

# **ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES METÁLICAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3**

Vantagens no uso de ligações semi-rígidas

**VITOR NUNO BORGES SILVA RESENDE**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor José Miguel de Freitas Castro

JUNHO DE 2009

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Ao futuro da construção

*I am an engineer,  
but what I find important and necessary  
is that you just learn things as you go along.*

*Terrence Howard*



## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao meu orientador José Miguel de Freitas Castro pela sua constante confiança em mim e no projecto que empreendi. Devo a ele o entusiasmo pelas estruturas metálicas e os conhecimentos que adquiri durante os últimos meses.

Gostaria também de agradecer à minha família por tentar sempre facilitar o meu trabalho, usando todos os recursos disponíveis para tal efeito. É o seu exemplo de esforço e sacrifício que me leva a tentar ultrapassar os meus limites.

Finalmente, quero agradecer aos meus colegas de curso que durante os últimos meses me fizeram companhia e forneceram a sua opinião sobre diversos aspectos desta dissertação.



## RESUMO

No cálculo de estruturas metálicas, as ligações são sempre um ponto fulcral. Nas últimas décadas estas têm sido sempre estudadas com comportamentos simples e determinados. Recentemente, e com a introdução do Eurocódigo parte 1-8, a reacção real das ligações quando sujeitas a acções começa a ser considerada na análise do comportamento estrutural. Deste modo, o engenheiro de estruturas pode usufruir dos benefícios das ligações semi-rígidas. O maior problema é criar ferramentas intuitivas para o dimensionamento deste tipo de ligação, de modo a torná-las mais apelativa. Nesta dissertação, um método simplificado de cálculo e modelação de ligações semi-rígidas é proposto. Também se procede à comparação de ligações rígidas e semi-rígidas, através do estudo de duas estruturas metálicas. No final, a abordagem usando ligações semi-rígidas prova-se mais económica.



## **ABSTRACT**

Regarding the design of steel structures, the joints are always a key point. In the last decades they have been always studied accounting for simple and determined behavior. Recently, and with the introduction of Eurocode 3 Part 1-8, the real reaction of the joints under actions begins to be considered in the structural behavior analysis. This way, the structural engineer can take advantage of the semi-rigid joint's benefits. The biggest problem is to create intuitive tools for the design of such joints, making them more appealing. In this dissertation, a simplified method of calculating and modeling semi-rigid joints is proposed. Also, results for rigid and semi-rigid joints are confronted, studying with that intent two steel structures. In the end, the semi-rigid approach proves itself more economical.



## ÍNDICE GERAL

<b>ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES METÁLICAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3 .....</b>	<b>III</b>
AGRADECIMENTOS .....	III
RESUMO .....	V
ABSTRACT .....	VII
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.2. OBJECTIVO .....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
<b>2 LIGAÇÕES METÁLICAS .....</b>	<b>3</b>
2.1. TIPOS DE LIGAÇÕES METÁLICAS .....	3
2.2. MODELOS DE ANÁLISE DE LIGAÇÕES .....	5
2.3. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3 PARTE 1-8 .....	6
2.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO DE LIGAÇÃO SEMI-RÍGIDA.....	7
<b>3 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA ANALIZADA E DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>11</b>

<b>3.1. ESTRUTURA EM ESTUDO .....</b>	<b>11</b>
<b>3.2. CARGAS E COMBINAÇÕES .....</b>	<b>12</b>
<b>3.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>12</b>
3.3.1. VIGA.....	12
3.3.2. PILAR .....	12
3.3.3. ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO.....	13
<b>3.4. CORRECÇÃO DE CARGAS .....</b>	<b>14</b>
<b>3.5. DEFORMAÇÃO EM SERVIÇO .....</b>	<b>15</b>
<b>3.6. VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS E SUAS SECÇÕES CRÍTICAS.....</b>	<b>15</b>
3.6.1. VIGAS.....	15
3.6.2. PILARES .....	16
<b>4 CARACTERIZAÇÃO DAS LIGAÇÕES USADAS ATRAVÉS DO EC3 .....</b>	<b>19</b>

<b>4.1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>19</b>
<b>4.2. FIN-PLATE</b> .....	<b>19</b>
4.2.1. MATERIAL.....	20
4.2.2. CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DOS VÁRIOS COMPONENTES DA LIGAÇÃO.....	20
4.2.2.1. Parafusos ao corte ( <b><i>VRd, 1</i></b> ).....	20
4.2.2.2. Chapa ao esmagamento ( <b><i>VRd, 2</i></b> ).....	20
4.2.2.3. Chapa ao corte, rotura em bloco ( <b><i>VRd, 3</i></b> ).....	21
4.2.2.4. Chapa em flexão ( <b><i>VRd, 4</i></b> ).....	21
4.2.2.5. Alma da viga ao esmagamento ( <b><i>VRd, 5</i></b> ).....	21
4.2.2.6. Alma da viga ao corte, rotura em bloco ( <b><i>VRd, 6</i></b> ).....	22
4.2.2.7. Punçoamento na alma do pilar ( <b><i>VRd, 7</i></b> ).....	22
4.2.2.8. Verificação final.....	22
4.2.2.9. Soldadura.....	22
<b>4.3. CHAPA DE EXTREMIDADE PROLONGADA</b> .....	<b>23</b>
4.3.1. MOMENTO RESISTENTE.....	23
4.3.1.1. Banzo do pilar à flexão - <b><i>Ft, fc, Rd</i></b> - EC3-1-8 6.2.6.4.....	24
4.3.1.2. Alma do pilar à tensão - <b><i>Ft, wc, Rd</i></b> - EC3-1-8 6.2.6.3.....	25
4.3.1.3. Chapa à flexão - <b><i>Ft, ep, Rd</i></b> - EC3-1-8 6.2.6.5.....	25
4.3.1.4. Alma da viga à tensão - <b><i>Ft, wb, Rd</i></b> - EC3-1-8 6.2.6.8.....	26
4.3.2. VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO (ZONA INFERIOR) EC3-1-8 6.2.7.2(7).....	27
4.3.2.1. Alma do pilar à compressão - <b><i>Fc, wc, Rd</i></b> - EC3-1-8 6.2.6.2.....	27
4.3.2.2. Alma do pilar à compressão com reforço - <b><i>Fc, wcs, Rd</i></b> - EC3-1-5 9.1.3.....	28
4.3.2.3. Banzo da viga à compressão - <b><i>Fc, fb, Rd</i></b> - EC3-1-8 6.2.6.7.....	28
4.3.2.4. Alma do pilar ao corte - <b><i>Vwp, Rd</i></b> - EC3-1-8 6.2.6.1.....	28
4.3.2.5. Força máxima no parafuso – EC3-1-8 6.2.7.2(9).....	28
4.3.3. VERIFICAÇÃO AO CORTE – EC3-1-8 6.2.2.....	29
4.3.3.1. Parafusos ao corte – EC3-1-8 tabela 3.4.....	29
4.3.3.2. Esmagamento no banzo do pilar – EC3-1-8 tabela 3.4.....	29
4.3.3.3. Esmagamento na chapa – EC3-1-8 tabela 3.4.....	29
4.3.4. CÁLCULO DA RIGIDEZ À ROTAÇÃO – EC3-1-8 6.3.....	29
4.3.4.1. Alma do pilar ao corte – <b><i>k1</i></b> .....	30
4.3.4.2. Alma do pilar à compressão – <b><i>k2</i></b> .....	30
4.3.4.3. Alma do pilar à tensão – <b><i>k3</i></b> .....	31
4.3.4.4. Banzo do pilar à flexão – <b><i>k4</i></b> .....	31
4.3.4.5. Chapa à flexão – <b><i>k5</i></b> .....	31

