigidez equivalente está descrito na cláusula 6.3.3.1 do EC3 Parte 1-8, onde com a consulta dos quadros 6.10 e 6.11, se definem os coeficientes de rigidez a considerar. A expressão seguinte representa o cálculo da rigidez de rotação inicial para uma situação com duas ou mais linhas de parafusos tracionados.

$$S_{j,ini} = \frac{EZ^2}{\mu \left( \frac{1}{k_1} \frac{1}{k_2} \frac{1}{k_{eq}} \right)} \quad (3-19)$$

Onde:

$k_{eq}$  – coeficiente de rigidez equivalente

O coeficiente de rigidez equivalente,  $K_{eq}$ , poderá ser encontrado a partir de:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} \quad (3-20)$$

Onde:

$h_r$  – distância entre a linha de parafusos  $r$  e o centro de compressão;

$k_{eff,r}$  – coeficiente de rigidez efetiva da linha de parafusos  $r$ , considerando os coeficientes  $k_i$  dos diferentes componentes básicos, de acordo com as cláusulas 6.3.3.1(4) ou 6.3.3.1(5) do EC3 Parte 1-8;

$z_{eq}$  – braço do binário equivalente;

O coeficiente de rigidez efetiva da linha de parafusos  $r$ , poderá ser determinada a partir de:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (3-21)$$

Onde:

$k_{i,r}$  – coeficiente de rigidez que representa o componente  $i$  relativo à linha de parafusos  $r$ ;

O braço do binário equivalente,  $z_{eq}$ , poderá ser determinado a partir da seguinte expressão:

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad (3-22)$$

### 3.8 Verificação de ligação

#### 3.8.1 Ligação aparafusada com chapa de extremidade não reforçada

Com o objetivo de melhor compreender o procedimento de cálculo do método das componentes e a listagem de cálculo fornecida pelo software de cálculo que se irá utilizar como apoio para os casos de estudo da presente dissertação, foi aproveitada a ligação e o algoritmo de excel desenvolvido por Vieito (2015), que desenvolve as verificações das diferentes componentes da ligação de forma automática e pormenorizada. Importa, no entanto, referir que este algoritmo só permite a verificação de ligações até um máximo de dois parafusos em tração. Assim, na presente dissertação efetuou-se a modelação da ligação apresentada nesse estudo, que se apresenta na Figura 3.26, aplicando o software de cálculo *Robot Structural Analysis* (que por simplificação passará a ser referido como programa).

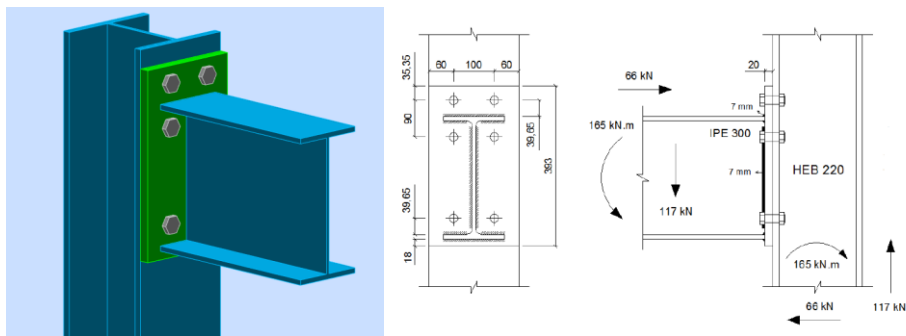


Figura 3.26 - Imagem da parametrização da ligação e esforços considerados

Esta ligação diz respeito a uma ligação tipo viga – pilar, enquadrada num pórtico com um vão de 10,00 m e altura de pilares com 2,50 m. Os perfis e placa de extremidade são constituídos por aço da classe S355 e os parafusos M20 da classe 10.9. Importa igualmente referir que se trata de um pórtico intermédio, logo os pilares têm continuidade de mais um piso com 2,50 m de altura.

Após modelação e validação dos esforços obtidos, foi parametrizada a ligação com as características já descritas e foram analisados os resultados obtidos pelo programa para as diferentes componentes recorrendo ao aplicativo de excel já referido. A listagem fornecida pelo programa resulta num conjunto de resultados relativos às verificações dos diferentes elementos presentes no método das componentes.

Na primeira parte, a folha de resultados, apresenta as características geométricas e mecânicas dos diferentes elementos envolvidos na ligação, seguida da verificação da resistência do pilar e



viga aos esforços atuantes. Seguidamente, apresenta a característica da ligação com os diferentes comprimentos efetivos para os diferentes modos de rotura das diferentes linhas de parafusos, bem como os parâmetros ( $m$ ,  $m_x$ ,  $e$ ,  $e_x$  e  $p$ ) da ligação em estudo. Com estes dados, efetua a verificação da resistência da ligação ao momento fletor e esforço transversal para as diferentes componentes envolvidas na ligação de acordo com o EC3 Parte 1-8. Seguidamente apresenta a resistência das soldaduras adotadas e por fim o cálculo da rigidez de rotação e a classificação da ligação.

Assim, esta memória de cálculo resulta numa listagem de resultados exaustiva e pormenorizada, cujos resultados foram verificados com o apoio do algoritmo de excel.

Na tabela seguinte apresenta-se a comparação dos principais resultados obtidos pelo programa e com o algoritmo.

*Tabela 3-4 - Comparação valores de cálculo da resistência das componentes*

	Vieito (2015)	Robot
<b>1ª Linha de Parafusos</b>		
C3 (kN)	522.20	402.27
C4 (kN)	325.88	284.08
C5 (kN)	302.35	302.35
$F_{t1,Rd}$ (kN)	302.35	284.08
<b>2ª Linha de Parafusos</b>		
C3 (kN)	522.20	522.48
C3 (como parte de um grupo) (kN)	345.29	195.22
C4 (kN)	325.88	325.88
C4 (como parte de um grupo) (kN)	278.45	217.75
C5 (kN)	352.80	352.80
C8 (kN)	663.95	610.20
$F_{t2,Rd}$ (kN)	278.45	195.22
$F_{t1,Rd}$ (kN)	302.35	284.08
$F_{t2,Rd}$ (kN)	211.94	195.22
$h_{r(1)}$ (mm)	334.30	334
$h_{r(2)}$ (mm)	244.30	244
$M_{j,Rd}$ (kN.m)	152.85	144.28

Após análise dos principais resultados verifica-se que algumas das diferenças se encontram nas componentes C3, C4 e C8. No entanto é importante referir a existência de uma pequena diferença entre a modelação do programa e o algoritmo de excel, nomeadamente:

- a) A espessura de soldaduras consideradas no modelo foi de 7 mm, no algoritmo estas estão limitadas a 70 % da menor espessura dos elementos ligados, sendo assim, foi considerado 4mm.

Esta alteração têm interferência nos resultados obtidos para componente C8;.

No entanto, os resultados que mais influenciam o comportamento da ligação, correspondem à componente C4, uma vez que influenciam o cálculo da totalidade da ligação. Isto acontece

porque no cálculo do parâmetro  $e_1$ , o programa não considera a continuidade do pilar, mas sim a distância do parafuso à face superior da chapa de extremidade. Este critério influencia o cálculo dos parâmetros  $l_{eff,cp}$  e  $l_{eff,nc}$ , que se irão repercutir no valor final da resistência desta componente, tornando esta a componente limitante e não a componente C5 como representado no trabalho de Vieito (2015).

Relativamente à componente C3, a diferença prende-se com o facto de no algoritmo de cálculo se considerar por simplificação que  $b_{eff,t,wc}$  deve ser igual ao comprimento efetivo do 1º modo de rotura,  $l_{eff,1}$ , enquanto que o software utiliza a formulação apresentada no ponto 6.2.6.3 (2) do E.C.3 Parte 1-8.

Esta alteração de resultados, contribui para um valor do momento resistente inferior aos encontrados no trabalho de Vieito (2015), fazendo com que a terceira linha de parafusos também seja solicitada para resistir à tração e tornando a componente C4 como a limitante e não a C5, como apresentado no trabalho de Vieito (2015).

Assim, os resultados apresentados pelo software são mais condicionantes para o cálculo da ligação, no entanto a simplificação efetuada para a componente C4, influencia diretamente os restantes resultados.

Como se pode constatar através da Tabela 3-5, a classificação da ligação em estudo é idêntica à do algoritmo de excel, mesmo considerando a diferença na consideração da componente limitante.

Tabela 3-5 – Comparação de valores relativos a rigidez de rotação

.	Vieito (2015)	Robot
$S_{jini}$ (kN.m / rad)	28059	23778
$\eta$	2	2
$S_j$ (kN.m / rad)	14029	11889
Classificação	Semi-rígida	Semi-rígida

No entanto, como se pode observar os resultados relativos à rigidez da ligação obtidos pelo programa são mais conservativos em relação ao algoritmo de excel validado por Vieito (2015), considera-se que os resultados obtidos conferem segurança para a aplicação do método das componentes por ambos os aplicativos.

## 4 CASOS DE ESTUDO E ANÁLISES EFETUADAS

### 4.1 Introdução

No presente capítulo pretende-se apresentar as vantagens em adotar ligações semi-rígidas em detrimento de ligações rígidas ou articuladas no dimensionamento de pórticos metálicos.

Os casos apresentados, têm o objetivo de otimizar as secções finais do pórtico em estudo, pretendendo-se demonstrar o quão vantajoso poderá ser uma análise mais cuidada às ligações da estrutura e ao seu comportamento. Para desenvolver este estudo, foram utilizados o algoritmo de cálculo desenvolvido por Vieito (2015) e o programa de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis*.

### 4.2 Descrição dos esquemas estruturais

Os esquemas estruturais que irão servir de base para o presente estudo, correspondem a edifícios de categoria B, cuja utilização específica definida foi de escritórios, e que variam entre um e três pisos e com diferentes vãos. As lajes consideradas para os diferentes pisos serão do tipo lajes mistas com chapas perfiladas da Mundiperfil – Perfilagens a frio, Lda. O pórtico em análise será o central localizado no eixo X, pois será o que irá receber a generalidade das cargas estruturais. Todas as secções serão verificadas segundo a norma NP EN 1993-1 2010.

### 4.3 Ações consideradas

No dimensionamento dos presentes pórticos serão consideradas as ações permanentes e ações variáveis previstas na EN 1990 – 2009.

Para as ações permanentes, considerou-se o peso próprio dos elementos resistentes da estrutura (considerados automaticamente pelo programa de cálculo), peso próprio da laje, do revestimento, iluminação na parte inferior da laje e paredes divisórias em gesso cartonado, que tomam os seguintes valores:

Laje colaborante –  $2.90 \text{ kN/m}^2$  ( $h=0.15 \text{ m}$ )

Revestimento –  $1.0 \text{ kN/m}^2$ ;

Cargas suspensas – 0.50 kN/m<sup>2</sup>;

Paredes divisórias – 0.50 kN/m<sup>2</sup>;

Como ações variáveis para os pórticos em estudo, foram consideradas a sobrecarga e o vento.

Para a ação relativa a sobrecarga de utilização, considerou-se os valores previstos no anexo nacional da EN1991-1-1-2009.

Sobrecarga – 3.0 kN/m<sup>2</sup>, para a utilização tipo escritórios.

A ação do vento nas fachadas foi definida segundo a EN 1991-1-4 2010.

As ações do vento variam em função do tempo e atuam diretamente, na forma de pressões, sobre as superfícies exteriores das construções. No caso de construções fechadas, atuam também, indiretamente, sobre as superfícies interiores, devido à porosidade da superfície exterior (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010)

Para a quantificação da ação do vento é necessário o conhecimento do seguinte parâmetros:

- Velocidade do vento;
- Localização da estrutura (Viana do Castelo)
- Altura da estrutura acima do solo (variável em função do caso de estudo)
- Rugosidade do terreno (Tipo I)
  - Forma da estrutura;
  - Característica dinâmica da estrutura;

A pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores  $w_e$ , deverá ser obtida pela expressão ( 4-1 ).

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad ( 4-1 )$$

onde:

$q_p(z_e)$  – pressão dinâmica de pico;

$z_e$  – altura de referência para a pressão exterior;

$c_{pe}$  – coeficiente de pressão para a pressão exterior;

A pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores de uma construção  $w_i$ , deverá ser obtida pela expressão ( 4-2 ).

$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi} \quad ( 4-2 )$$

onde:

$q_p(z_i)$  – pressão dinâmica de pico;

$z_i$  – altura de referência para a pressão interior;

$c_{pi}$  – coeficiente de pressão para a pressão interior;

A pressão resultante exercida na parede de um edifício deverá ser a resultante entre as pressões que atuam sobre as faces opostas, considerando os seus sinais, positiva nos casos em que a pressão é exercida contra uma superfície e negativa quando se afasta da superfície, originando sucção, de acordo com representado na Figura 4.1.

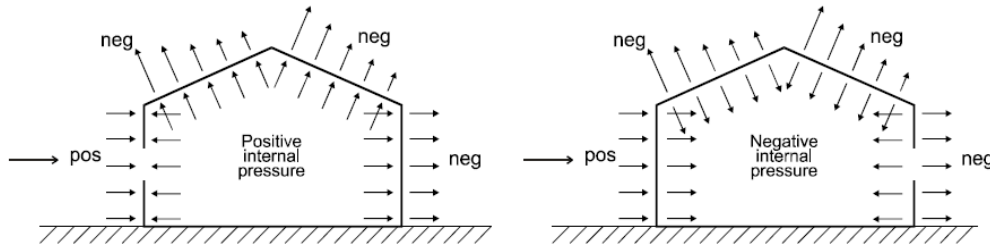


Figura 4.1 – Sinais da pressão exercida em superfícies, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010)

O cálculo dos coeficientes de pressão exterior  $c_{pe}$ , para paredes verticais depende da relação altura / largura do edifício em estudo. Relativamente aos coeficientes de pressão interior  $c_{pi}$ , a norma EN 1991-1-4 2010 permite a aplicação da simplificação nos casos onde a probabilidade da existência de vãos abertos no caso da ocorrência de vento intenso é reduzida, nestes casos deverá considerar-se o valor mais gravoso entre +0.2 e -0.3.

A pressão dinâmica de pico a uma determinada altura  $z$ , poderá ser encontrada através da expressão ( 4-3 ), expressa em  $\text{kN/m}^2$ .

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b \quad (4-3)$$

onde,

$\rho$  – massa volúmica do ar, valor recomendado  $1.25 \text{ kg/m}^3$ ;

$I_v(z)$  – Intensidade de turbulência à altura  $z$  acima do solo, de acordo com a seguinte expressão:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4-4)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para } z \leq z_{min}$$

onde:

$$\sigma_v = k_r * v_b * k_1 \quad (4-5)$$

$k_1 = 1.0$

$c_e(z)$  – coeficiente de exposição, que pode ser encontrado pela seguinte expressão:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4-6)$$

$q_b$  – pressão dinâmica de referencia, que pode ser encontrada através da seguinte expressão:

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 \quad (4-7)$$

O valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$ , representa o valor característico da velocidade média do vento em períodos de 10 minutos, a uma altura de 10 m, para um terreno de categoria II e pode ser expresso pela fórmula seguinte:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (4-8)$$

onde,  $c_{dir}$  e  $c_{season}$  são iguais a 1, de acordo com a EN 1991-1-4 2010.

$v_{b,0}$  - valor básico da velocidade de referência do vento;

O valor básico da velocidade de referência do vento, encontra-se tabelado no anexo nacional da EN 1991-1-4 2010 e que se transcreve na tabela seguinte.