4.3.4.6. Parafusos à tensão – $k_{10}$ .....	31
--	----

## **5 RESULTADOS ..... 33**

### **5.1. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS ..... 33**

5.1.1. ESTRUTURA DE 2 ANDARES .....	33
-------------------------------------	----

5.1.1.1. Pórtico PT1 .....	33
----------------------------	----

5.1.1.2. Pórtico PT2 .....	35
----------------------------	----

5.1.2. PÓRTICO DE 4 ANDARES .....	36
-----------------------------------	----

5.1.2.1. PT1 .....	36
--------------------	----

5.1.2.2. ....	37
---------------	----

5.1.2.3. PT2 .....	37
--------------------	----

### **5.2. LIGAÇÕES ..... 38**

5.2.1. FIN-PLATE.....	38
-----------------------	----

5.2.2. CHAPA DE EXTREMIDADE PROLONGADA.....	39
---	----

5.2.2.1. Estrutura de 2 andares, ligação rígida .....	39
---	----

5.2.2.2. Estrutura de 2 andares, ligação semi-rígida.....	40
---	----

5.2.2.3. Estrutura de 4 andares, ligação rígida .....	41
---	----

5.2.2.4. Estrutura de 4 andares, ligação semi-rígida.....	41
---	----

5.2.2.5. Redimensionamento tendo em conta a rigidez efectiva das ligações .....	43
---	----

## **6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS..... 45**

## **7 CONCLUSÃO..... 49**

<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>51</b>
---------------------------	-----------

<b>ANEXOS.....</b>	<b>1</b>
--------------------	----------

# INTRODUÇÃO

## 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As ligações de uma estrutura metálica desempenham um papel fundamental no comportamento da estrutura às acções exteriores. Apesar disso, as ligações apresentam-se como um dos componentes estruturais mais complexos do ponto de vista do seu dimensionamento. Em muitos casos da prática corrente é dedicada pouca atenção à concepção das ligações metálicas e o seu cálculo é muitas vezes tratado de forma simplificada e pouco rigorosa. Isto acontece devido às incertezas na fabricação, imperfeições, tensões residuais, fricção e complexidade geométrica.

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.

Apesar disto, nenhuma ligação é completamente rígida ou articulada. São na realidade semi-rígidas, o que implica que o comportamento da estrutura (deslocamentos e distribuição de forças) depende das características da ligação.

A determinação das características de uma ligação é crítica no caso das ligações semi-rígidas, já que quanto mais otimizada for a ligação, maior é a redistribuição dos momentos na viga, e mais otimizada é a estrutura em geral. A principal dificuldade associada a este tipo de ligações prende-se com o processo de cálculo mais elaborado; a impossibilidade de calcular a ligação sem os esforços da estrutura, e de calcular a estrutura sem as características da ligação. O principal desafio é por isso a generalização deste tipo de ligações numa rotina de projecto.

Apesar de ainda não ser simples o dimensionamento de ligações semi-rígidas, um método tem reunido preferência na abordagem do problema. Segundo o Eurocódigo 3 Parte 1-8, as características de uma ligação (resistência, rigidez e ductilidade) podem ser calculadas usando o método das componentes. A cada componente (parafuso, chapa de ligação, etc.) está associada uma rigidez e uma capacidade resistente, sendo que a cada tipo de ligação se encontra associado um conjunto de componentes a ter em conta. A resistência da ligação é condicionada pelo componente mais fraco.

Com a introdução no EC3 do conceito de ligações semi-rígidas, estas podem agora ser usadas em projecto de modo a explorar as suas vantagens. Os benefícios deste tipo de ligações são imediatos, já que a sua rigidez à rotação permite a optimização da distribuição dos momentos flectores instalados nas vigas, tornando assim a estrutura mais leve e conseqüentemente mais económica em comparação com ligações articuladas e rígidas. Em casos de estruturas de baixa altura, este tipo de ligações

providencia estabilidade suficiente às forças laterais, o que evita o uso de contraventamentos. Em comparação com ligações rígidas, são de mais fácil execução em obra. Por serem muitas vezes algo sobre-dimensionadas, estas ligações são ótimas sobre casos extremos, como sismos e fogo. O principal problema é, comparando com ligações rígidas, o aumento nas deformações. De facto, muitas vezes, o dimensionamento da ligação semi-rígida é controlado pelas deformações sobre cargas de serviço.

## **1.2. OBJECTIVO**

O presente trabalho consiste no estudo e dimensionamento de ligações metálicas segundo o EC3 parte 1-8. Em pormenor serão analisados diferentes tipos de ligações, que o EC3 classifica como articuladas, rígidas e semi-rígidas. A finalidade desta comparação é provar que apesar da dificuldade de cálculo inerente às ligações semi-rígidas, estas são claramente mais económicas que as ligações rígidas. Pretende-se demonstrar a diminuição dos perfis das vigas, do número de parafusos e espessura das chapas usadas, e ainda dos reforços das almas dos pilares e vigas nas zonas de ligação.

De modo a atingir os objectivos propostos, duas estruturas, de dois e quatro andares respectivamente, serão estudadas tendo em conta dois tipos de soluções para as ligações: rígidas e semi-rígidas. Após o dimensionamento e análise dos pórticos e ligações, um estudo comparativo entre as diferentes configurações de ligações determinará as vantagens na escolha de ligações semi-rígidas.

## **1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

Este documento encontra-se então dividido de modo a facilitar a percepção do trabalho efectuado na tentativa de alcançar os objectivos propostos.

No 2º capítulo fala-se acerca das ligações metálicas mais comuns, de como estas são classificadas e usadas de acordo com o seu comportamento. Fala também do método abordado no EC3 Parte 1-8 sobre como dimensionar estas ligações. Finalmente, aborda-se o método utilizado para proceder ao pré-dimensionamento e modelação de ligações semi-rígidas.

No 3º capítulo apresenta-se as estruturas em estudo, assim como os métodos de dimensionamento dos pórticos que as constituem.

No 4º capítulo está explicado todo o processo de dimensionamento das ligações abordadas nesta dissertação.

No 5º capítulo apresenta-se, sobre a forma de tabelas, os resultados mais importantes obtidos nos capítulos anteriores.

No 6º capítulo estes resultados são confrontados entre si, e através dessa comparação são tiradas conclusões no uso das ligações semi-rígidas em detrimento das ligações rígidas.

## LIGAÇÕES METÁLICAS

### 2.1. TIPOS DE LIGAÇÕES METÁLICAS

De modo a corresponder ao comportamento pretendido da estrutura, foram desenvolvidas nas últimas décadas vários tipos de ligações viga-pilar, sendo algumas apresentadas na Figura 1. 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. Deste modo, o engenheiro de estruturas tem à sua disponibilidade um leque de opções para mais precisamente aproximar o comportamento da estrutura real ao modelado nos cálculos do projecto.

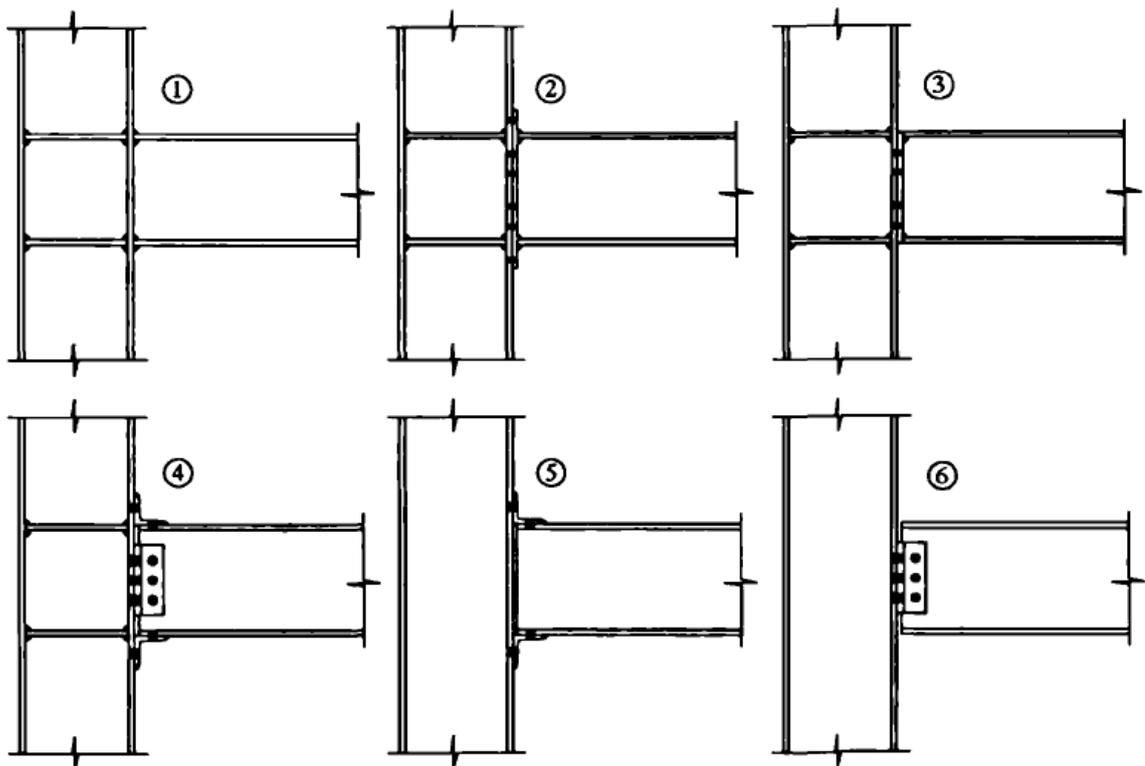


Fig. 1 Tipos de ligação normalmente usadas em ligações pilar-viga

A deformação relativa entre membros unidos por uma ligação ocorre com a aplicação de esforços. Associado a cada ligação encontra-se uma curva momento-rotação não linear que descreve o seu

comportamento, colocando o momento a que a ligação está sujeita em função da rotação que esta desenvolve. Esta curva é a principal forma de classificar cada ligação (ver sub-capítulo 2.2).