*Tabela 4-1 – Valor básico da velocidade de referência do vento, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010)*

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Zona A – a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes a zona B;

Zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

A velocidade média do vento,  $v_m(z)$ , depende da rugosidade do terreno, orografia e do valor de referência da velocidade do vento,  $v_b$ , que poderá ser encontrado pela seguinte expressão:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \quad (4-9)$$

$v_b$  – valor de referência da velocidade do vento, já descrito anteriormente;

$c_0(z)$  – coeficiente de orografia, que é igual a 1, excepto nas situações de localização em falésias, colinas, onde as velocidades do vento sejam aumentadas em mais de 5%;

$c_r(z)$  – coeficiente de rugosidade a uma altura  $z$  acima do solo, que poderá ser obtida através da expressão seguinte:

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (4-10)$$

$$c_r(z) = c_r * (z_{min}) \quad \text{para } z \leq z_{min}$$

Onde:

$z_0$  – comprimento de rugosidade;

$z_{min}$  - altura mínima de acordo com o definido na Tabela 4-2;

$z_{max}$  – a ser considerada igual a 200 m;

$k_r$ - coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade, que poderá ser encontrado com recurso a seguinte expressão:

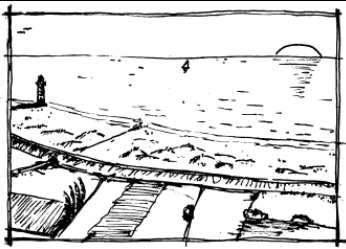
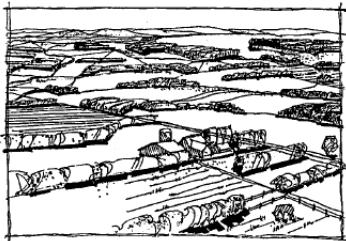
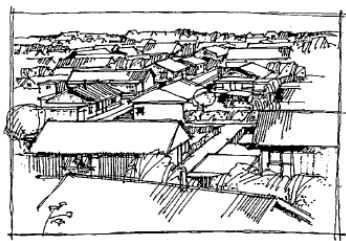
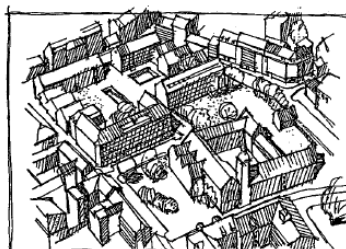
$$k_r = 0.19 * \left[ \frac{z_0}{z_{0,II}} \right]^{0.07} \quad (4-11)$$

em que:

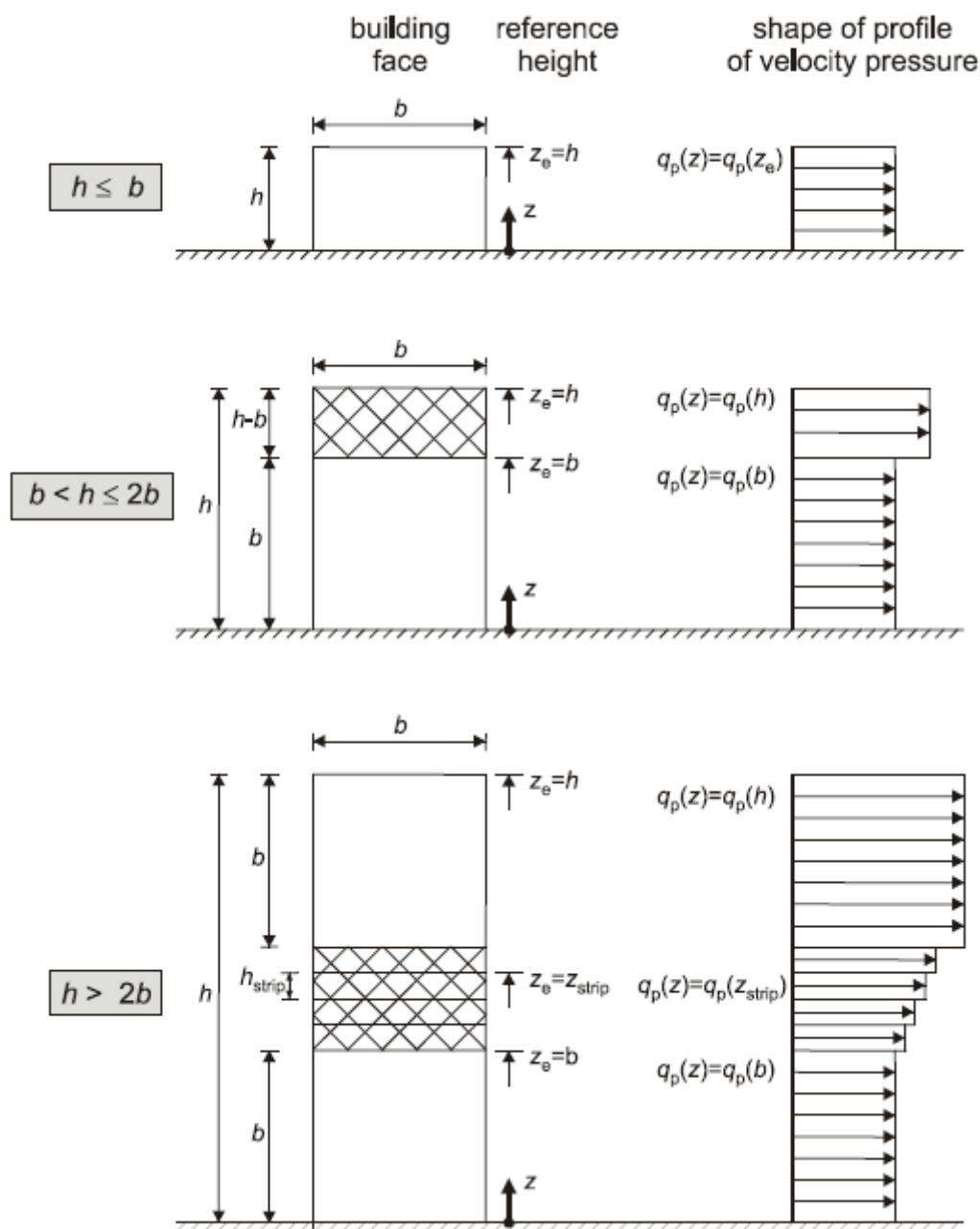
$z_{0,II}$  – igual ao comprimento de rugosidade para a categoria II;

Os valores de  $z_0$  e  $z_{min}$  são relativos a categoria do terreno, que segundo a EN 1991-1-4 2010, poderão ser 4, como representado na tabela seguinte:

Tabela 4-2 - Categoria de terreno e parâmetros associados (adaptado do Quadro NA-4.1 da NP EN 1991 – 1-4, 2010 e (Sousa, 2016)

Categoria de terreno	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)	
	I – zona costeira exposta aos ventos do mar	0.005	1
	II – zona de vegetação rasteira, tal como erva e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separação entre si de pelo menos, 20 vezes a sua altura.	0.05	3
	III – zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0.3	8
	IV – zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m.	1.0	15

A altura de referência  $z_e$ , utilizada para os edifícios depende da relação  $h/b$  do próprio edifício, ou seja, quanto maior for a construção, maior será a pressão que o vento exerce sobre as suas fachadas. A EN 1991-1-4 2010, apresenta os parâmetros necessários para a determinação da altura de referência e a respetiva forma do perfil de pressão dinâmica, como apresentado na Figura 4.2.



Legenda:

building face

reference height

shape of profile of velocity pressure

fachada do edifício

altura de referência

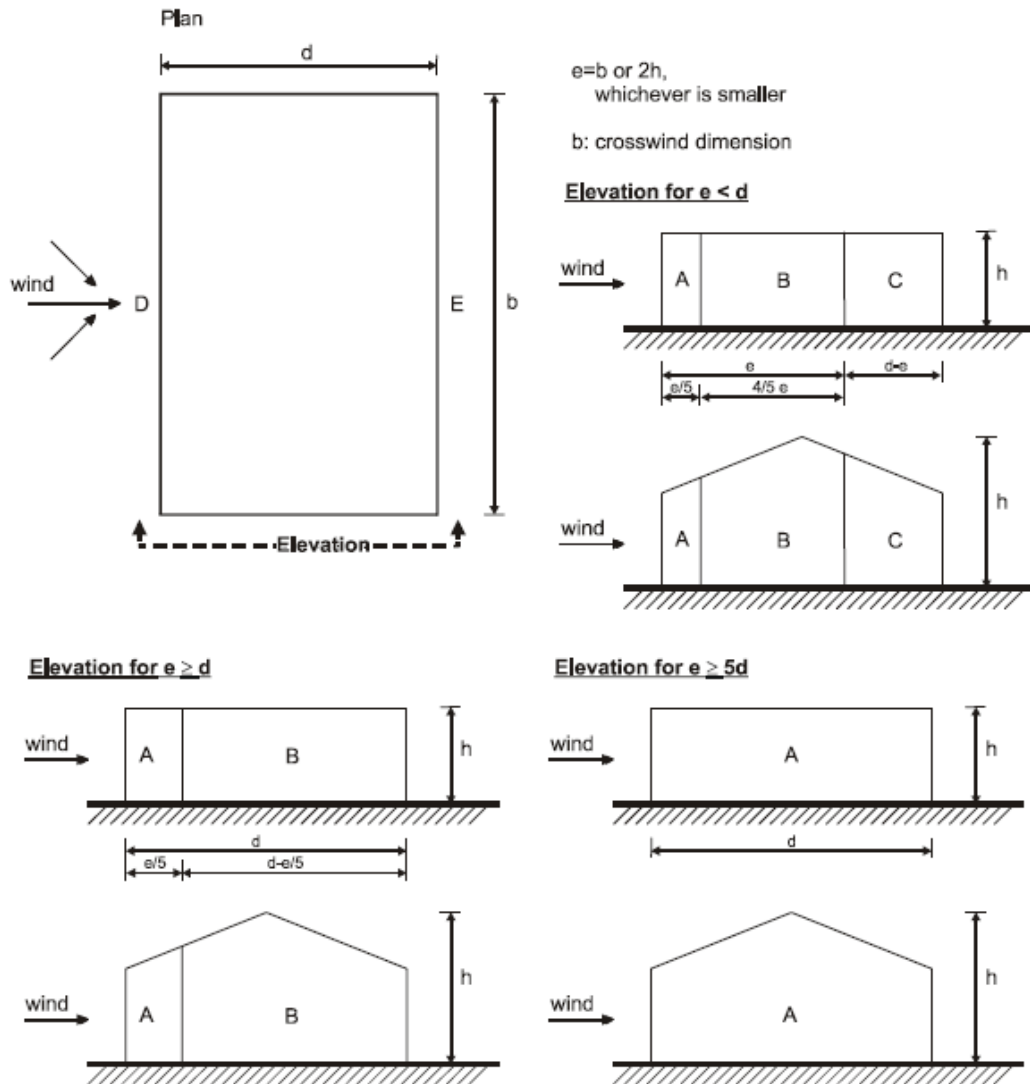
forma do perfil de pressão dinâmica

Figura 4.2 – Altura de referência  $z_e$  em função de  $h$  e  $b$ , e correspondente perfil de pressão dinâmica, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010)

Os coeficientes de pressão exterior,  $c_{pe}$ , aplicados nas paredes dos edifícios, dependem da dimensão da superfície onde a pressão é exercida. Estes coeficientes são apresentados para superfícies carregadas de  $1\text{ m}^2$  e  $10\text{ m}^2$ , sendo representados respetivamente por  $c_{pe,1}$



(coeficientes locais) e por  $c_{pe,10}$  (coeficientes globais), aplicados em diferentes zonas classificadas como A, B, C, D e E, como se representa na Figura 4.3.



Legenda:

plan

elevation for ...

wind

$e = b$  or  $2h$ , whichever is smaller

crosswind dimension

planta

alçado para ...

vento

$e =$  menor valor de entre  $b$  e  $2h$

dimensão transversal à direção do vento

Figura 4.3 - Zonamento em paredes verticais, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010)

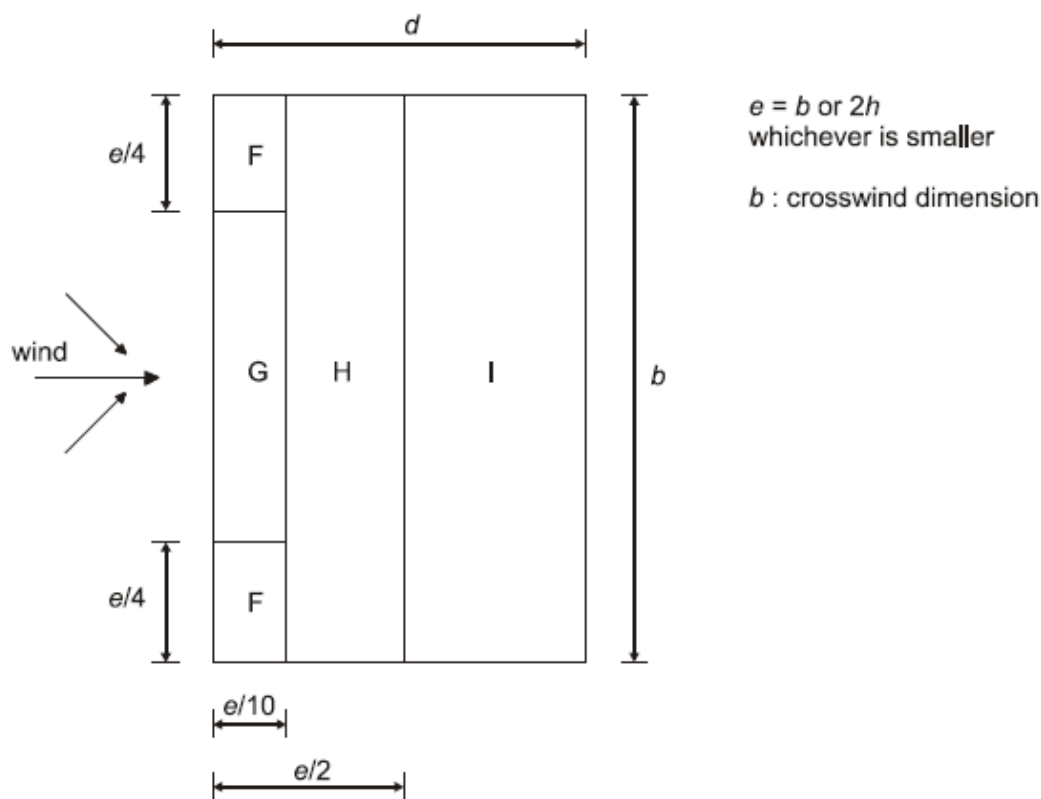
Na Figura 4.4, estão representados os coeficientes de pressão exterior,  $c_{pe,10}$  e  $c_{pe,1}$  que relacionam as zonas das paredes exteriores com a relação  $h/d$ .

Zona	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Figura 4.4 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010)

Os coeficientes de pressão e o valor da pressão dinâmica adotados para o presente estudo podem ser consultados nos anexos desta dissertação.

Relativamente a quantificação da ação do vento em coberturas, no presente trabalho foi considerado que a cobertura é plana sem platibanda e com aresta viva. Assim a norma prevê a divisão desta em quatro zonas diferentes F, G, H e I, de acordo com a Figura 4.5.



Legenda:

$e = b$  or  $2h$ , whichever is smaller  
crosswind dimension  
wind

$e =$  menor valor entre  $b$  e  $2h$   
dimensão transversal à direção do vento  
vento

Figura 4.5 - Definição das zonas em coberturas em terraço, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010)

De forma idêntica às paredes, os coeficientes de pressão exterior ( $c_{pe,10}$  e  $c_{pe,1}$ ) para coberturas em terraço, variam em função da zona onde é aplicada, com representado na Figura 4.6.

Tipo de cobertura		Zona							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Bordos em aresta viva		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Com platibanda	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Bordos arredondados	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Bordos amansardados	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

**NOTA 1:** Para coberturas com platibandas ou com bordos arredondados, poderá ser efectuada uma interpolação linear para valores intermédios de  $h_p/h$  e de  $r/h$ .

**NOTA 2:** Para coberturas com bordos amansardados, poderá ser efectuada uma interpolação linear entre  $\alpha = 30^\circ$ ,  $\alpha = 45^\circ$  e  $\alpha = 60^\circ$ . Para  $\alpha > 60^\circ$ , poderá ser efectuada uma interpolação linear entre os valores para  $\alpha = 60^\circ$  e os valores para coberturas em terraço com bordos em aresta viva.

**NOTA 3:** Na Zona I, para a qual são fornecidos valores positivos e negativos, devem ser considerados ambos os valores.

**NOTA 4:** Para o bordo amansardado propriamente dito, os coeficientes de pressão exterior são fornecidos no Quadro 7.4a "Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes: direcção do vento 0". Zonas F e G, em função da inclinação do bordo.

**NOTA 5:** Para o bordo arredondado propriamente dito, os coeficientes de pressão exterior são calculados, ao longo do bordo, por interpolação linear entre os valores relativos à parede e à cobertura.

Figura 4.6 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço, fonte: (CEN, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento, 2010)

Os coeficientes de pressão para o pórtico onde foi considerado cobertura podem ser consultados nos anexos da presente dissertação.

#### 4.4 Combinações de ações

A verificação das secções e segurança dos perfis dos modelos apresentados em relação aos requisitos de segurança foi realizada recorrendo as combinações para estados limites últimos (ULS) e de serviço (SLS), previstos na norma NP EN 1990 – 2009 e EN 1993-1-1 2010 e que a seguir se apresentam.

##### Estado limite último

Para as situações de projeto persistentes ou transitórias, o formato da combinação para o efeito das ações associadas ao colapso ou situações que são associadas à ruína da estrutura será a seguinte:

$$Ed = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,j} Q_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,1} Q_{k,i} \quad (4-12)$$

##### Estado limite de serviço

Para o estado limite de utilização / serviço, que nas estruturas metálicas está associado às condições de deformação e vibração, é utilizada a combinação característica, cuja expressão é apresentada a seguir:

$$Ed = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4-13)$$

Na presente dissertação só serão verificadas as condições associadas ao limite de deformação.

Os valores referentes ao coeficiente  $\Psi$  presentes nas combinações e utilizados na presente dissertação estão representados na Tabela 4-3.

*Tabela 4-3 – Valores dos coeficientes  $\Psi$  para edifícios, adaptado (CEN, Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas, 2009)*

Ação	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Sobrecarga em edifícios – Categoria B	0.70	0.50	0.30
Ação do vento em edifícios	0.60	0.20	0.00

Para o cálculo dos esforços que serviram de base para o dimensionamento das secções dos diferentes elementos dos pórticos apresentados, foram criadas as seguintes combinações para o estado limite último (Tabela 4-4) e estado limite de utilização (Tabela 4-5).

Tabela 4-4 – Coeficientes para combinação do estado limite último

Combinação de ações	Peso próprio ( $G_k$ )	RCP ( $G_k$ )	Sobrecarga ( $Q_k$ )	Vento $\theta=0^\circ$	Vento $\theta=90^\circ$
Ação variável base de sobrecarga	1.35	1.35	1.50	-	-
Ação variável de base de vento $\theta=0^\circ$	1.35	1.35	-	1.50	-
Ação variável de base de vento $\theta=90^\circ$	1.35	1.35	-	-	1.50
Ação variável base sobrecarga combinada com o vento $\theta=0^\circ$	1.35	1.35	1.50	1.50*0.60	-
Ação variável base sobrecarga combinada com o vento $\theta=90^\circ$	1.35	1.35	1.50	-	1.50*0.60
Ação variável base vento $\theta=0^\circ$ combinada com sobrecarga	1.35	1.35	1.5*0.70	1.50	-
Ação variável base vento $\theta=90^\circ$ combinada com sobrecarga	1.35	1.35	1.50-0.70	-	1.50

Tabela 4-5 - Coeficientes para combinação característica do estado limite de utilização / serviço

Combinação de ações	Peso próprio ( $G_k$ )	RCP ( $G_k$ )	Sobrecarga ( $Q_k$ )	Vento $\theta=0^\circ$	Vento $\theta=90^\circ$
Ação variável base de sobrecarga	1.00	1.00	1.00	-	-
Ação variável de base de vento $\theta=0^\circ$	1.00	1.00	-	1.00	-
Ação variável de base de vento $\theta=90^\circ$	1.00	1.00	-	1.00	-
Ação variável base sobrecarga combinada com o vento $\theta=0^\circ$	1.00	1.00	1.00	0.60	-
Ação variável base sobrecarga combinada com o vento $\theta=90^\circ$	1.00	1.00	1.00	-	0.60
Ação variável base vento $\theta=0^\circ$ combinada com sobrecarga	1.00	1.00	0.70	1.00	-
Ação variável base vento $\theta=90^\circ$ combinada com sobrecarga	1.00	1.00	0.70	-	1.00

Nota: RCP = restantes cargas permanentes (consideradas o revestimento, iluminação e paredes divisórias)

#### Deformações admissíveis

Nas combinações relativas ao estado limite de utilização / serviço foram verificados os deslocamentos máximos admissíveis verticais (vigas) e horizontais (pilares), previstos na EN 1993-1-1 2010.

Os limites recomendados para os deslocamentos verticais em edifícios (caso não sejam acordados outros) segundo recomendação da EN 1993-1-1 2010 são indicados na Tabela 4-6.

Tabela 4-6 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1 : Regras gerais e regras para edifícios, 2005)

Condições	Limites	
	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300

Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisões não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando $\delta_{max}$ possa afetar o aspeto do edifício	L/250	-
NOTA: No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.		

Relativamente aos deslocamentos horizontais, os valores limite segundo a EN 1993-1-1 2010, são os apresentados na Tabela 4-7.

*Tabela 4-7 - Valores recomendados para deslocamentos horizontais, fonte: (CEN, Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1 : Regras gerais e regras para edifícios, 2005)*

Condições		Limites
Pórticos sem aparelhos de elevação		H/150
Outros edifícios de um só piso		H/300
Em edifícios de vários pisos	Em cada piso	H/300
	Na estrutura globalmente	H <sub>0</sub> /500

onde:

$h$  – altura da coluna ou do piso;

$h_0$  – altura da estrutura.;

Na presente dissertação foram verificadas as condições de deslocamentos verticais e horizontais representadas nas linhas assinaladas.

## 4.5 Dimensionamento de elementos estruturais e ligações

### 4.5.1 Introdução

Os casos de estudo apresentados a seguir foram modelados para resistir às ações descritas e para as hipóteses de serem aplicadas ligações articuladas, rígidas e semi-rígidas.

Para a hipótese articulada, a ligação foi modelada no software com a aplicação de rótulas em ambos os nós das barras em estudo, permitindo uma rotação total. Para a ligação rígida, essa rotação é bloqueada, permitindo assim a existência de momento fletor.

As ligações semi-rígidas foram simuladas através da aplicação de rótulas em ambos os nós das barras, no entanto é definida uma rigidez e uma rotação que representa o comportamento da ligação escolhida. O processo para a escolha da rigidez de rotação a aplicar, foi baseado nos estudos de Cabrero & Bayo (2005). Neste estudo é proposto um método de dimensionamento de ligação semi-rígida para análises elásticas e plásticas.

O dimensionamento apresentado e desenvolvido nesta dissertação passa essencialmente pelos seguintes pontos:

- Pré dimensionamento da viga e pilar;
- Cálculo da rigidez de rotação teórica;
- Dimensionamento de uma ligação que garanta uma rigidez de rotação similar à encontrada e que resista ao momento por ela provocada;
- Verificação das deformações da estrutura para as combinações SLS;
- Verificação da resistência dos elementos para as combinações ULS;
- Garantia de que  $M_{j,Rd}$  da ligação é maior que  $M_{b,Ed}$  da estrutura;

No caso de não se verificar algum destes pontos, deverá efetuar-se novamente o pré-dimensionamento da ligação!

Como referido anteriormente, no estudo de Cabrero & Bayo (2015) é referido que para se obter uma otimização das secções deverá garantir-se uma distribuição ótima de momentos, que corresponde a um momento igual a  $pl^2/16$ , como representado na Figura 4.7.

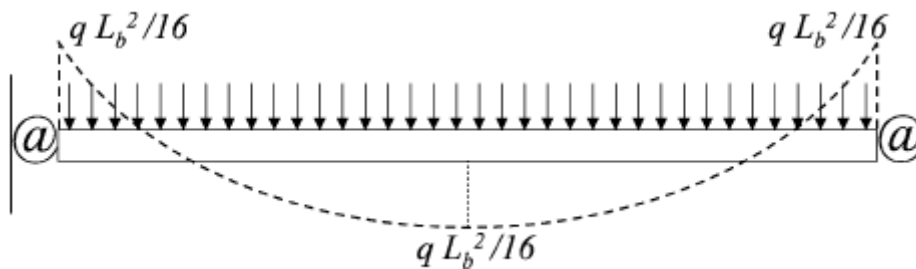


Figura 4.7 - Distribuição ótima de momentos (Cabrero & Bayo, 2005)

Após o pré-dimensionamento dos pilares e vigas, a rigidez de rotação teórica ( $S_{j,Req}$ ), proposta por Cabrero & Bayo (2015) é expressa pela seguinte equação.

$$S_{j,Req} = \frac{EI_b}{L} \quad (4-14)$$

Onde:

$E$  – Módulo de elasticidade;

$I_b$  – Maior inércia da viga;

$L$  – Comprimento da viga.;

O dimensionamento da ligação semi-rígida é nesta fase efetuado com recurso ao algoritmo desenvolvido por Vieito (2015), que permite a verificação pormenorizada de todas as componentes solicitadas com o objetivo de resistir aos esforços que é solicitada, bem como

uma rigidez de rotação similar à encontrada e que, segundo os pressupostos do EC 3 Parte 1-8, seja classificada como semi-rígida.

Encontrada uma ligação que verifique estes parâmetros, a rigidez de rotação obtida é simulada no software de cálculo e são verificadas as secções para as combinações para SLS e ULS.

#### 4.5.2 Dimensionamento do caso de estudo 1

O primeiro caso de estudo como trata-se de um pórtico com um vão de 7.00 m, com uma altura de 4.00 m e uma largura de influência total de 2.50 m, como representado no esquema da Figura 4.8 e Figura 4.9 que foi dimensionado para as ações já referidas nos capítulos anteriores e representadas na Figura 4.10 juntamente com a numeração das barras em análise.

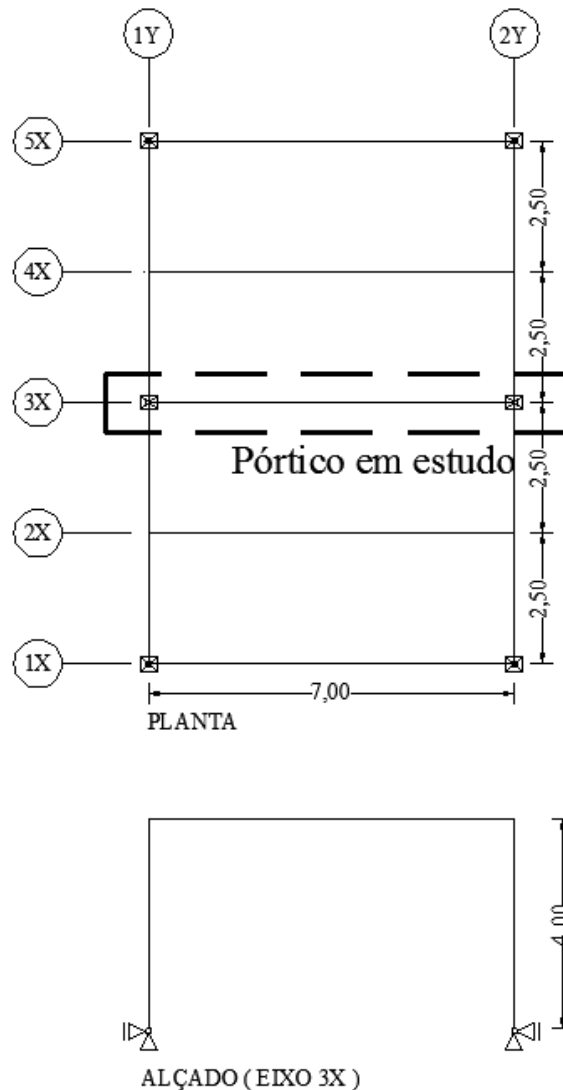


Figura 4.8 - Esquema estrutural do caso de estudo 1



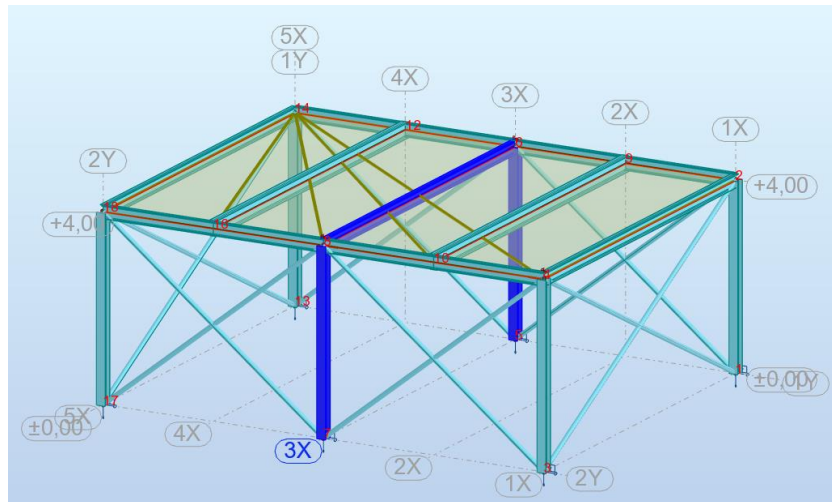


Figura 4.9 - Esquema estrutural desenvolvido no software Autodesk Robot Structural Analysis

A estrutura foi ainda contraventada em ambas as direções e os apoios considerados foram simples, mas bloqueadas as rotações no maior vão. As vigas foram consideradas travadas nos banzos de forma a simular a existência da laje colaborante. Todos os elementos estruturais foram dimensionados e verificada a sua segurança aos estados limites últimos (ULS) e serviço (SLS) de acordo com a EN 1993-1-1 2010.

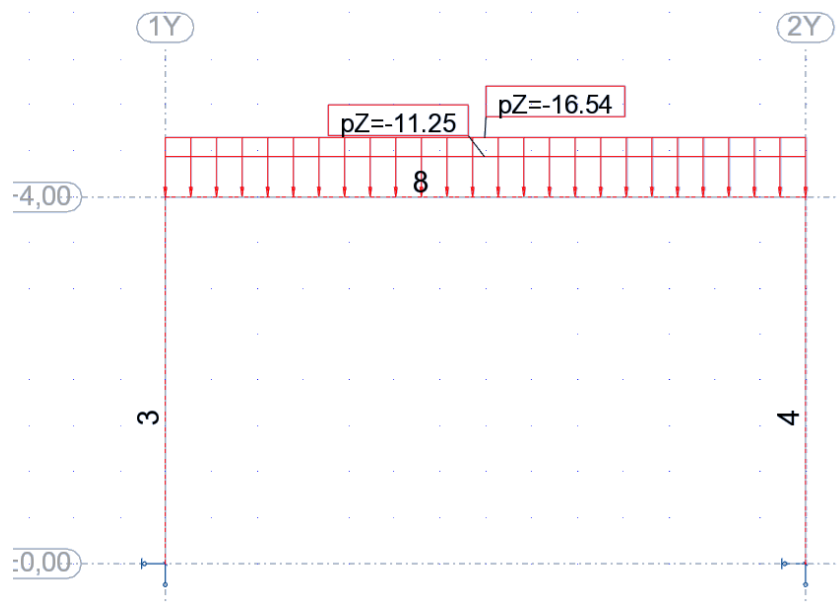


Figura 4.10 - Ações consideradas na estrutura do caso de estudo 1 - ULS

Como referido, numa primeira hipótese o pórtico em estudo foi modelado e dimensionado considerando as ligações totalmente articuladas, como representado na Figura 4.11, obtendo-se os esforços representados e as deformadas apresentadas na Figura 4.12.

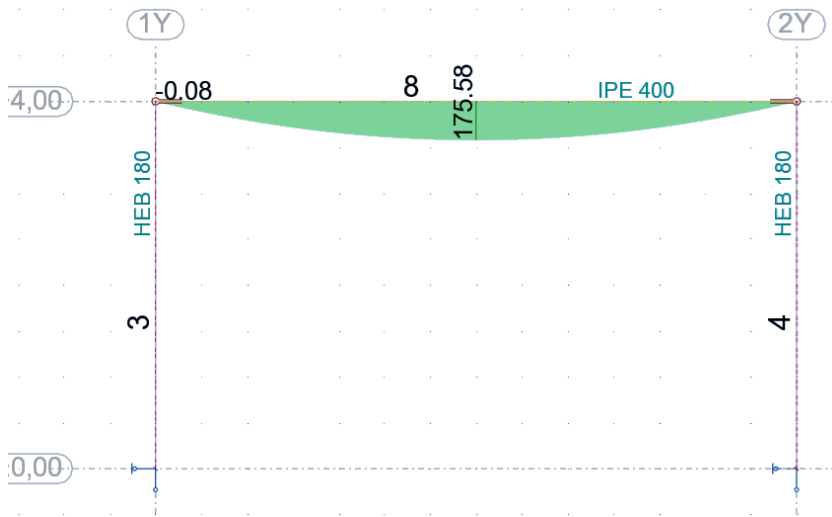


Figura 4.11 – Diagrama de momentos (kN.m) e seções da estrutura articulada - ULS

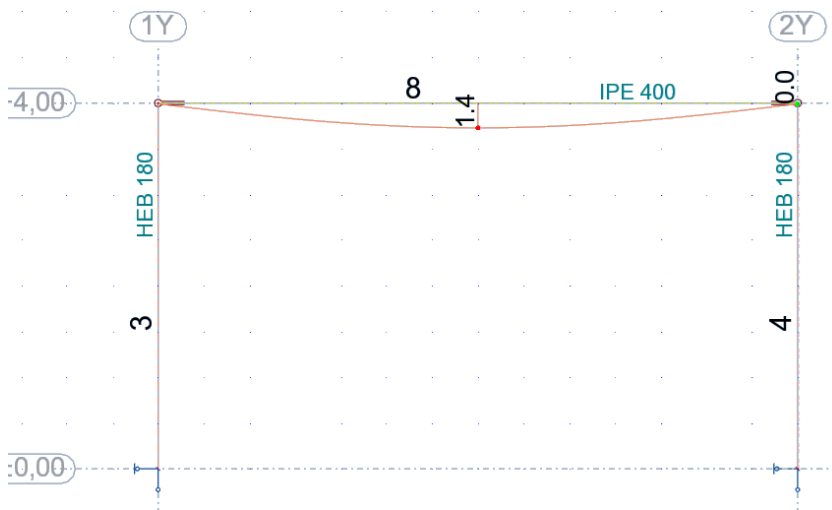


Figura 4.12 - Valor das deformações (mm) da estrutura articulada – SLS

Na segunda hipótese, foi considerado uma estrutura onde as ligações seriam totalmente rígidas, obtendo o diagrama e as seções apresentadas na Figura 4.13 e a deformada da Figura 4.14

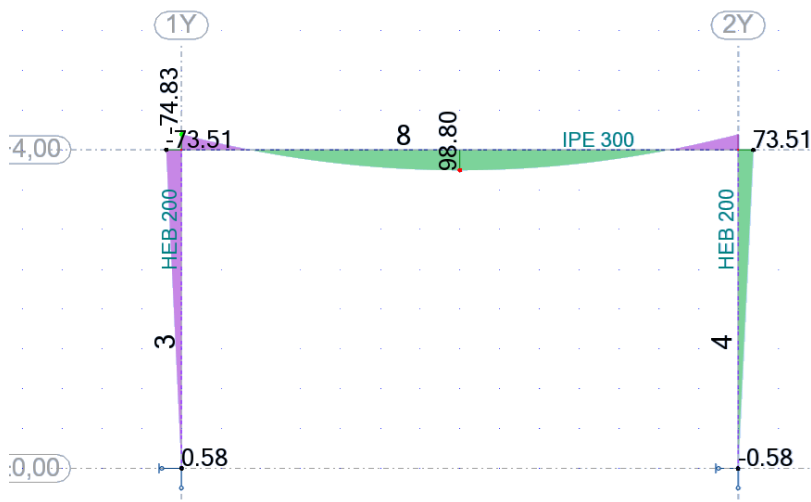


Figura 4.13 – Diagrama de momentos (kN.m) e seções da estrutura rígida - ULS

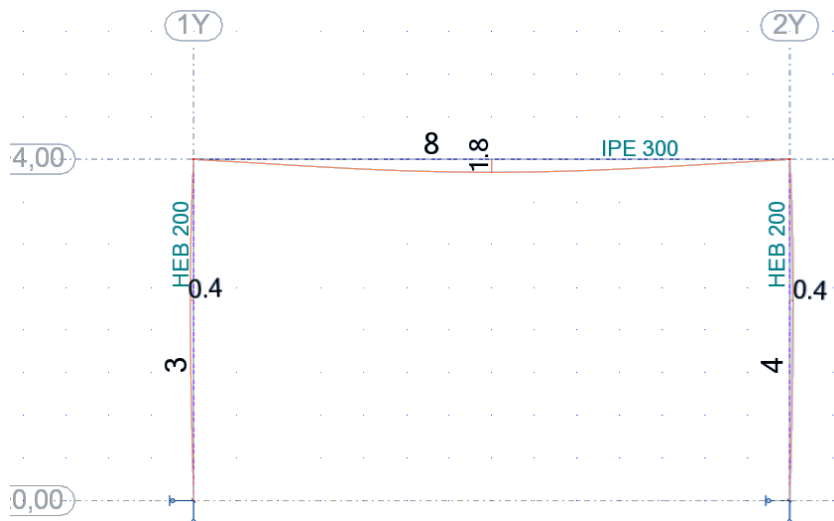


Figura 4.14 - Valor das deformações (mm) da estrutura rígida – SLS

Para a terceira hipótese foi efetuada a modelação das ligações, considerando estas como semi-rígidas e modeladas através da aplicação da rigidez de rotação em regime linear elástico.