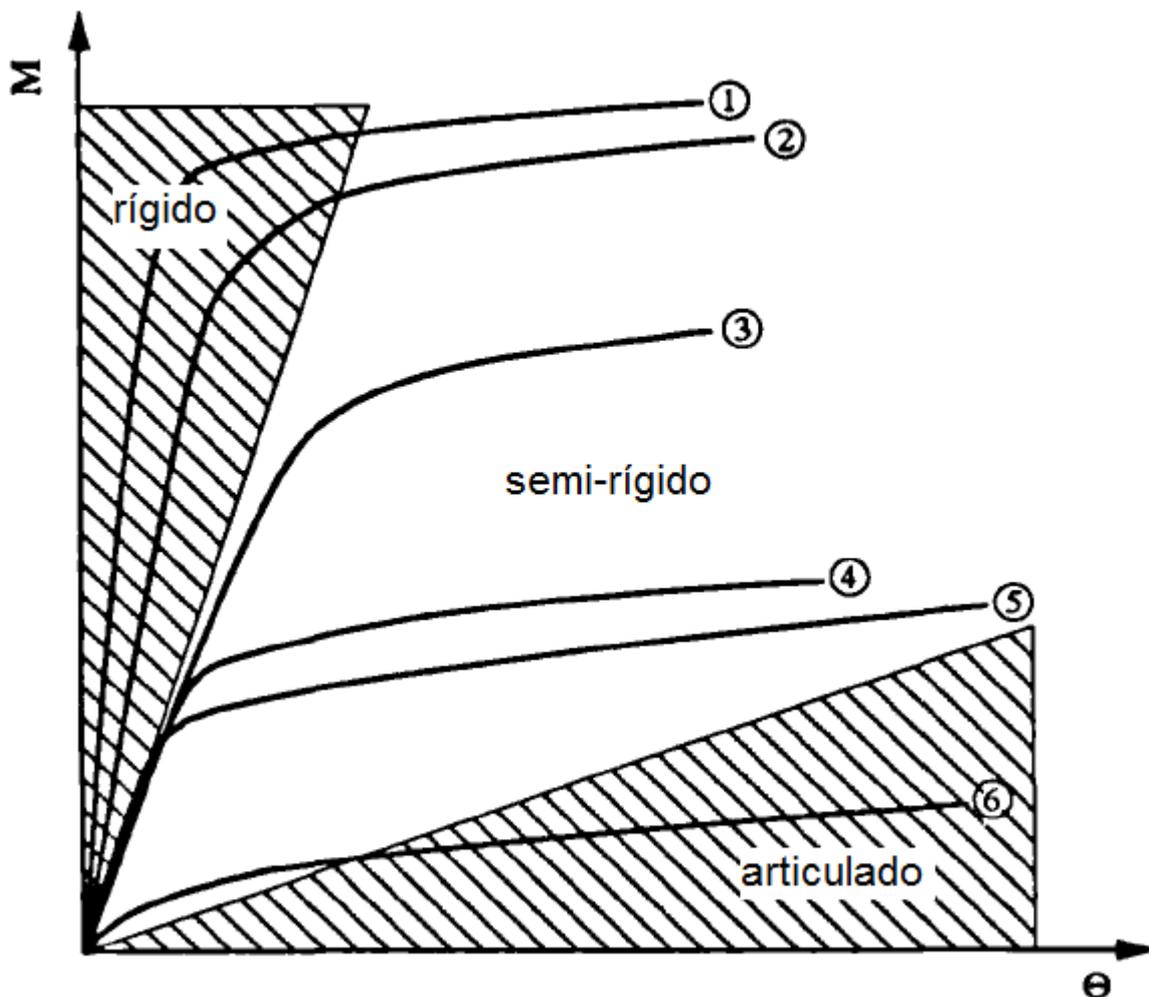


Fig. 2 Relação momento-rotação das ligações na figura 1

Presentes nas figuras 1 e 2, estão as seguintes ligações, de acordo com o descrito:

Uma ligação de soldadura total (ligação 1 da Figura 1) fornece uma rigidez elevada. A viga é soldada ao banzo do pilar e todo o esforço é transferido pelo material de soldadura (cordão).

Uma ligação com placa de extremidade prolongada (ligação 2 da Figura 1) é efectuada soldando uma chapa à extremidade da viga e posteriormente aparafusando essa mesma chapa ao banzo do pilar. Pelas dimensões da chapa serem superiores às da viga, esta chapa consegue fornecer um braço de forças superior pela colocação de parafusos na parte superior.

Uma ligação de placa de extremidade (ligação 3 da Figura 1) é semelhante à anterior, mas como as dimensões da chapa são as mesmas da viga, a rigidez é menor.

Uma ligação de cantoneiras de alma, cantoneiras de base e topo ou combinação de ambas (ligações 4, 5 e 6 da Figura 1) fornece maior liberdade de rotação à ligação. A cantoneira de base fornece estabilidade vertical à ligação, e combinada com a de topo, fornece também estabilidade horizontal. As cantoneiras de alma fornecem ainda uma maior rigidez.

Ligações em que os elementos se encontram sujeitos a esforços axiais são mais rígidas que aquelas com elementos sujeitos a esforços de flexão. No próximo capítulo é apresentado uma revisão das técnicas de análise de ligações metálicas desenvolvidas.

## 2.2. MODELOS DE ANÁLISE DE LIGAÇÕES

Nos anos 20, os investigadores Wilson e Moore realizaram trabalhos experimentais sobre o estudo da flexibilidade de ligações metálicas (1917). Apesar disso, apenas recentemente se desenvolveu o interesse neste tipo de ligações, principalmente por causas económicas.

Os tipos de modelos de análise de ligações podem ser divididos em:

- Modelos globais
- Modelos baseados na montagem das componentes da ligação
- Modelação da ligação em elementos finitos

A previsão da resposta de uma ligação num modelo global é determinada através de parâmetros iniciais (rigidez inicial, momento resistente, etc) e de aproximação a curvas. Estes parâmetros podem ser determinados por análise laboratorial ou simplesmente analisando o elemento mais flexível da ligação. Os modelos são calibrados usando resultados experimentais. Se apenas se analisa o elemento mais flexível, uma análise elástica inicial providencia a sua rigidez inicial, enquanto que uma análise plástica determina o momento resistente. Este método é mais usado em ligações flexíveis. O uso de modelos globais é muito útil pela facilidade de aplicação, apesar da necessidade de calibração das fórmulas para cada caso. Mudanças a nível de geometria das ligações levam a dificuldades de aplicação do modelo.

De modo a complementar as falhas dos modelos globais, o modelo de componentes analisa a modelação das diferentes fontes de flexibilidade de uma ligação, chegando ao resultado final através da montagem. Isto é conseguido considerando a ligação como um conjunto de elementos rígidos ou deformáveis. Normalmente este modelo é idealizado por duas placas rígidas unidas por molas em paralelo e em série, cada uma representando um componente da ligação, como se vê na Figura 4. Apesar de ser útil na análise de ligações, implica o conhecimento acerca da análise de cada componente.

Por fim, a modelação por elementos finitos simula o comportamento tridimensional dos elementos e sua interação. Quanto maior o grau de detalhe, mais precisos os valores obtidos. Este tipo de análise é principalmente importante na presença de soldadura. O problema reside no tempo e recursos necessários para este tipo de análise.

As características das ligações que levam a diferenças nas suas cargas máximas são:

- Não-linearidade dos elementos
- Comportamento não linear dos membros conectados
- Interação entre componentes
- Não linearidade geométrica
- Deformação axial, de corte e de rotação
- Conjugação de forças axiais, de corte e momentos

Para além disto, outras diferenças podem-se salientar em casos de ciclos de carga-descarga.