O processo de dimensionamento da ligação até a solução ideal é um processo iterativo e no qual se procurou encontrar a melhor solução que permitisse uma poupança efetiva de kg de aço na estrutura, nas tabelas em baixo são apresentadas iterações efetuadas para o presente caso de estudo.

Tabela 4-8 – 1ª iteração do caso de estudo 1

1ª Iteração										
Ligação	Viga	Pilar	Parafuso	$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_p$ (mm)	$P$ (mm)	$p_2$ (mm)	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)
	IPE270	IPE450	M18	400	190	20	110	100	60	45

Tabela 4-9 – 2ª iteração do caso de estudo 1

2ª Iteração										
Ligação	Viga	Pilar	Parafuso	$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_p$ (mm)	$P$ (mm)	$p_2$ (mm)	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)
	IPE330	HEB200	M20	455	200	20	112	100	50	50

Tabela 4-10 – 3ª iteração do caso de estudo 1

3ª Iteração										
Ligação	Viga	Pilar	Parafuso	$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_p$ (mm)	$P$ (mm)	$p_2$ (mm)	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)
	IPE270	HEA200	M18	400	190	20	110	100	60	45

Tabela 4-11 – 4ª iteração do caso de estudo 1

4ª Iteração										
Ligação	Viga	Pilar	Parafuso	$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_p$ (mm)	$P$ (mm)	$p_2$ (mm)	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)
	IPE270	HEB200	M20	380	200	20	100	90	45	55

Como se pode constatar, iniciou-se este estudo com secções do tipo IPE, no entanto, esta solução originava secções elevadas ao nível dos pilares pelo que foi abandonada. Nas iterações seguintes procurou-se uma solução de pilares com secções do tipo HEB que se verificou ser uma solução ideal. As grandes diferenças entre a 2ª iteração e a 4ª, prende-se com a questão da otimização das secções e com o aproximar da rigidez de rotação da ligação com a rigidez ideal e ao mesmo tempo garantir os pressupostos de verificação das secções.

Na Figura 4.15, é apresentado o diagrama de momentos para as secções obtidas com a solução de ligação apresentada, onde se constata a deformada apresentada na Figura 4.16.

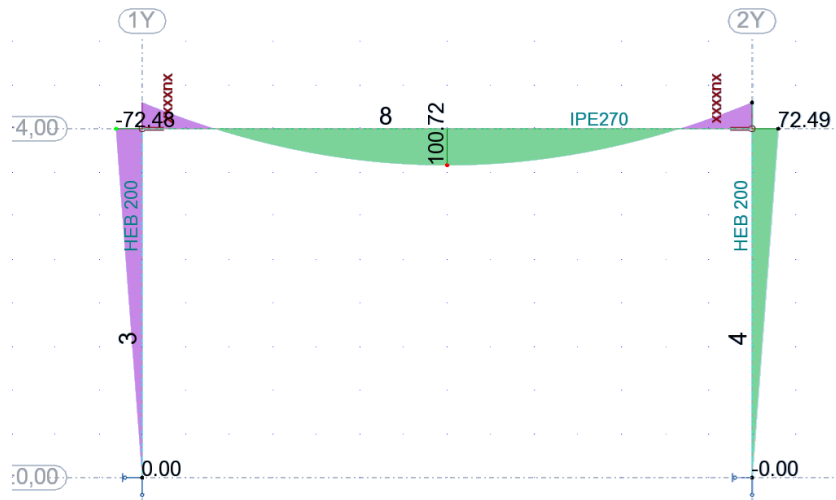


Figura 4.15 – Diagrama de momentos (kN.m) e secções da estrutura semi-rígida - ULS

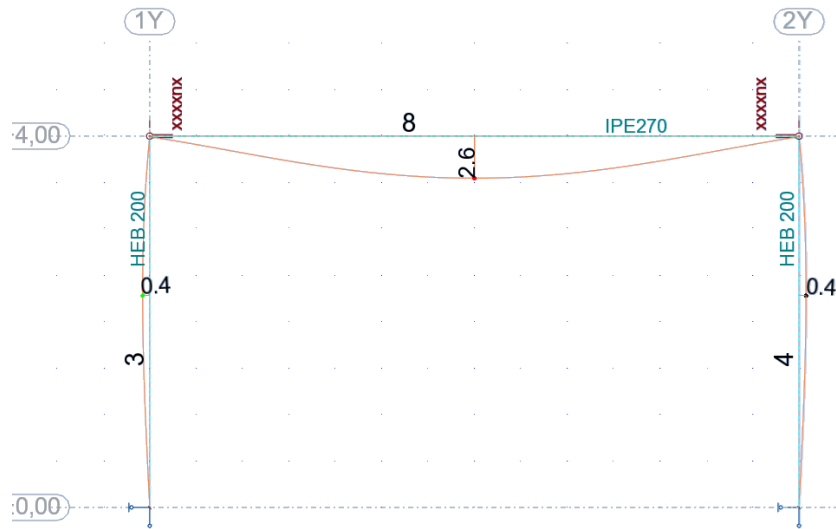


Figura 4.16 - Valor das deformações (mm) da estrutura semi-rígida – SLS

Como se pode constatar na figura anterior, apesar de rotulada nos extremos, a viga possui capacidade de absorver momentos devido à rigidez de rotação que lhe foi atribuída o que originou uma distribuição de momentos em relação a hipótese da ligação rígida.

Tabela 4-12 – Resumo das secções obtidas para os pórticos

	Tipos de ligação / Perfis		
	Articulada	Rígida	Semi-rígida
Pilares (S355)	HEB 180	HEB 200	HEB 200
Vigas (S275)	IPE 400	IPE 300	IPE 270

Na Tabela 4-12, é apresentado a relação de secções obtidas para os diferentes tipos de ligação, onde se pode constatar uma otimização das secções desde a solução articulada até a solução semi-rígida.

Tabela 4-13 – Total de kg de perfis por tipo de ligação

	Tipos de ligação / kg de Perfis			
	Articulada	Rígida	Semi-rígida	Classe Resistência
Pilares (2un.) kg	409.60	490.40	490.40	S355
Vigas (1 un.) kg	464.10	295.40	252.70	S275
Total (kg)	873.70	785.80	743.10	

Através dos resultados apresentados na Tabela 4-13, pode-se concluir que a otimização conseguida, permitiu uma redução de cerca de 15 % do peso total da estrutura em relação a solução articulada e aproximadamente 5 % em relação a solução rígida.

Na Tabela 4-14 podem observar-se as características totais da ligação semi-rígida adotada, onde se pode concluir que a ligação projetada garante um momento resistente superior ao momento a que a mesma estará sujeita com a redistribuição de momentos efetuada, para um cálculo em regime elástico.

Tabela 4-14 – Características da ligação semi-rígida do caso de estudo 1

Características da ligação									
$b_p$ (mm)	$h_p$ (mm)	$t_p$ (mm)	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)	$e_5$ (mm)	$e_6$ (mm)	$e_8$ (mm)	$p$ (mm)	$p_2$ (mm)
370	200	20	40	55	40	30	20	90	90
Pilar	Viga	$M_{b,Ed}$ (kN.m)	$M_{j,Rd}^{(*)}$ (kN.m)	$S_{j,ini}$ (kN.m /rad)	$S_j$ (kN.m /rad)	$S_{j,Req}$ (kN.m /rad)			
HEB 200 (S355)	IPE 270 (S275)	111.12	120.06	33658	16829	8511.30			
Reforços	Chapa de alma	Parafusos	CLASSIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO						
não	sim	M20 / 10.9	SEMI - RÍGIDA						

### 4.5.3 Dimensionamento do caso de estudo 2

O segundo caso de estudo adotado é constituído por um pórtico com 3 vãos de 9.00 m e 3 pisos com 4.00 m de altura, com a mesma largura de influência do caso 1, 2.50 m, cujo esquema estrutural é apresentado na Figura 4.17 e Figura 4.18.

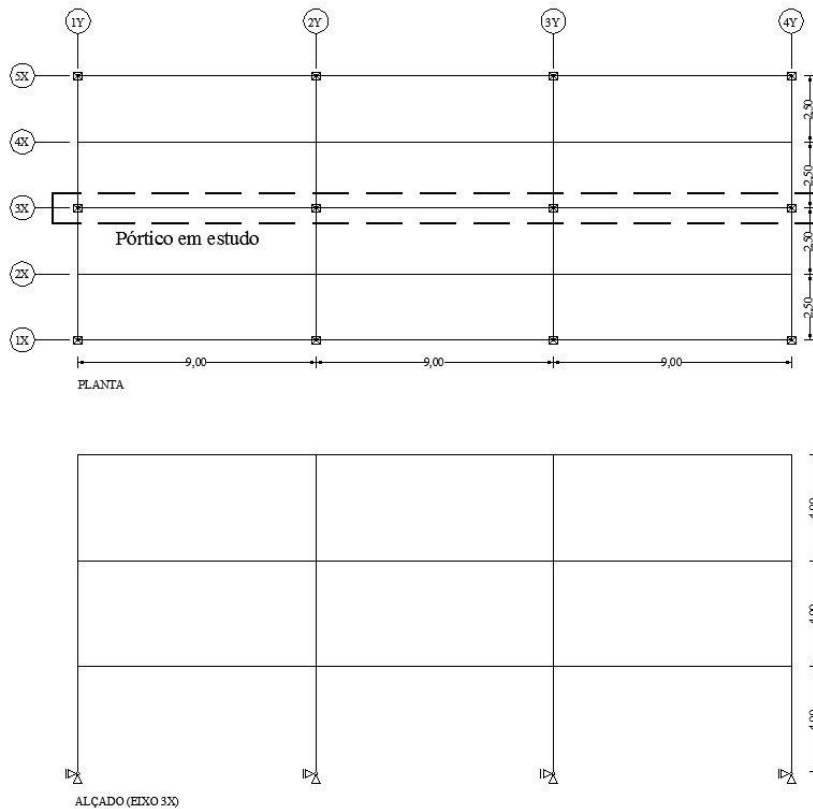


Figura 4.17 - Esquema estrutural do caso de estudo 2

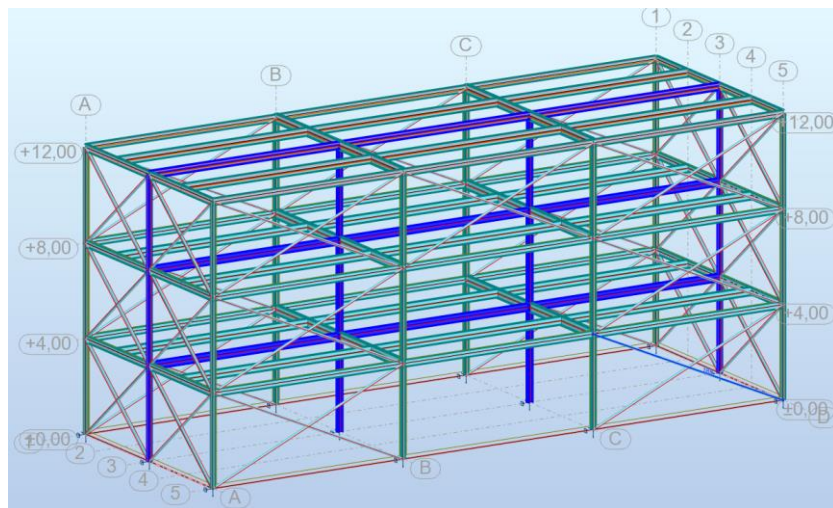


Figura 4.18 - Esquema estrutural desenvolvido no software Autodesk Robot Structural Analysis

As ações consideradas e as verificações efetuadas para as diferentes combinações (SLS e ULS) foram as mesmas aplicadas para o caso de estudo 1. Na Figura 4.19 são apresentadas as ações utilizadas na combinação de ULS bem como a referência a numeração das barras dos pórticos em estudo.

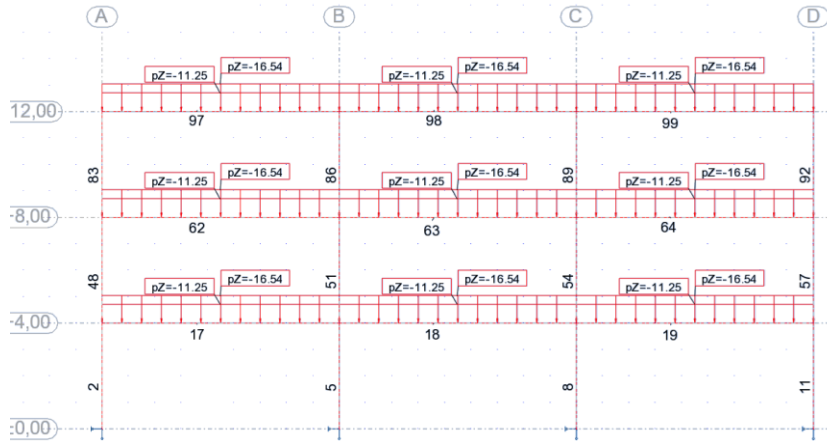


Figura 4.19 - Ações consideradas no caso de estudo 2 - ULS

Assim, no primeiro esquema estrutural com ligações articuladas e com vão de 9,00 m obteve-se o diagrama de momentos e as secções apresentadas na Figura 4.20 e as deformações apresentadas na Figura 4.21.

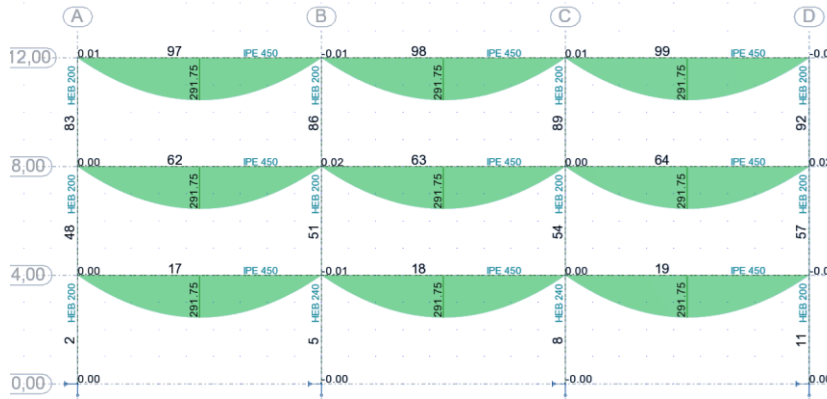


Figura 4.20 - Diagrama de momentos (kN.m) e secções na estrutura articulada - ULS

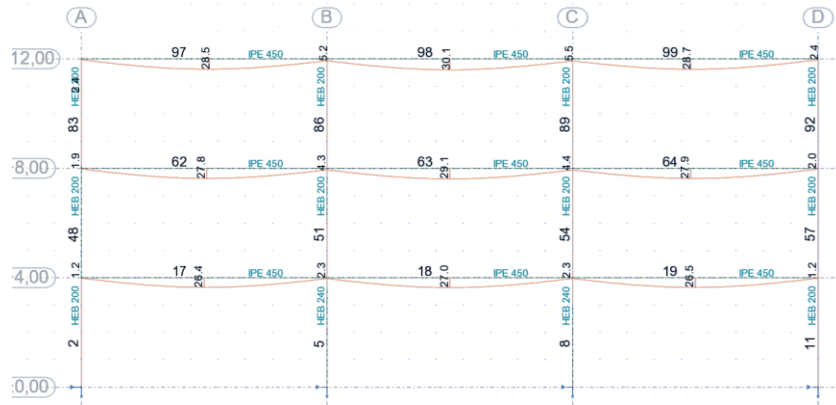


Figura 4.21 - Valor das deformações (mm) da estrutura articulada – SLS

Este mesmo pórtico mas com as ligações rígidas, permitiu obter o diagrama de momentos e as seções apresentadas na Figura 4.22 e a deformação representadas na Figura 4.23.

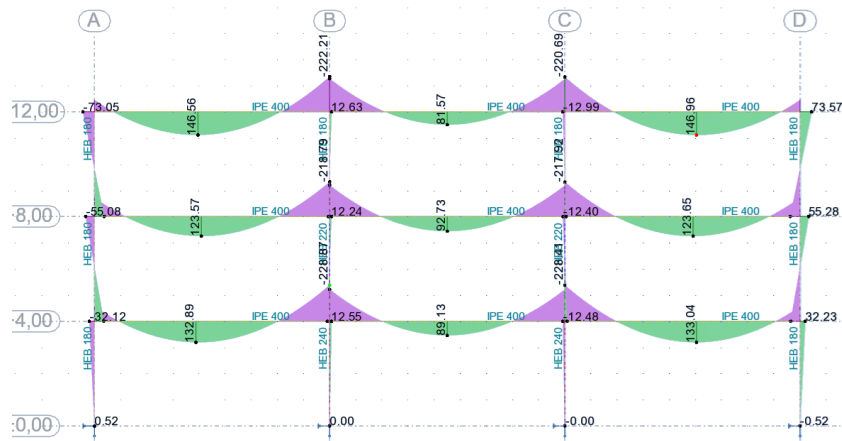


Figura 4.22 - Diagrama de momentos (kN.m) e seções da estrutura rígida - ULS

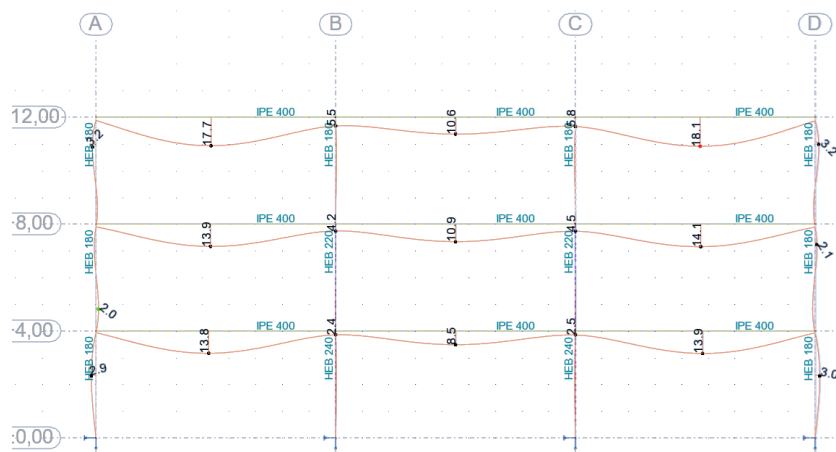


Figura 4.23 - Valor das deformações (mm) da estrutura rígida – SLS

Adotando o procedimento já descrito, para o pórtico com ligações semi-rígidas, houve a necessidade de previamente calcular o valor de momento ideal e, com o mesmo, procurar uma geometria de ligação que garantisse esse momento resistente. Na Figura 4.24 estão



representados os diferentes tipos de ligações aplicadas e na Tabela 4-15 o momento resistente de cada ligação bem como a rigidez de rotação das mesmas.

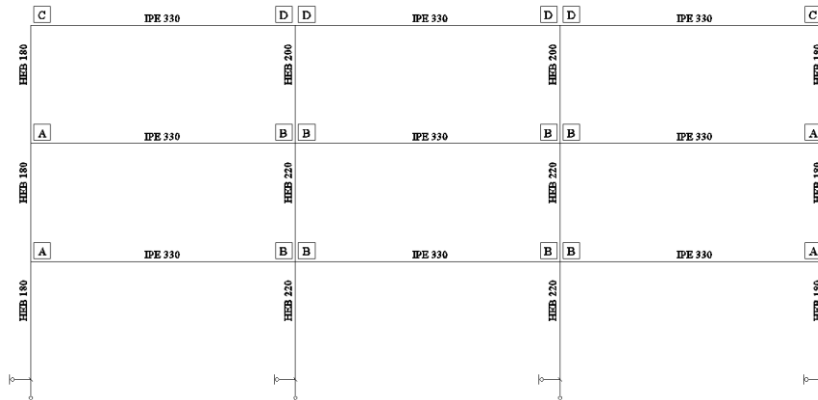


Figura 4.24 - Configuração das ligações adotadas para o pórtico em estudo

Tabela 4-15 – Valores de  $M_{j,Rd}$  e  $S_j$  das ligações pré-definidos para as ligações

Ligação	Esquerda	
	$M_{j,Rd}$ (k.N.m)	$S_j$ (k.N.m/rad)
A	142.42	21058
B	145.17	29589
C	142.65	21330
D	144.34	29989

Com os presentes resultados, configurou-se uma ligação semi-rígida com as características de rigidez e rotação para um regime linear em cada nó do esquema estrutural em estudo, tendo-se obtido as secções apresentadas na Figura 4.25 e as deformações apresentadas na Figura 4.26.

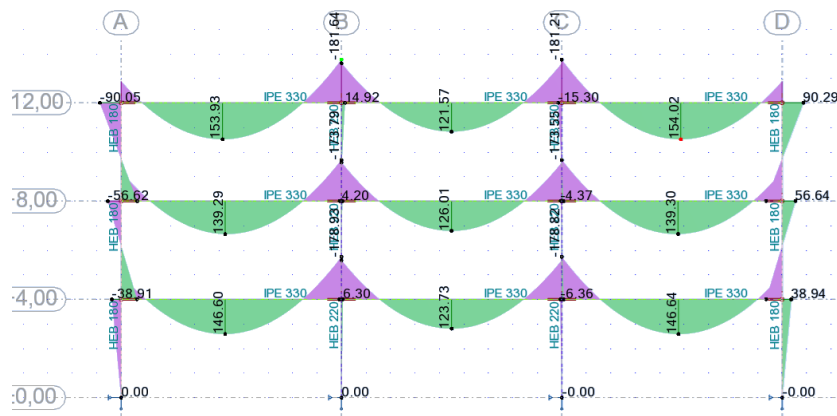


Figura 4.25 - Diagrama de momentos (kN.m) e secções da estrutura semi-rígida -ULS

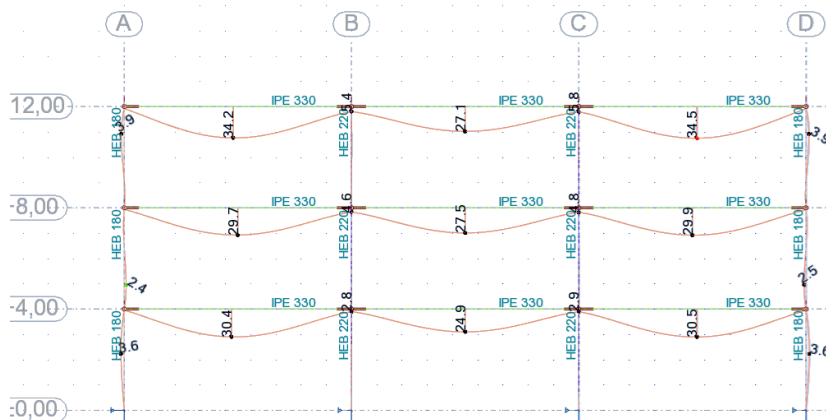


Figura 4.26 - Valor das deformações (mm) da estrutura semi-rígida - SLS

Como se pode constatar no resumo apresentado na Tabela 4-16, foi possível uma otimização das secções finais. No entanto, para esta análise em regime linear elástico e face à rigidez elevada das ligações, o momento absorvido pelas mesmas é superior ao momento resistente.

Tabela 4-16 – Resumo das secções obtidas para os pórticos do caso de estudo 2

Barras	Perfis		
	Articulada	Rígida	Semi-rígida
2,48, 83, 92, 57, 11,	HEB 200	HEB 180	HEB 180
86, 89	HEB 200	HEB 180	HEB 220
51, 54,	HEB 200	HEB 220	HEB 220
5,8	HEB 240	HEB 240	HEB 220
17, 18, 19, 62, 63, 64, 97, 98, 99	IPE 450	IPE 400	IPE 330

Assim, o momento resistente das ligações dimensionadas, não é suficiente para fazer face ao valor do momento proveniente das ações a que a estrutura está sujeita para a combinação de ULS, no entanto relativamente aos SLS a estrutura cumpre os valores limite. Face a esta situação, e de forma a atingir os objetivos propostos de economia das secções do pórtico, adotou-se por analisar o comportamento das ligações num regime não linear com uma curva momento – rotação, como previsto no EC3 Parte 1-8 e representado na Figura 2.20.

#### 4.6 Análise não linear do caso de estudo 2

Uma vez que não foi garantida a segurança de algumas das ligações da estrutura em regime linear elástico, e como o objetivo deste trabalho é de otimizar a estrutura, configuraram-se no software as diferentes ligações com as características de rigidez já encontradas e representadas na Tabela 4-15. Este tipo de análise, (não linear) garante que as ligações absorvam até ao máximo o seu momento resistente. A análise em regime não linear, permite que ao ser atingido

o momento resistente da ligação esta entre na zona de patamar da curva bilinear momento – rotação, e o acréscimo de esforços daí recorrente seja redistribuído para a viga. Para o mesmo esquema estrutural utilizado na análise anterior, mas agora efetuando uma análise não linear, foi obtido o diagrama de momentos fletores para ULS apresentado na Figura 4.27. Na Figura 4.28 é apresentado o mesmo diagrama para a combinação de SLS.

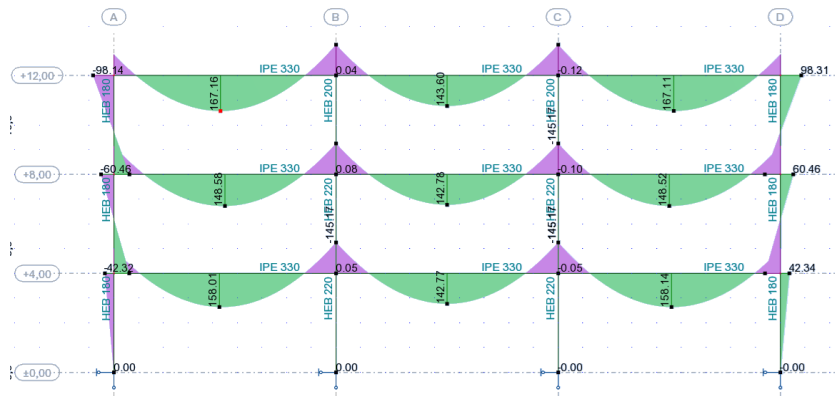


Figura 4.27 - Diagrama de momentos (kN.m) e seções da estrutura semi-rígida – ULS

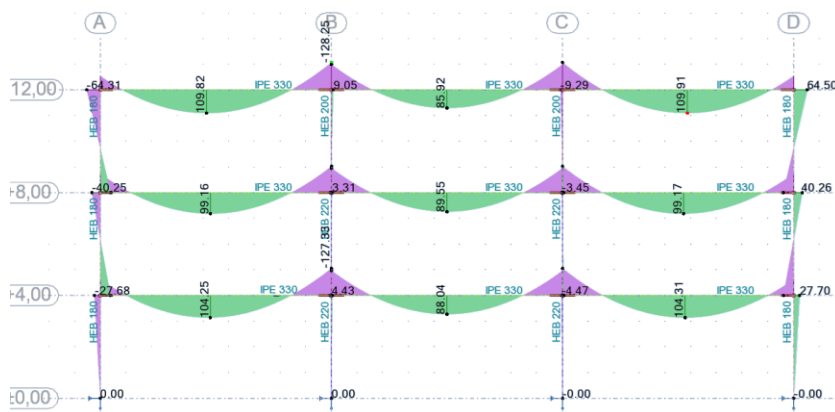


Figura 4.28 - Diagrama de momentos (kN.m) e seções da estrutura semi-rígida – SLS

Na Figura 4.29 são apresentados os valores obtidos para as deformações das barras do pórtico em análise.

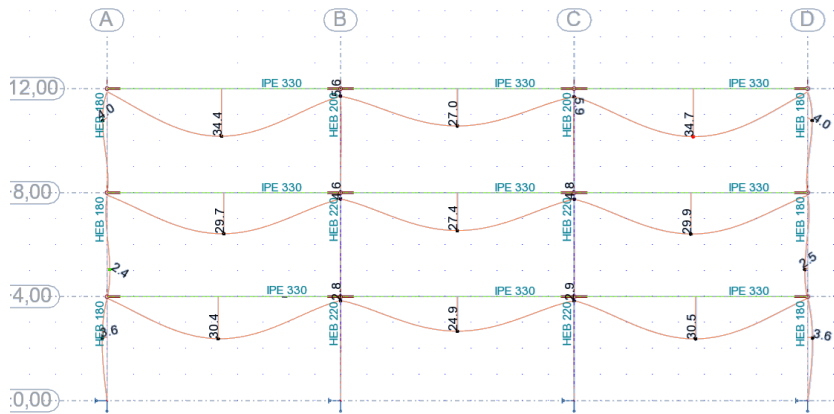


Figura 4.29 - Valores das deformações (mm) da estrutura semi-rígida - SLS (mm)

Os resultados apresentados nas figuras anteriores, verificam as características de resistência e deformação previstas no EC3 Parte 1-1 e permitem a validação da análise efetuada. Mesmo para a análise de momentos na combinação SLS, o valor de momento máximo da ligação não foi atingido. O pórtico dimensionado para o caso de estudo 2, cumpre os critérios de rigidez e resistência que permite classificar as ligações como semi-rígidas. Pode-se constatar que, utilizando como momento limitante a resistência da ligação, este só é atingido nos nós em que em regime elástico o valor atuante ultrapassa a resistência da própria ligação, e para a combinação de ações de SLS, o momento resistente da ligação não chega a ser atingido.

Face à existência de ligações com características não lineares, foi efetuada uma análise das características de rotação das mesmas, por forma a garantir que estas não atingiriam valores que colocassem em causa a estabilidade de toda a estrutura. Na Figura 4.30 é apresentado o valor da rotação da ligação em regime plástico ( $\theta_{pl}$ ), bem como o valor de  $\mu_{\theta}$ , que é representado pela seguinte expressão:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{pl} l}{\theta_y} \quad (4-15)$$

Onde:

$\theta_{pl}$  – rotação da ligação em regime não linear;

$\theta_y$  – limite de rotação da ligação em regime linear;

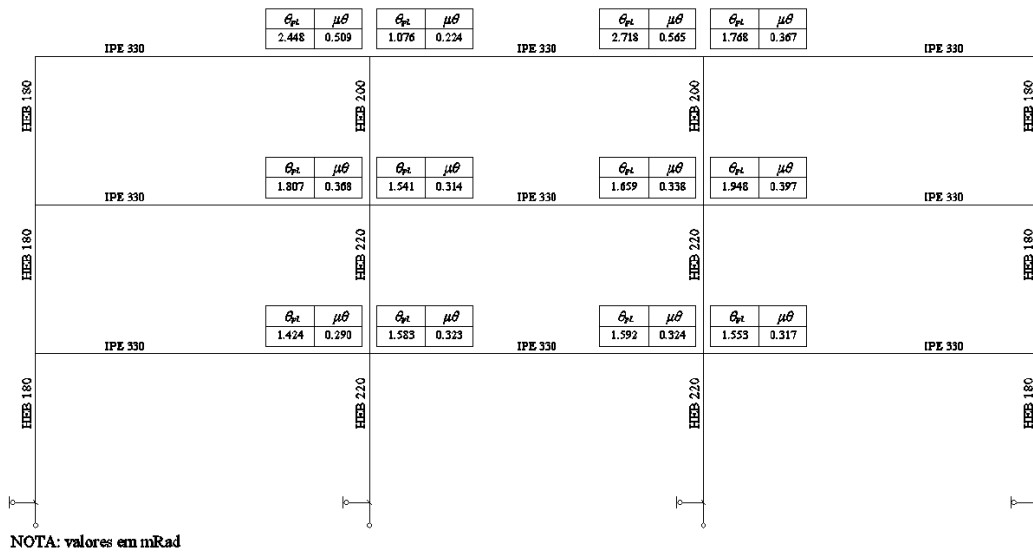


Figura 4.30 - Relação de  $\theta_{pl}$  e  $\mu\theta$  das ligações em regime não linear

Na Figura 4.31 representa-se de forma gráfica o significado dos valores representados na figura anterior.

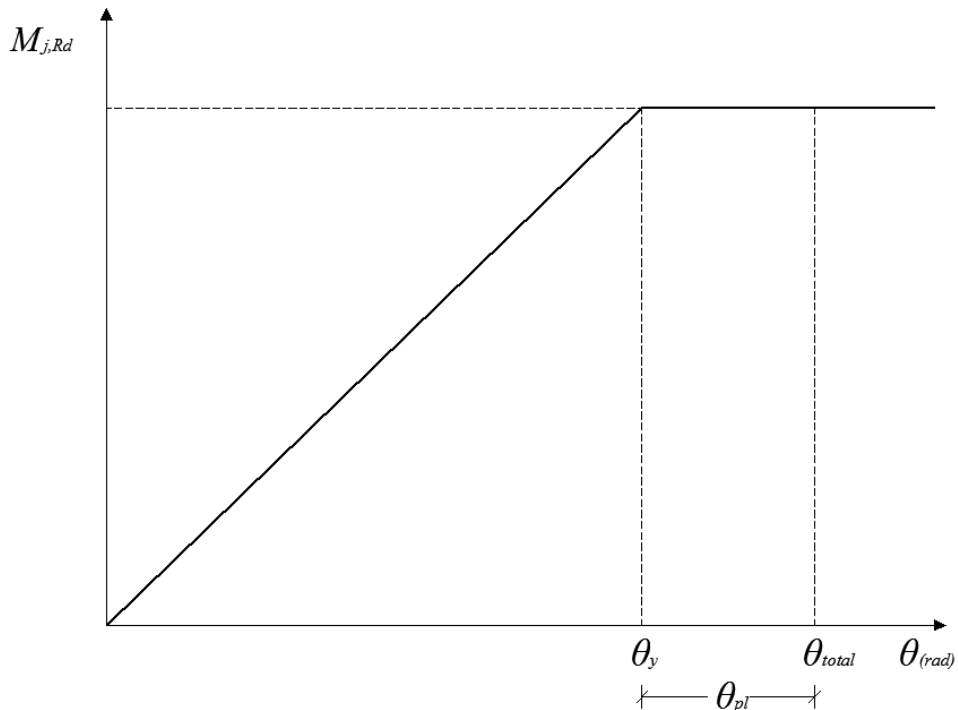


Figura 4.31 - Esquema gráfico da rotação no regime não linear

Com esta análise, pode-se verificar que o valor das rotações em regime não linear é reduzido. O pequeno aumento de momento devido ao endurecimento da ligação permite garantir que para este caso não se desenvolveu uma exploração da ductilidade da ligação significativa que coloque em causa a sua segurança.

Na Tabela 4-17 é apresentada a relação de secções obtidas para a totalidade das barras do pórtico em estudo versus o tipo de ligação adotada no esquema estrutural analisado em regime não linear.