### 2.3. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3 PARTE 1-8

Segundo a Parte 1-8 do Eurocódigo 3 as curvas que são observadas na Figura 2 podem ser aproximadas a um comportamento bilinear, facilitando a análise. Através dessas curvas podemos obter as três principais características de uma ligação: rigidez, resistência e ductilidade.

O EC3 Parte 1-8 classifica as ligações tendo em conta a rigidez e a resistência que possuem.

De acordo com a sua rigidez, uma ligação pode ser articulada, rígida ou semi-rígida. Se a ligação transmite esforços sem transmitir momentos, é uma ligação articulada. Se transmite momentos sem demonstrar rotação, é uma ligação rígida. Se por último se encontra entre estes dois extremos, é uma ligação semi-rígida.

Tendo em conta a relação entre a resistência da ligação com a dos elementos que esta une, uma ligação pode ser classificada como tendo resistência total ou parcial. Se a sua resistência for superior à dos elementos que une, a ligação é totalmente resistente. Se a resistência da ligação for inferior à dos elementos que une então a ligação é denominada de parcialmente resistente.

De acordo com o EC3 Parte 1-8, as características de uma ligação podem ser determinadas pelo Método das Componentes. Cada ligação é constituída por vários componentes. Através das características de cada um desses componentes, pode-se calcular os limites das propriedades de cada ligação. O EC3 Parte 1-8 na sua tabela 6.1 indica as várias componentes que podem fazer parte de uma ligação. Na Figura 3 é possível observar as diferentes componentes que caracterizam a resistência de uma ligação. Já na Figura 4 são ilustradas as componentes relativas à rigidez da ligação.

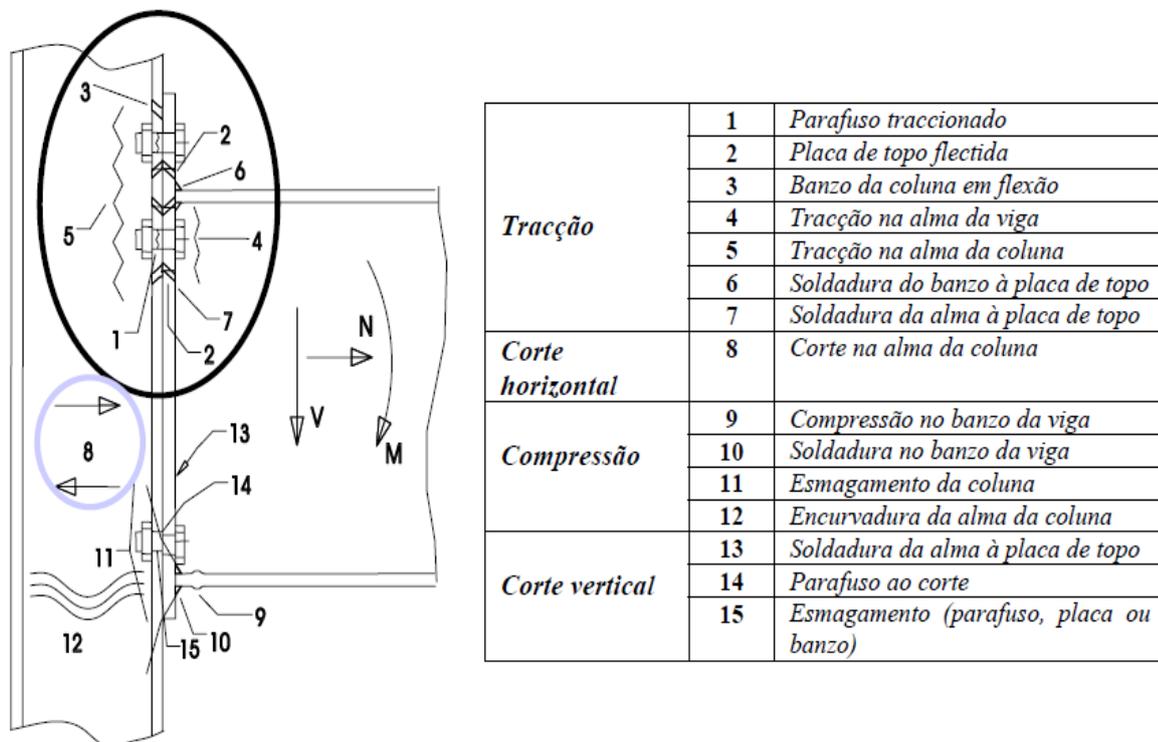


Fig. 3 Componentes de uma ligação na determinação da sua resistência

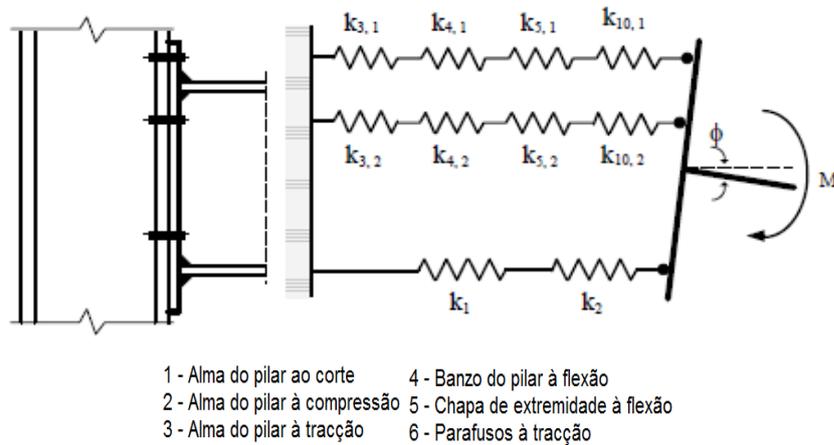


Fig. 4 Componentes de uma ligação na determinação da sua rigidez

## 2.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO DE LIGAÇÃO SEMI-RÍGIDA

O método proposto neste trabalho para o pré-dimensionamento e modelação da ligação semi-rígida é baseado no trabalho proposto por Cabrero e Bayo .

Conforme mencionado anteriormente, o objectivo da utilização da ligação semi-rígida é a redistribuição do momento negativo presente numa viga bi-encastrada através da rotação da ligação.

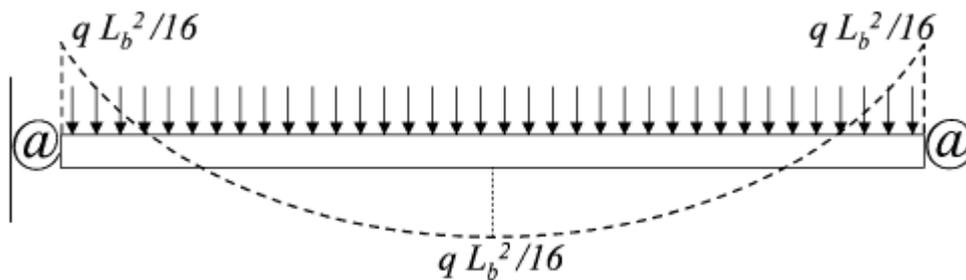


Fig. 5 Distribuição óptima de momentos na viga

O cálculo da rigidez ( $S_j$ ) de uma ligação é efectuado, de acordo com o EC3 parte 1-8 na cláusula 5.2.2, através da equação:

$$S_j = K_b \times \frac{E \times I_b}{L_b} \quad (2.1)$$

Onde  $K_b$  é um factor que depende do tipo de ligação,  $E$  é o módulo de Young (210 GPa),  $I_b$  é a inércia da viga e  $L_b$  o seu comprimento. Para  $K_b < 0,5$  a ligação é articulada; para  $K_b > 8$  e  $K_b > 25$  a ligação é rígida em estruturas contraventadas e não contraventadas, respectivamente. Valores intermédios sugerem que a ligação é semi-rígida.

De acordo com Cabrero e Bayo, ao ponto de equilíbrio dos momentos positivos e negativos na viga, corresponde um  $K_b$  igual a 6, como se observa na Figura 6.

$$M^+ = M^- = \frac{q \times L_b^2}{16} \quad (2.2)$$

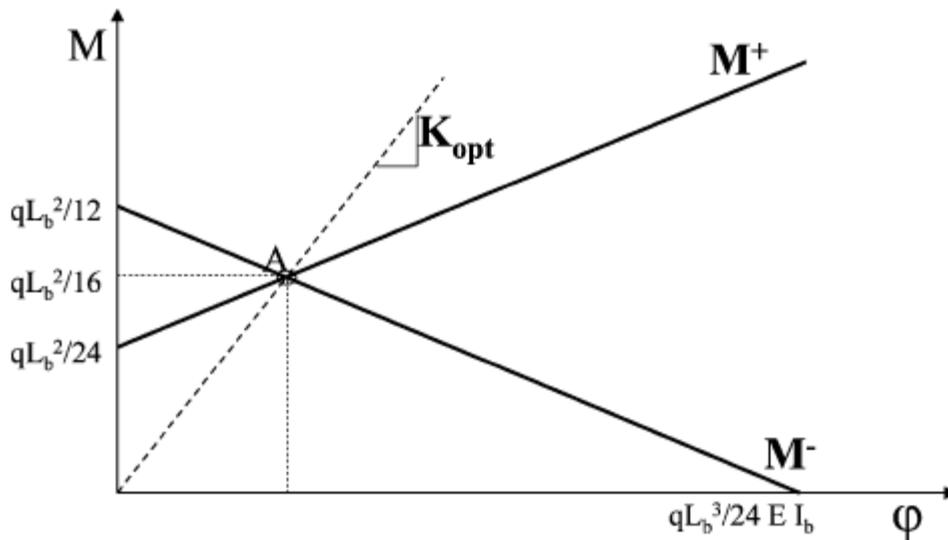


Fig. 6 Diagrama de momentos na viga - momento óptimo

Nos programas de análise estrutural actualmente disponíveis para os engenheiros de estruturas, nota-se a falta de um procedimento intuitivo que possa facilitar a representação do comportamento de uma ligação semi-rígida. No programa de cálculo usado (FTOOL), e conforme proposto por Cabrero e Bayo, a ligação semi-rígida é simulada através de um elemento de barra equivalente (Fig. 7), que terá como características:

$$I_{eq} = \frac{S_j \times L_{eq}}{E} \quad (2.3)$$

Onde  $I_{eq}$  e  $L_{eq}$  são, respectivamente, a inércia e o comprimento do elemento de barra. Este comprimento será tomado como metade da altura da coluna, para ter em conta a excentricidade da ligação, embora quanto mais curto ele seja, mais exactos são os resultados. Depois de obter o valor da inércia, arbitra-se a largura da secção rectangular do elemento, calculando depois a altura.

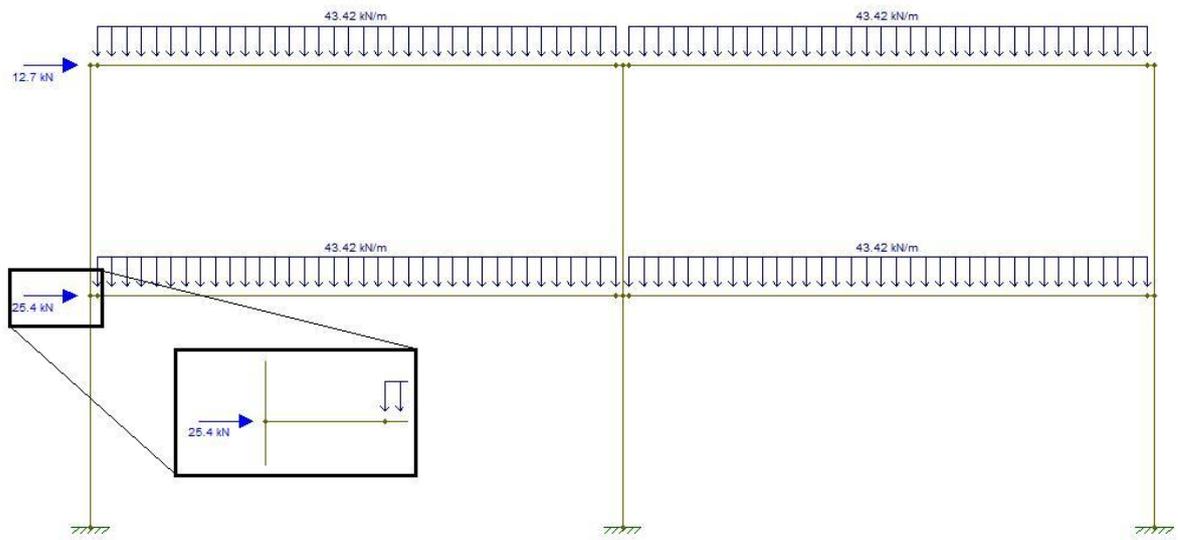


Fig. 7 Pormenor do elemento equivalente num pórtico



## 3

## DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA ANALIZADA E DIMENSIONAMENTO

### 3.1. ESTRUTURA EM ESTUDO

A estrutura em estudo consiste em um edifício de escritórios, com 2 ou 4 pisos (cada piso com 3,5 m de altura), sendo as lajes de piso pré-fabricadas em betão armado, com 150 mm de espessura. A laje irá apoiar-se em vigas e pilares metálicos, os quais serão dimensionados de acordo com a metodologia apresentada no EC3. O aço utilizado no dito dimensionamento será da classe S275.