*Tabela 4-17 – Resumo das secções finais obtidas com análise não-linear*

Barras	Ligações / Perfis		
	Articulada	Rígida	Semi-rígida (não-linear)
2,48, 83, 92, 57, 11,	HEB 200	HEB 180	HEB 180
86, 89	HEB 200	HEB 180	HEB 200
51, 54,	HEB 200	HEB 220	HEB 220
5,8	HEB 240	HEB 240	HEB 220
17, 18, 19, 62, 63, 64, 97, 98, 99	IPE 450	IPE 400	IPE 330

Como se pode constatar através do resumo representado na Tabela 4-18 conseguiu-se através da aplicação de ligações semi-rígidas uma economia no peso total do pórtico. Esta economia traduz-se em cerca de 27 % relativamente à solução com ligações articuladas e 17 % quando comparado com ligações rígidas.

*Tabela 4-18 - Total de Kg de perfis por pórtico e por ligação*

Barras	Perfis			Classe Resistência
	Articulada	Rígida	Semi-rígida (não-linear)	
2,48, 83, 92, 57, 11,	1471.20	1228.80	1228.80	S355
86, 89	490.40	409.60	490.40	S355
51, 54,	490.40	572.00	572.00	S355
5,8	665.60	665.60	572.00	S355
17, 18, 19, 62, 63, 64, 97, 98, 99	6285.60	5370.30	3977.10	S275
Total (Kg)	9403.2	8246.30	6840.30	

Nas tabelas seguintes é apresentado o resumo da características geométricas, resistência e rigidez de rotação das diferentes ligações representadas na Figura 4.24.

Tabela 4-19 -Características da ligação semi-rígida

LIGAÇÃO TIPO A									
$h_p$ (mm)	$b_p$ (mm)	$t_p$ (mm)	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)	$e_5$ (mm)	$e_6$ (mm)	$e_8$ (mm)	$p$ (mm)	$p_2$ (mm)
440	180	20	50	64	40	50	20	92	100
Pilar	Viga	$M_{b,Ed}$ (kN.m)	$M_{j,Rd}$ (kN.m)	$S_{j,ini}$ (kN.m /rad)	$S_j$ (kN.m /rad)	$S_{j,Req}$ (kN.m /rad)			
HEB 180 (S355)	IPE 330 (S275)	142.40	142.42	42116	21058	15379.46			
Reforços	Chapa de alma	Parafusos	CLASSIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO						
não	sim	M18 / 10.9	SEMI - RÍGIDA						

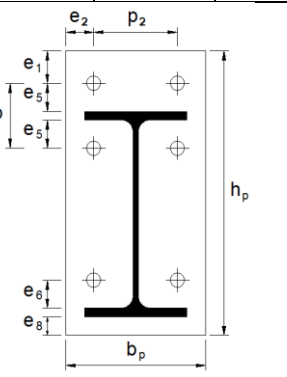
Tabela 4-20 -Características da ligação semi-rígida

LIGAÇÃO TIPO B									
$h_p$ (mm)	$b_p$ (mm)	$t_p$ (mm)	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)	$e_5$ (mm)	$e_6$ (mm)	$e_8$ (mm)	$p$ (mm)	$p_2$ (mm)
440	220	20	40	40	50	40	20	112	140
Pilar	Viga	$M_{b,Ed}$ (kN.m)	$M_{j,Rd}$ (kN.m)	$S_{j,ini}$ (kN.m /rad)	$S_j$ (kN.m /rad)	$S_{j,Req}$ (kN.m /rad)			
HEB 220 (S355)	IPE 330 (S275)	142.40	145.17	59179	29589	15379.46			
Reforços	Chapa de alma	Parafusos	CLASSIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO						
não	não	M18 / 10.9	SEMI - RÍGIDA						

Tabela 4-21 – Características da ligação semi-rígida

LIGAÇÃO TIPO C									
$h_p$ (mm)	$b_p$ (mm)	$t_p$ (mm)	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)	$e_5$ (mm)	$e_6$ (mm)	$e_8$ (mm)	$p$ (mm)	$p_2$ (mm)
430	180	20	40	45	40	50	20	92	90
Pilar	Viga	$M_{b,Ed}$ (kN.m)	$M_{j,Rd}$ (kN.m)	$S_{j,ini}$ (kN.m /rad)	$S_j$ (kN.m /rad)	$S_{j,Req}$ (kN.m /rad)			
HEB 180 (S355)	IPE 330 (S275)	142.40	142.65	42660	21330	15379.46			
Reforços	Chapa de alma	Parafusos	CLASSIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO						
não	sim	M18 / 10.9	SEMI - RÍGIDA						

Tabela 4-22 -Característica da ligação semi-rígida

LIGAÇÃO TIPO D									
$h_p$ (mm)	$b_p$ (mm)	$t_p$ (mm)	$e_1$ (mm)	$e_2$ (mm)	$e_5$ (mm)	$e_6$ (mm)	$e_8$ (mm)	$p$ (mm)	$p_2$ (mm)
430	180	20	40	40	40	50	20	92	100
Pilar	Viga	$M_{b,Ed}$ (kN.m)	$M_{j,Rd}$ (kN.m)	$S_{j,ini}$ (kN.m /rad)	$S_j$ (kN.m /rad)	$S_{j,Req}$ (kN.m /rad)			
HEB 220 (S355)	IPE 330 (S275)	142.40	144.34	59978	29989	15379.46			
Reforços	Chapa alma	Parafusos	CLASSIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO						
não	não	M20 / 10.9	SEMI - RÍGIDA						



## 5 CONCLUSÕES

### 5.1 Conclusões finais

O principal objetivo da presente dissertação passou pela apresentação da viabilidade da utilização de ligações semi-rígidas em pórticos metálicos e avaliar qual o seu contributo para as secções finais comparativamente com as soluções articuladas e rígidas. Os estudos aqui apresentados com soluções constituídas por pórticos com ligações semi-rígidas devidamente contraventados, apresentam-se como uma alternativa que deverá ser tida em consideração em relação às soluções de ligação mais tradicionais (rígida e articuladas). Demonstra-se que com uma combinação entre a rigidez de rotação e resistência, consegue-se criar ligações semi-rígidas com um claro benefício para as secções finais da estrutura e quantidade de aço utilizada. No entanto, tratando-se de um processo iterativo e algo complexo em termos de dimensionamento é ainda pouco explorado pelos projetistas.

Nos pontos seguintes são apresentadas de forma sucinta as conclusões obtidas nesta dissertação:

1. Os resultados obtidos e as ações consideradas, demonstram que este tipo de solução estrutural apresenta um bom comportamento, tanto em regime linear elástico como em regime não linear, respeitando a resistência da ligação para uma distribuição ótima de momentos fletores.
2. Relativamente a soluções com ligações articuladas ou rígidas, a adoção de ligações semi-rígidas permite uma clara diminuição da quantidade de aço proveniente da redução das secções finais, variando entre 6 e 4 % no primeiro caso de estudo e 18 % e 25 % no segundo caso de estudo. Esta redução poderia eventualmente ser melhorada se tivessem sido explorados os restantes pórticos do eixo X, bem como os pórticos dos eixos perpendiculares a este.
3. Apesar de os estudos aqui apresentados terem como ponto de partida o cálculo da rigidez ideal da ligação, face às ações envolvidas / esforços, conclui-se que é difícil encontrar o equilíbrio entre a resistência da ligação semi-rígida e a rigidez de rotação ideal. Como tal, o critério adotado no presente trabalho foi o de garantir a resistência em todas as ligações apresentadas. Esta imposição traduziu-se em valores de rigidez de rotação superiores às estabelecidas como ideais.

4. No caso de estudo onde foi desenvolvida uma análise não linear, verifica-se que as rotações plásticas instaladas nas ligações são reduzidas.
5. Para as ações apresentadas neste estudo, para vãos de 7.00 m, o pórtico apresenta um bom comportamento estrutural em regime linear, conseguindo-se uma redução na quantidade de aço e secções finais. No outro caso, para vãos de 9.00 m, apesar de algumas ligações terem que ser exploradas em regime não linear, foi possível garantir igualmente uma redução de secções e assim uma diminuição da quantidade de aço. Em ambos os casos, com a utilização de ligações caracterizadas como semi-rígidas, conseguiram-se soluções mais económicas.

## 5.2 Recomendações para desenvolvimentos futuros

A adoção de ligações semi-rígidas como apresentado na presente dissertação, dimensionadas seguindo o método das componentes descrito na Parte 1-8 do EC3, representa uma clara mais valia para o estudo e análise de projetos de estruturas metálicas. Este tipo de ligações e a análise aqui apresentada permitem uma melhor distribuição dos esforços que se traduz numa solução mais leve e mais económica. No entanto, o trabalho aqui apresentado poderá ser aprofundado com o estudo de alguns pontos que a seguir se enumeram:

1. Análise dos restantes pórticos em X e por sua vez menos solicitados às ações apresentadas, bem como dos pórticos do sentido oposto, Y, de forma a verificar se as conclusões a retirar desta análise são idênticas às agora apresentadas;
2. Análise dos casos de estudo apresentados para outros tipos de utilizações tipo, bem como para vãos assimétricos e maior número de pisos;
3. Estudo deste tipo de ligações e metodologia de análise considerando a ação sísmica;

## Obras Citadas

- Cabrero, J., & Bayo, E. (10 de Maio de 2005). Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections. Pamplona, Spain: ELSEVIER.
- Castro, J. M. (2011). Estruturas Metálicas e Mistas . *Análise estrutural (EC3)*. Porto: Universidade do Porto - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- CEN. (2005). *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1 : Regras gerais e regras para edifícios*. Bruxelas.
- CEN. (2005). *Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projeto de ligações*. Bruxelas.
- CEN. (2009). *Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas* .
- CEN. (2010). *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento*. Bruxelas.
- Gonçalves, M. A. (2014). *Modelos para cálculo de ligações pilar-viga com chapa de extremidade em estruturas de aço*. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Oliveira, C. R. (2011). *Estudo do comportamento de uma ligação viga-pilar*. Viseu: Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu.
- Oliveira, F. E. (2013). *Projeto de edifícios em estrutura metálica*. Porto: FEUP - Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- Pereira, J. A. (2008). *Ligações de estruturas metálicas correntes*. Porto: Universidade Fernando Pessoa.
- Resende, V. N. (2009). *Análise e dimensionamento de ligações metálicas segundo o Eurocódigo 3*. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- SCI, S. C. (2008). *Best practice in steel construction - guidance for architects, designers and constructors*. European Commission.
- SCI/BCSA. (2006). *Joints in steel construction - simple connections*. London: The Steel Construction Institute, The British Constructional Steelwork Association Limited.

- SCI/BCSA. (2013). *Joints in steel construction: moment-resisting joints to eurocode 3 Ed. P398*. Londres: The Steel Construction Institute, The British Constructional Steelwork.
- SECHALO. (2012). *Steel buildings in europe - single-storey steel buildings - Part2: Concept design*. Belgica : European comission .
- SECHALO. (2012). *Steel Buildings in Europe, Single-Storey Steel Buildings, Part 1: Architect's guide*.
- Silva, L. S., & Santiago, A. (2003). *Manual de Ligações Metálicas*. Coimbra: Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
- Simões , R., & Abecassis, T. (2010). *Eurocódigos estruturais - o inicio da sua aplicação em Portugal*. Porto.
- Simões. (29 de 04 de 1995). Optimization of semi-rigid connections. (C. a. structures, Ed.) 60, pp. 531-539.
- Simões, R. (2007). *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas*. Coimbra, Portugal: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.
- Sousa, J. F. (2016). *Estudo económico de pavilhões metálicos - (Portal frames vs Pórticos treliçados)*. Viana do Castelo: Instituto Politécnico de Viana do Castelo - Escola Superior de Tecnologia e Gestão.
- The British Constructional Steelwork Association, Ltd. (2003). *Steel Buildings*. London, Reino Unido: Box of Tricks.
- Trahair, N., Bradford, M., Nethercot, D., & Gardner, L. (2008). *The behaviour and design of steel structures to EC 3*. U.K.: Library of congress cataloging.
- Vieito, Â. A. (2015). *Análise comparada de diferentes soluções de dimensionamento de ligações metálicas de acordo com o EC3*. Viana do Castelo, Portugal: Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Viana do Castelo.
- Zoetemeijer, P. (1974). *A design method for the tension side of statically loaded, bolted beam-to-column connections*. . Technological University of Delft.

# ANEXOS

## A1 - Caso de estudo 1

### A1.1 - Ação do vento

#### Ação do vento ( NP EN 1991 - 1-4 - 2009 )

Vento (NP EN 1991- 1-4)	Zona	B
	Terreno	TIPO II
	Altura de referência $z_e =$	4
	$q_p(z_e) =$	1,35 kPa

CATEGORIA DE TERRENO		
TIPO II	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
	0,005	1

ZONA	$V_{b,0}$ (m/s)
A	27
B	30

$$q_p(z) = 1,35 \text{ kPa}$$

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)$$

$I_v(z)$	0,15	$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$
$k_1$	1	
$C_0(z)$	1	
$\ln(z/z_0)$	6,68	

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$v_m(z)$	32,43 m/s	$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$ $c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ $k_r = 0.19 * \left[\frac{z_0}{z_{0,II}}\right]^{0.07}$
$C_r(z)$	1,08	
$K_r$	0,16	
$\ln(z/z_0)$	6,68	

$$C_0(z) = 1$$

$v_b$	30 m/s
$c_{dir}$	1
$c_{season}$	1
$v_{b,0}$	30

$C_e(z)$	2,39
$q_b$	0,56 kN/m <sup>2</sup>

Figura A.1 - Valor da pressão dinâmica para o caso de estudo 1

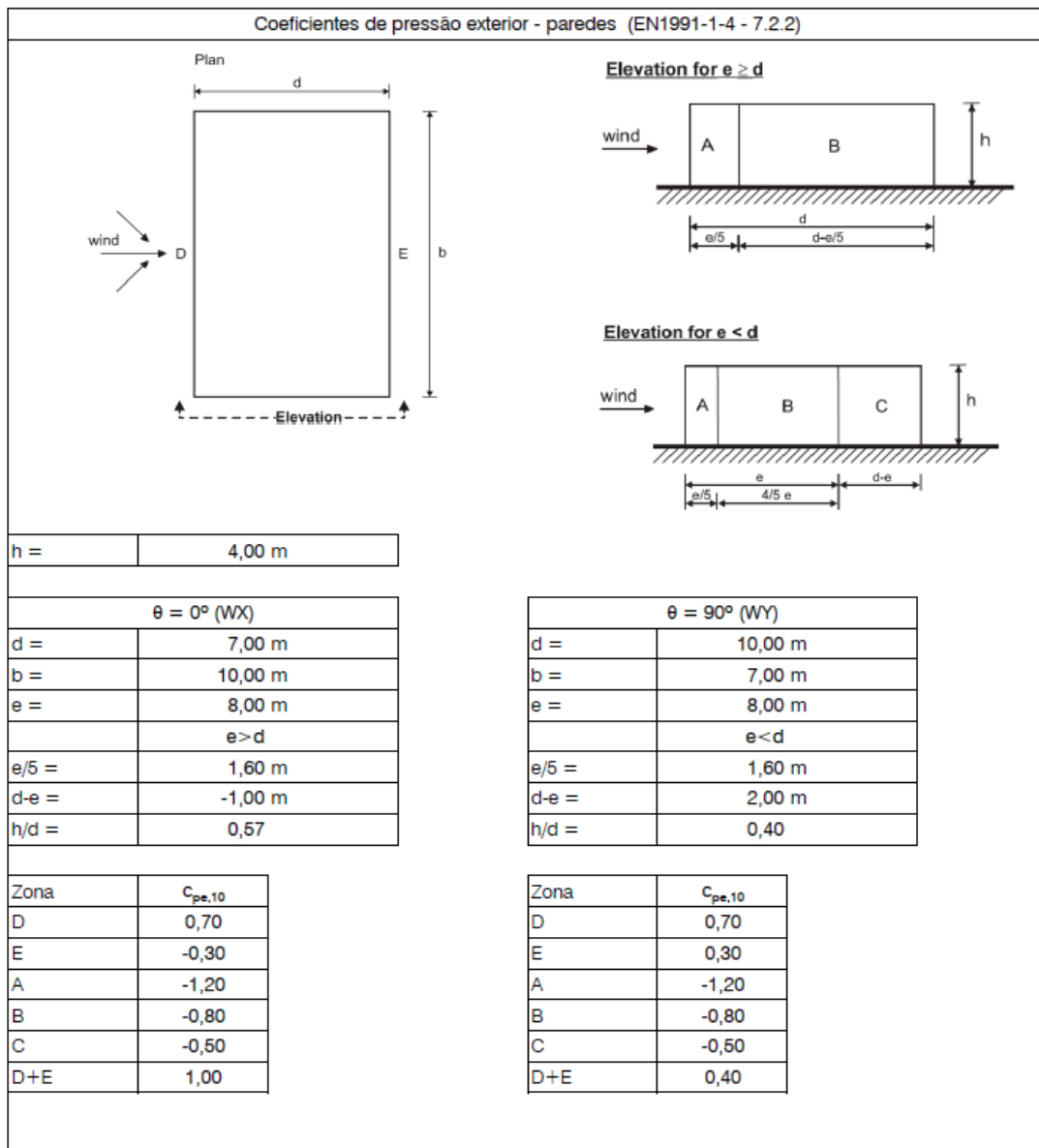


Figura A.2 - Coeficientes de pressão para paredes do caso de estudo 1

## A1.2 - Verificação das secções

Tabela A-1 – Verificação das secções da estrutura articulada – Caso de estudo 1

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(xy)	Case (xy)	Ratio(yz)	Case (yz)	Ratio(xz)	Case (xz)	Ratio(yz)	Case (yz)
Pilares 2	HEB 180	S 275	52.20	175.05	0.62	120 ULS W0° Y+	-	-	-	-	0.00	221 SLS W90° X- QK	0.04	207 SLS W90° Y-
Pilares 4	HEB 180	S 275	52.20	175.05	0.69	116 ULS QK W90 Y-	-	-	-	-	0.00	221 SLS W90° X- QK	0.04	208 SLS W90° Y-
Vigas 8	IPE 400	S 275	6.04	12.66	0.52	120 ULS W0° Y+	0.00	207 SLS W90° Y-	0.52	217 SLS W0° X- QK	-	-	-	-

Tabela A-2 - Verificação das seções da estrutura rígida – Caso de estudo 1

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)	Ratio(yx)	Case (yx)	Ratio(yz)	Case (yz)
Pilares 3	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.60	120 ULS W0° Y+	0.00	205 SLS W90° X-	0.25	215 SLS QK W90° Y-	-	-	-	-
Pilares 4	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.66	116 ULS QK W90° Y-	-	-	-	-	0.00	205 SLS W90° X-	0.05	224 SLS W90° Y+ QK
Vigas 8	IPE 300	S 275	8.02	14.93	0.60	119 ULS W0° Y- QK	0.00	224 SLS W90° Y+ QK	0.63	214 SLS QK W90° X-	-	-	-	-

Tabela A-3 - Verificação das seções da estrutura semi-rígida – Caso de estudo 1

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)	Ratio(yx)	Case (yx)	Ratio(yz)	Case (yz)
3 Pilares 3	HEB 200	S 355	46.83	157.94	0.72	120 ULS W0° Y+	-	-	-	-	0.00	222 SLS W90° X+ QK	0.04	208 SLS W90° Y-
4 Pilares 4	HEB 200	S 355	46.83	157.94	0.79	120 ULS W0° Y+	-	-	-	-	0.00	221 SLS W90° X- QK	0.04	208 SLS W90° Y-
8 Vigas 8	IPE270	S 355	0.45	1.65	0.62	120 ULS W0° Y+	0.00	211 SLS QK W0° Y+	0.95	217 SLS W0° X- QK	-	-	-	-

**→ RESULTADOS E VERIFICAÇÕES**

←

**1. RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO À FLEXÃO**

$M_{b,Ed}$ (kN.m)	111,12
$M_{j,Rd}$ (kN.m)	120,06
$M_{b,Ed} \leq M_{j,Rd}$	Verifica!