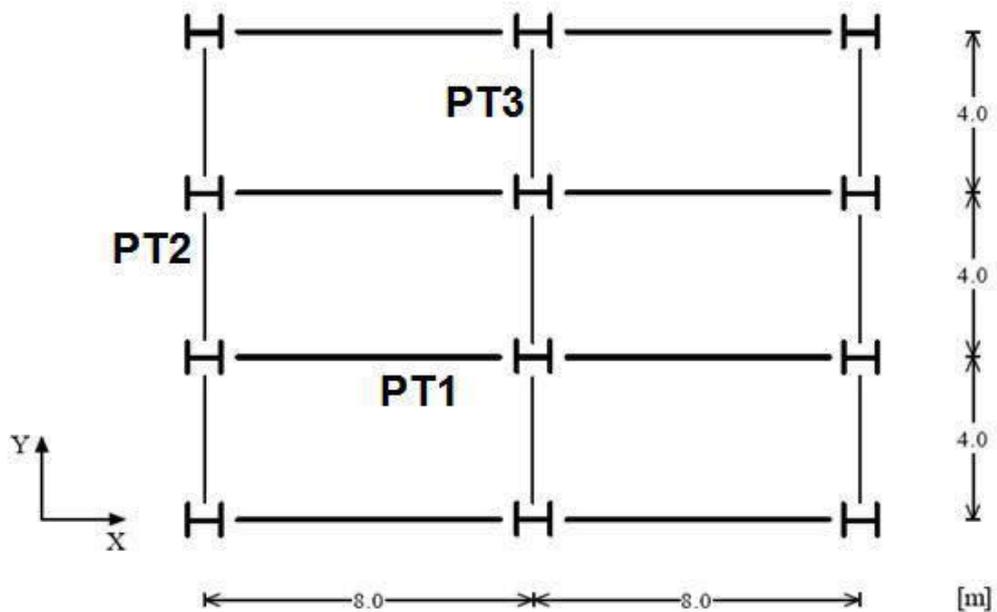


Fig. 8 Planta da estrutura

Em análise estarão o portico PT1 e o pórtico PT2.

### 3.2. CARGAS E COMBINAÇÕES

As cargas consideradas na análise de cada pórtico foram as seguintes:

- Acção do vento (horizontal) nas paredes exteriores -  $1 \text{ KN/m}^2$
- Peso da laje (150 mm de altura) -  $25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Peso dos elementos metálicos (conservativo) -  $1 \text{ KN/m}$
- Revestimentos e divisórias -  $2 \text{ KN/m}^2$
- Sobrecargas nas lajes -  $3 \text{ KN/m}^2$

As cargas são semelhantes em ambos os pórticos, alterando-se apenas a largura de influência, sendo de 4 metros no PT1 e 0,5 metros no PT2.

As combinações de acções consideradas foram:

- AVB (Q) -  $1,35 \times Gk + 1,5 \times Qk \pm 1,5 \times W \times 0,4$
- AVB (W) -  $1,35 \times Gk + 1,5 \times Qk \times 0,7 \pm 1,5 \times W$
- Serviço -  $Gk + Qk \times 0,3 \pm 0 \times W$

### 3.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

#### 3.3.1. VIGA

As vigas são pre-dimensionadas através de valores típicos para cada tipo de ligação:

$$M = \frac{P \times L^2}{8} \quad (3.1)$$

$$M = \frac{P \times L^2}{16} \quad (3.2)$$

Onde  $P$  é a carga distribuída constante ao longo da viga,  $L$  é o comprimento da viga e  $M$  é o momento máximo (positivo ou negativo) actuante na viga. A equação 3.1 é usada nas vigas do pórtico PT2 (articulada) e conservativamente nas vigas do pórtico PT1, no caso de ligação rígida (encastramento). Por outro lado, a equação 3.2 é usada nas vigas do pórtico PT1, no caso de ligação semi-rígida.

Obtido o valor do momento, determina-se em seguida o perfil de viga necessário, admitindo classe 1 ou 2 (resistência plástica), de acordo com a equação:

$$W_{pl} = \frac{M \times \gamma_{M0}}{f_y} \quad (3.3)$$

Onde  $W_{pl}$  é o módulo de flexão necessário,  $\gamma_{M0}$  é o factor parcial de segurança tomado como 1,0 e  $f_y$  é a resistência do aço. Foram escolhidos perfis IPE.

#### 3.3.2. PILAR

Os pilares são pre-dimensionados através da sua área de influência, sendo esta definida sempre como metade do vão em cada direcção. Deste modo o esforço axial ( $N$ ) instalado no pilar é estimado como:

$$N = n \times A_{inf} \times \frac{p}{p} \quad (3.4)$$

Onde  $n$  é o número de andares,  $A_{inf}$  é a área de influência do pilar e  $p$  é a largura de influência da viga (para ter a carga em KN/m<sup>2</sup>). Tendo o valor do esforço axial, determina-se o perfil do pilar de acordo com:

$$A_p = \frac{N \times \gamma_{M1}}{\chi \times f_y} \quad (3.5)$$

Onde  $A_p$  é a área do pilar,  $\gamma_{M1}$  é tomado como 1,0 e  $\chi$  é o factor que tem em conta o fenómeno de encurvadura do pilar, assumido nesta fase como sendo aproximadamente 0,7. Foram escolhidos perfis HEA.