**2. VERIFICAÇÕES COMPLEMENTARES**

Parafusos

Soldaduras (Viga)

Resistência ao Esforço Transverso

$V_{j,Ed}$ (kN)	111,12
$V_{j,Rd}$ (kN)	308,00
$V_{j,Ed} \leq V_{j,Rd}$	Verifica!

Resistência ao Momento

Racio 1ª condição	1,12
Racio 2ª condição	0,73
Verificação	Não Verifica!

Resistência ao Esforço Transverso

Racio 1ª condição	0,27
Racio 2ª condição	0,00
Verificação	Verifica!

**3. RIGIDEZ ROTACIONAL**

Rigidez de rotação	
$S_{j,Rd}$ (kN.m/rad)	33658
$S_j$ (kN.m/rad)	16829

Classificação da ligação	
Ligação	<b>Semi-rígida!</b>

Figura A.3 - Resultados e verificações do programa para a ligação semi-rígida

Nota: O autor do algoritmo de cálculo só considerou para resistência ao momento fletor as soldaduras do banzo superior, não contabilizando para esta resistência a contribuição da soldadura da alma da viga.

## A.2 - Caso de estudo 2

### A.2.1 – Ação do vento

#### Ação do vento ( NP EN 1991 - 1-4 - 2009 )

Vento (NP EN 1991- 1-4)	Zona	B
	Terreno	TIPO I
	Altura de referência $z_e =$	12
	$q_p(z_e) =$	1,69 kPa

CATEGORIA DE TERRENO		
TIPO I	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)
	0,005	1

ZONA	$V_{b,0}$ (m/s)
A	27
B	30

$$q_p(z) = 1,69 \text{ kPa} \quad q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)$$

$I_v(z)$	0,13	$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$
$k_1$	1	
$C_0(z)$	1	
$\ln(z/z_0)$	7,78	

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

$v_m(z)$	37,76 m/s	$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$ $c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ $k_r = 0.19 * \left[\frac{z_0}{z_{0,II}}\right]^{0.07}$
$C_r(z)$	1,26	
$K_r$	0,16	
$\ln(z/z_0)$	7,78	

$$C_0(z) = 1$$

$V_b$	30 m/s
$C_{dir}$	1
$C_{season}$	1
$V_{b,0}$	30

$C_e(z)$	3,01
$q_b$	0,56 kN/m <sup>2</sup>

Figura A.4 - Valor da pressão dinâmica para o caso de estudo 2 com altura de referência 12 m



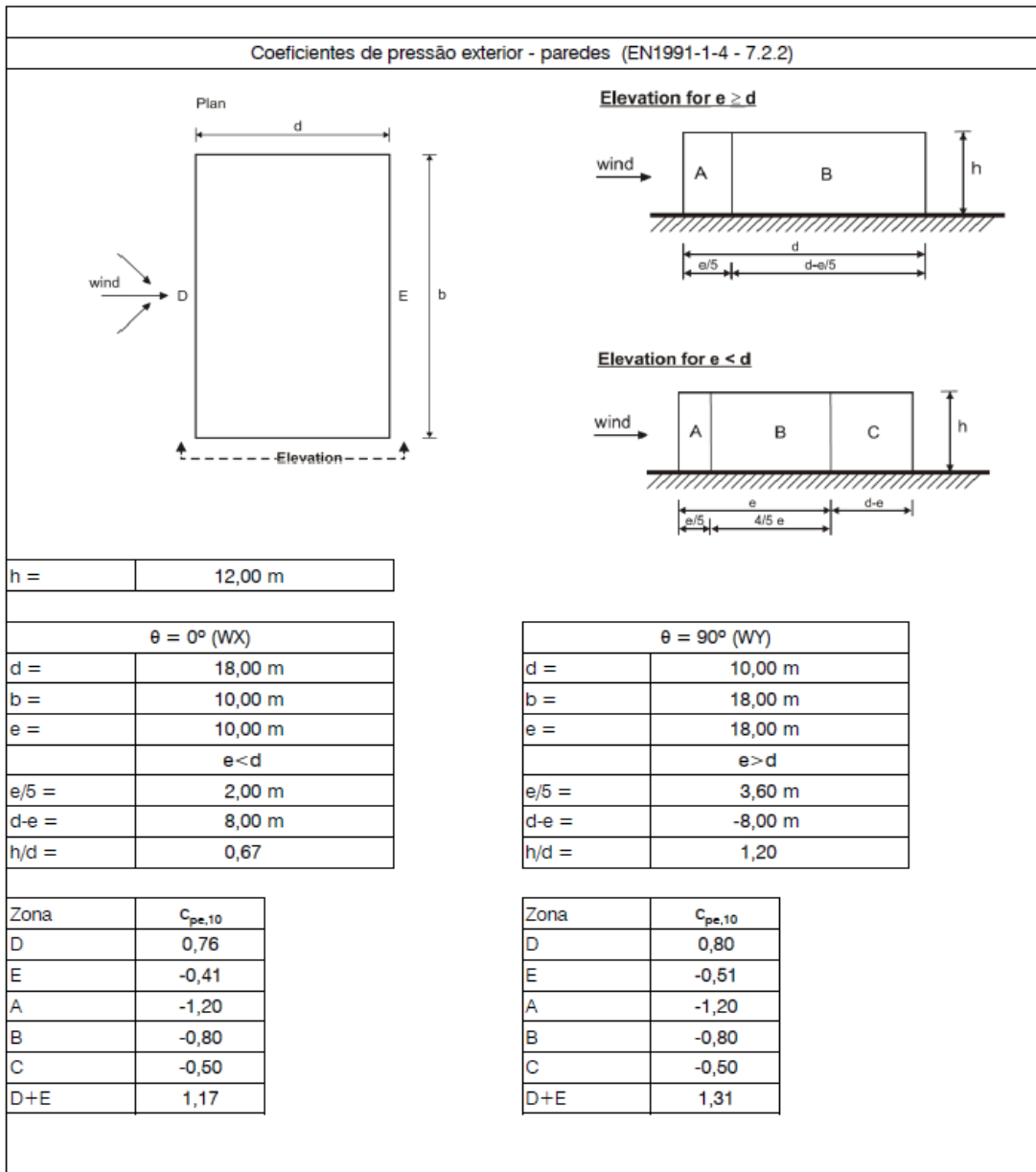


Figura A.5 - Coeficientes de pressão para paredes do caso de estudo 2

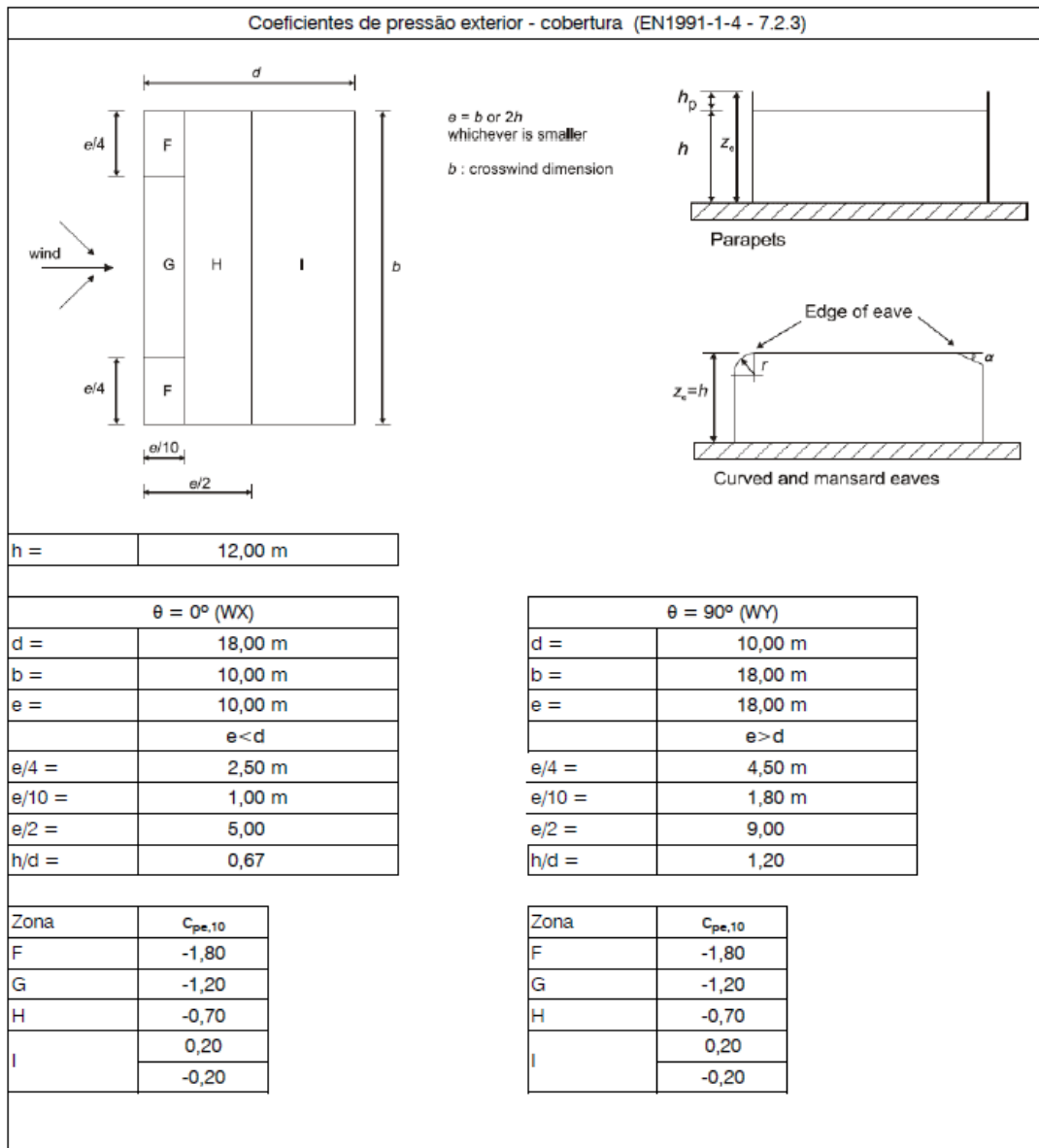


Figura A.6 - Coeficientes de pressão para cobertura do caso de estudo 2

**Ação do vento ( NP EN 1991 - 1-4 - 2009 )**

Vento (NP EN 1991-1-4)	Zona	B
	Terreno	TIPO I
	Altura de referência $z_e =$	10
	$q_p(z_e) =$	1,63 kPa

CATEGORIA DE TERRENO		
TIPO I	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)
	0,005	1

ZONA	$V_{b,0}$ (m/s)
A	27
B	30

$q_p(z) =$  1,63 kPa       $q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)$

$I_v(z)$	0,13	$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$
$k_1$	1	
$C_0(z)$	1	
$\ln(z/z_0)$	7,60	
$\rho =$	1,25 kg/m <sup>3</sup>	

$v_m(z)$	36,88 m/s	$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$ $c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ $k_r = 0.19 * \left[\frac{z_0}{z_{0,II}}\right]^{0.07}$
$C_r(z)$	1,23	
$K_r$	0,16	
$\ln(z/z_0)$	7,60	

$C_0(z)$       1

$v_b$	30 m/s
$c_{dir}$	1
$c_{season}$	1
$V_{b,0}$	30

$C_e(z)$	2,90
$q_b$	0,56 kN/m <sup>2</sup>

Figura A.7 - Valor da pressão dinâmica para o caso de estudo 2 com altura de referência 10 m

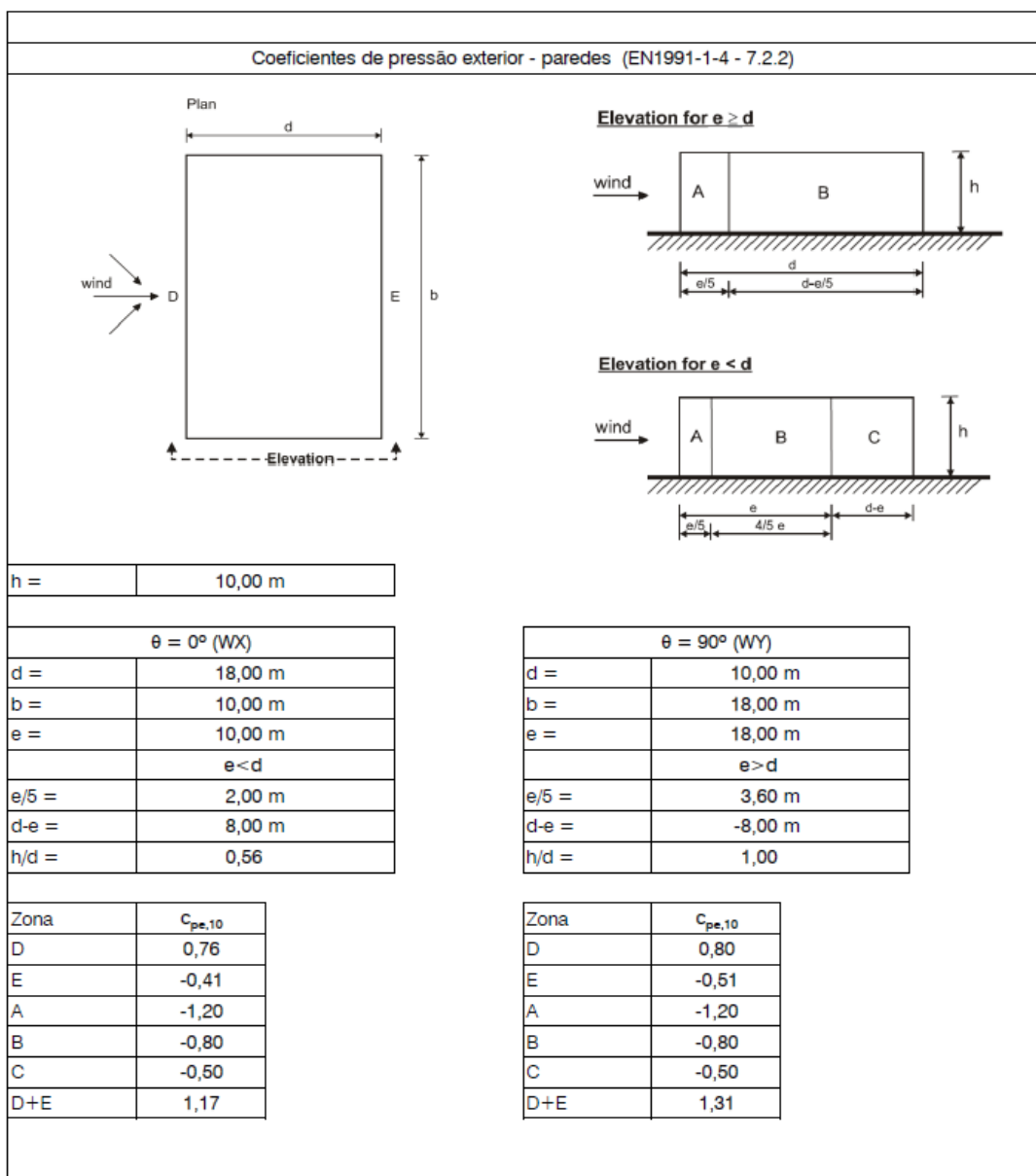


Figura A.8 - Coeficientes de pressão para paredes do caso de estudo 2, com altura de referência 10 m

## A2.2 - Verificação das secções

Tabela A-4 - Verificação das secções das vigas para estrutura articulada – Caso de estudo 2

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
17	IPE 450	S 275	12.18	54.64	0.76	110 ULS QK W0° W+	0.00	212 SLS QK W90° W-	0.69	209 SLS QK W0° W-
18	IPE 450	S 275	12.18	54.64	0.76	114 ULS QK W180° W+	0.00	211 SLS QK W90° W-	0.69	215 SLS QK W270° W-
19	IPE 450	S 275	12.18	54.64	0.76	114 ULS QK W180° W+	0.00	208 SLS W270° W+	0.69	216 SLS QK W270° W+
62	IPE 450	S 275	12.18	54.64	0.76	110 ULS QK W0° W+	0.00	223 SLS W270° W- QK	0.69	212 SLS QK W90° W+
63	IPE 450	S 275	12.18	54.64	0.76	110 ULS QK W0° W+	0.00	216 SLS QK W270° W+	0.69	200 SLS QK
64	IPE 450	S 275	12.18	54.64	0.76	114 ULS QK W180° W+	0.00	211 SLS QK W90° W-	0.69	200 SLS QK
97	IPE 450	S 275	12.18	54.64	0.76	100 ULS QK	0.00	208 SLS W270° W+	0.69	200 SLS QK
98	IPE 450	S 275	12.18	54.64	0.76	100 ULS QK	0.00	207 SLS W270° W-	0.69	200 SLS QK
99	IPE 450	S 275	12.18	54.64	0.76	100 ULS QK	0.00	203 SLS W90° W-	0.69	200 SLS QK

Tabela A-5 - Verificação das seções dos pilares para estrutura articulada – Caso de estudo 2

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
2	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.55	116 ULS QK W270° W+	0.14	220 SLS W90° W+ QK	0.05	201 SLS W0° W-
5	HEB 240	S 275	38.81	65.75	0.88	114 ULS QK W180° W+	0.14	220 SLS W90° W+ QK	0.05	201 SLS W0° W-
8	HEB 240	S 275	38.81	65.75	0.91	110 ULS QK W0° W+	0.14	220 SLS W90° W+ QK	0.05	201 SLS W0° W-
11	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.59	112 ULS QK W90° W+	0.14	220 SLS W90° W+ QK	0.05	201 SLS W0° W-
48	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.38	116 ULS QK W270° W+	0.11	220 SLS W90° W+ QK	0.03	201 SLS W0° W-
51	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.91	114 ULS QK W180° W+	0.11	220 SLS W90° W+ QK	0.03	201 SLS W0° W-
54	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.95	110 ULS QK W0° W+	0.11	220 SLS W90° W+ QK	0.03	201 SLS W0° W-
57	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.42	112 ULS QK W90° W+	0.11	220 SLS W90° W+ QK	0.03	201 SLS W0° W-
83	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.28	116 ULS QK W270° W+	0.07	220 SLS W90° W+ QK	0.01	201 SLS W0° W-
86	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.46	114 ULS QK W180° W+	0.07	220 SLS W90° W+ QK	0.01	201 SLS W0° W-
89	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.48	110 ULS QK W0° W+	0.07	220 SLS W90° W+ QK	0.01	201 SLS W0° W-
92	HEB 200	S 275	46.83	78.97	0.24	112 ULS QK W90° W+	0.07	220 SLS W90° W+ QK	0.01	201 SLS W0° W-

Tabela A-6 - Verificação das seções das vigas para estrutura rígida – Caso de estudo 2

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
17	IPE 400	S 275	13.60	56.96	0.96	100 ULS QK	0.00	200 SLS QK	0.34	200 SLS QK
48	IPE 400	S 275	13.60	56.96	0.85	100 ULS QK	0.00	200 SLS QK	0.17	200 SLS QK
19	IPE 400	S 275	13.60	56.96	0.96	100 ULS QK	0.00	200 SLS QK	0.34	200 SLS QK
62	IPE 400	S 275	13.60	56.96	0.92	100 ULS QK	0.00	200 SLS QK	0.30	200 SLS QK
63	IPE 400	S 275	13.60	56.96	0.83	100 ULS QK	0.00	200 SLS QK	0.18	200 SLS QK
64	IPE 400	S 275	13.60	56.96	0.91	100 ULS QK	0.00	200 SLS QK	0.30	200 SLS QK
97	IPE 400	S 275	13.60	56.96	0.94	100 ULS QK	0.01	200 SLS QK	0.39	200 SLS QK
98	IPE 400	S 275	13.60	56.96	0.88	100 ULS QK	0.00	200 SLS QK	0.14	200 SLS QK
99	IPE 400	S 275	13.60	56.96	0.93	100 ULS QK	0.01	200 SLS QK	0.39	200 SLS QK

Tabela A-7 - Verificação das seções dos pilares para estrutura rígida – Caso de estudo 2

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
2	HEB 180	S 275	52.20	87.52	0.70	114 ULS QK W180° W+	0.14	219 SLS W90° W- QK	0.05	202 SLS W0° W+
5	HEB 240	S 275	38.81	65.75	0.96	114 ULS QK W180° W+	0.14	219 SLS W90° W- QK	0.05	202 SLS W0° W+
8	HEB 240	S 275	38.81	65.75	1.00	110 ULS QK W0° W+	0.14	219 SLS W90° W- QK	0.05	202 SLS W0° W+
11	HEB 180	S 275	52.20	87.52	0.68	100 ULS QK	0.14	219 SLS W90° W- QK	0.05	217 SLS W0° W- QK
48	HEB 180	S 275	52.20	87.52	0.64	110 ULS QK W0° W+	0.11	219 SLS W90° W- QK	0.03	217 SLS W0° W- QK
51	HEB 220	S 275	42.43	71.58	0.79	114 ULS QK W180° W+	0.11	219 SLS W90° W- QK	0.03	218 SLS W0° W+ QK
54	HEB 220	S 275	42.43	71.58	0.83	110 ULS QK W0° W+	0.11	219 SLS W90° W- QK	0.03	217 SLS W0° W- QK
57	HEB 180	S 275	52.20	87.52	0.80	111 ULS QK W90° W-	0.11	219 SLS W90° W- QK	0.03	202 SLS W0° W+ QK
83	HEB 180	S 275	52.20	87.52	0.71	114 ULS QK W180° W+	0.07	219 SLS W90° W- QK	0.01	218 SLS W0° W+ QK
86	HEB 180	S 275	52.20	87.52	0.69	114 ULS QK W180° W+	0.07	219 SLS W90° W- QK	0.01	217 SLS W0° W- QK
89	HEB 180	S 275	52.20	87.52	0.74	110 ULS QK W0° W+	0.07	219 SLS W90° W- QK	0.01	218 SLS W0° W+ QK
92	HEB 180	S 275	52.20	87.52	0.68	112 ULS QK W90° W+	0.07	219 SLS W90° W- QK	0.01	202 SLS W0° W+ QK

Tabela A-8 - Verificação das seções das vigas para estrutura semi-rígida – Caso de estudo 2

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)
17	IPE 330	S 275	6.56	25.37	0.79	115 ULS QK W270° W-	0.00	212 SLS QK W90° W+	0.79	215 SLS QK W270° W-
18	IPE 330	S 275	6.56	25.37	0.72	115 ULS QK W270° W-	0.00	212 SLS QK W90° W+	0.61	213 SLS QK W180° W-
19	IPE 330	S 275	6.56	25.37	0.79	111 ULS QK W90° W-	0.00	212 SLS QK W90° W+	0.80	211 SLS QK W90° W-
62	IPE 330	S 275	6.56	25.37	0.75	109 ULS QK W0° W-	0.00	212 SLS QK W90° W+	0.75	209 SLS QK W0° W-
63	IPE 330	S 275	6.56	25.37	0.72	115 ULS QK W270° W-	0.00	212 SLS QK W90° W+	0.63	200 SLS QK
64	IPE 330	S 275	6.56	25.37	0.74	113 ULS QK W180° W-	0.00	212 SLS QK W90° W+	0.75	213 SLS QK W180° W-
97	IPE 330	S 275	6.56	25.37	0.83	100 ULS QK	0.00	212 SLS QK W90° W+	0.85	200 SLS QK
98	IPE 330	S 275	6.56	25.37	0.71	110 ULS QK W0° W+	0.00	212 SLS QK W90° W+	0.61	214 SLS QK W180° W+
99	IPE 330	S 275	6.56	25.37	0.82	100 ULS QK	0.00	212 SLS QK W90° W+	0.85	200 SLS QK

Tabela A-9 - Verificação das seções dos pilares para estrutura semi-rígida – Caso de estudo 2

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(vx)	Case (vx)	Ratio(vy)	Case (vy)
2	HEB 180	S 355	52.20	87.52	0.67	114 ULS QK W180° W+	0.14	203 SLS W90° W-	0.05	202 SLS W0° W+
5	HEB 220	S 355	42.43	71.58	0.99	114 ULS QK W180° W+	0.14	203 SLS W90° W-	0.05	202 SLS W0° W+
8	HEB 220	S 355	42.43	71.58	1.03	110 ULS QK W0° W+	0.14	203 SLS W90° W-	0.05	202 SLS W0° W+
11	HEB 180	S 355	52.20	87.52	0.64	100 ULS QK	0.14	203 SLS W90° W-	0.05	217 SLS W0° W-QK
48	HEB 180	S 355	52.20	87.52	0.56	110 ULS QK W0° W+	0.11	203 SLS W90° W-	0.03	217 SLS W0° W-QK
51	HEB 220	S 355	42.43	71.58	0.65	114 ULS QK W180° W+	0.11	203 SLS W90° W-	0.03	218 SLS W0° W+QK
54	HEB 220	S 355	42.43	71.58	0.69	110 ULS QK W0° W+	0.11	203 SLS W90° W-	0.03	217 SLS W0° W-QK
57	HEB 180	S 355	52.20	87.52	0.73	111 ULS QK W90° W-	0.11	203 SLS W90° W-	0.03	202 SLS W0° W+
83	HEB 180	S 355	52.20	87.52	0.72	114 ULS QK W180° W+	0.07	203 SLS W90° W-	0.01	218 SLS W0° W+QK
86	HEB 200	S 355	46.83	78.97	0.44	114 ULS QK W180° W+	0.07	203 SLS W90° W-	0.01	217 SLS W0° W-QK
89	HEB 200	S 355	46.83	78.97	0.46	110 ULS QK W0° W+	0.07	203 SLS W90° W-	0.01	218 SLS W0° W+QK
92	HEB 180	S 355	52.20	87.52	0.60	112 ULS QK W90° W+	0.07	203 SLS W90° W-	0.01	201 SLS W0° W-

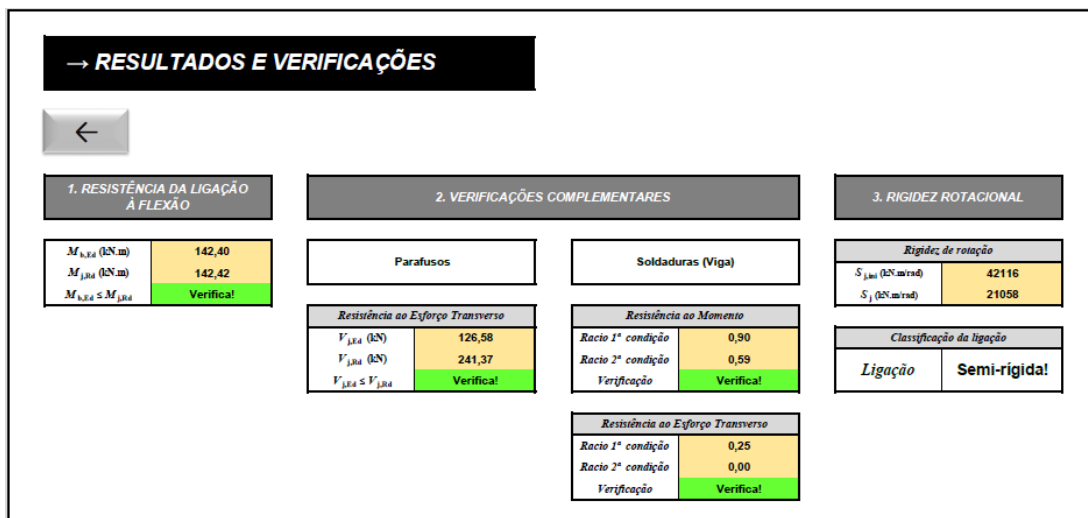


Figura A.9 – Resultados e verificações do programa para a ligação do tipo A – Caso de estudo 2

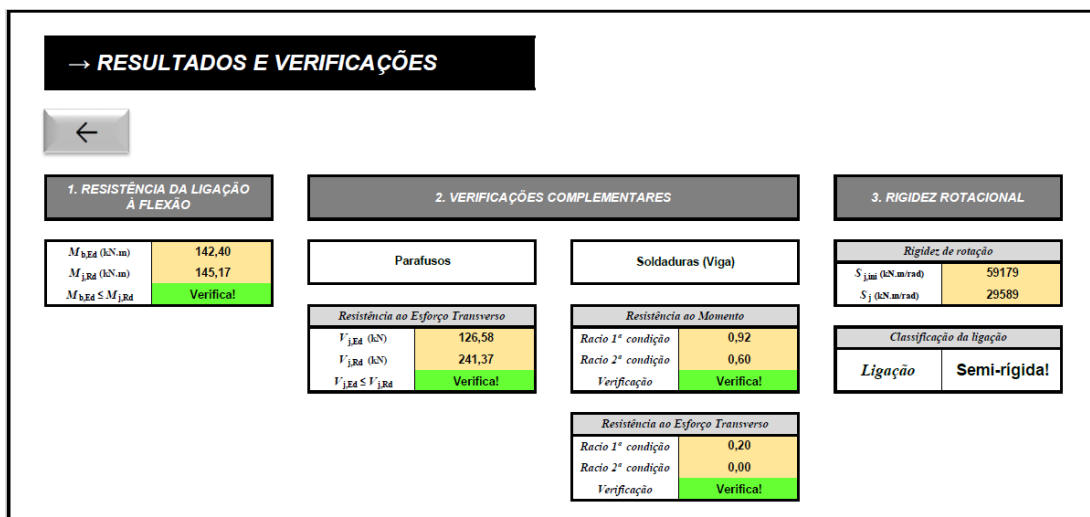


Figura A.10 - Resultados e verificações do programa para a ligação do tipo B – Caso de estudo 2

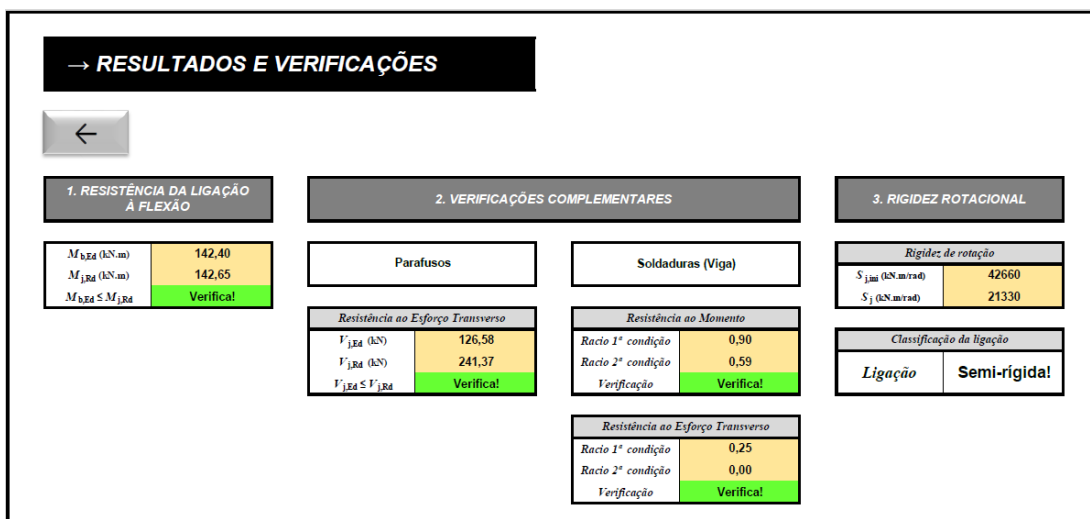


Figura A.11 – Resultados e verificações do programa para a ligação do tipo C – Caso de estudo 2

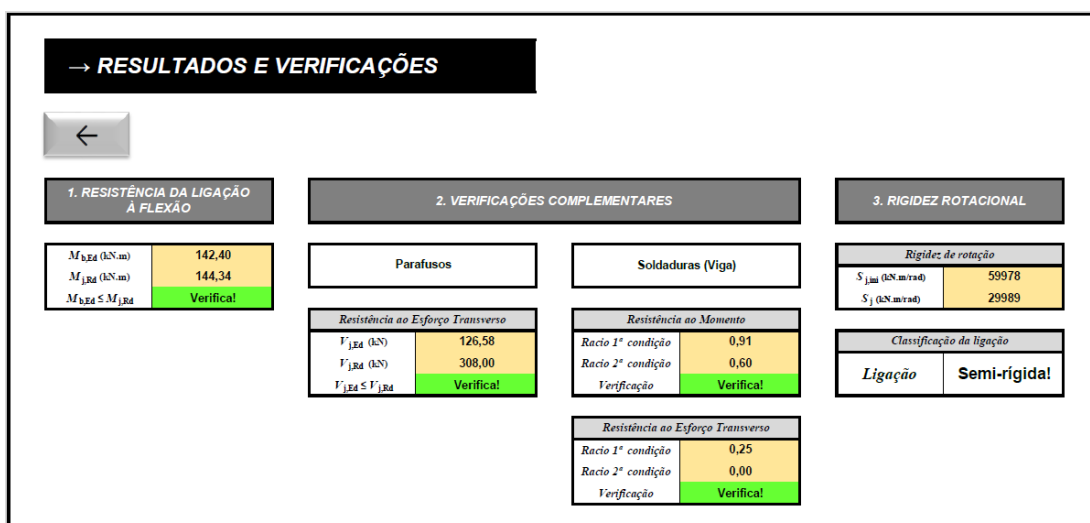


Figura A.12 - Resultados e verificações do programa para a ligação do tipo D – Caso de estudo 2