### 3.3.3. ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO

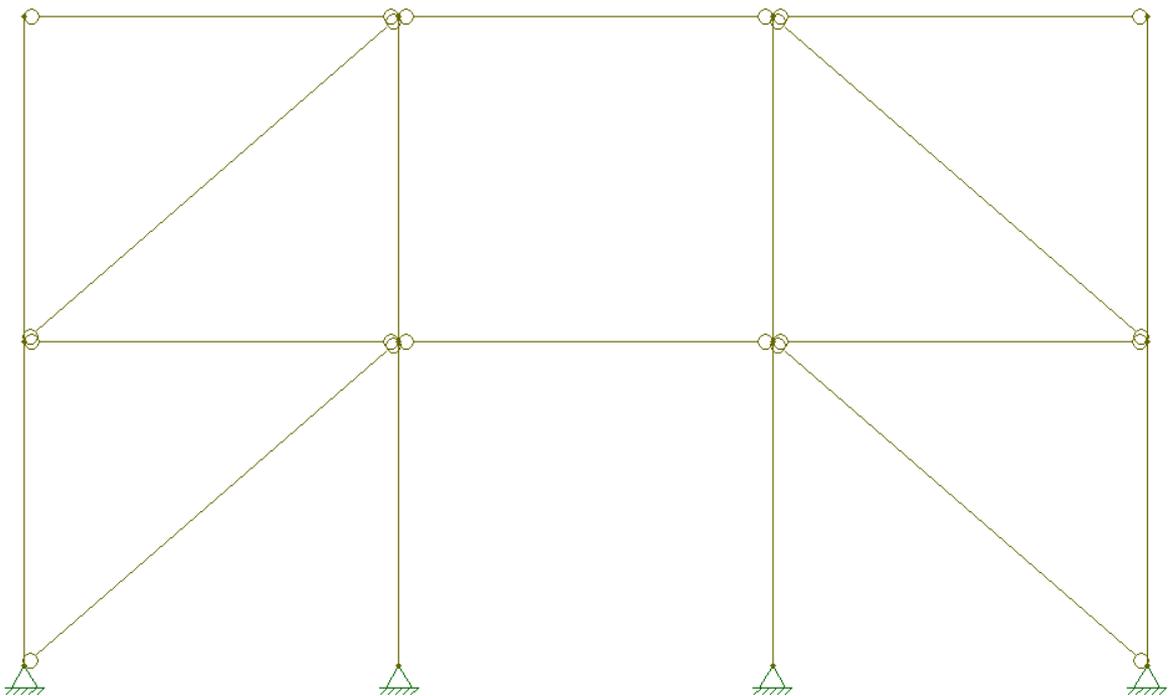


Fig. 9 Sistema de contraventamento

No cálculo dos elementos diagonais de contraventamento, tenta-se assegurar uma esbelteza normalizada com um valor inferior ou igual a 2,0 de modo a estes não terem problemas de encurvadura. É a partir desta premissa que se projecta o elemento, tendo sido escolhidos perfis HEA para o caso.

$$\lambda = \bar{\lambda} \times 86,4 \quad (3.6)$$

$$i = \frac{l_e}{\lambda} \quad (3.7)$$

Onde  $l_e$  representa o comprimento de encurvadura que é tomado igual ao comprimento real do elemento ( $\approx 5$  m) e  $i$  é o raio de giração do perfil segundo o eixo de menor inércia. Com este valor, podemos determinar o perfil através de qualquer tabela comercial de perfis metálicos. Finalmente, assegura-se um  $\alpha_{cr}$  superior a 10, que é discutido no sub-capítulo seguinte.

### 3.4. CORRECÇÃO DE CARGAS

Devido a imperfeições geométricas e possíveis efeitos de segunda ordem, as cargas horizontais (vento) terão de ser corrigidas, de acordo com EC3 parte 1-1.

De acordo com EC3 parte 1-1 5.3.2(3):

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (3.8)$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (3.9)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (3.10)$$

Onde  $\phi$  é o coeficiente de imperfeição global no pórtico,  $\phi_0$  é o valor base tomado como 1/200,  $\alpha_h$  é o coeficiente de redução que tem em conta a altura da estrutura,  $h$  é a altura da estrutura e  $\alpha_m$  é o coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso, sendo  $m$  o número de colunas num piso que estão submetidas a um esforço  $N_{Ed}$  superior ou igual a 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado. As novas forças horizontais são:

$$W' = W + \phi \times V_{Ed} \quad (3.11)$$

Onde  $W'$  é o novo valor da carga horizontal,  $W$  o valor inicial dessa carga e  $V_{Ed}$  o total de carga vertical até a base desse piso.

Uma segunda correcção deve ser feita para ter em conta o aumento de esforços devido à deformação da estrutura, segundo o EC3 1.1 5.2.

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \times \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \quad (3.12)$$

Onde  $\alpha_{cr}$  factor que tem em conta a deformada,  $H_{Ed}$  é o valor de cálculo da reacção horizontal na base do piso provocado pelas cargas horizontais e  $\delta_{H,Ed}$  é o deslocamento horizontal relativo entre pisos.

Se o valor de  $\alpha_{cr}$  for inferior a 10, de modo a proceder a uma análise correcta da estrutura, as cargas horizontais devem ser multiplicadas pelo factor:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (3.13)$$

Desde que se tenha  $\alpha_{cr} \geq 3,0$  e usando o  $\alpha_{cr}$  mais baixo de todos os pisos em estudo. No caso do pórtico PT2, em que se pretende  $\alpha_{cr} \geq 15,0$ , não há necessidade de corrigir as cargas.

### 3.5. DEFORMAÇÃO EM SERVIÇO

A deformação vertical dos pisos actuados pela combinação de serviço, não deve ultrapassar o valor:

$$\delta \leq \frac{L}{250} \quad (3.14)$$

Onde  $L$  é o comprimento da viga.

### 3.6. VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS E SUAS SECÇÕES CRÍTICAS

Depois de definidas todas as cargas corrigidas para cada combinação, procede-se à verificação dos elementos que compoem a estrutura.

#### 3.6.1. VIGAS

A condição a cumprir é:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1,0 \quad (3.15)$$

Visto que as vigas se encontram travadas na direcção longitudinal, não existe redução de resistência devido ao fenómeno de encurvadura. Tem-se então:

$$M_{Ed} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.16)$$

Para não ser necessário ter em conta o esforço transversal na análise da resistência ao momento, a secção apenas pode estar sujeita a, no máximo, 50% do:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.17)$$

Onde  $V_{pl,Rd}$  é a resistência plástica ao corte do elemento e  $A_v$  é a área resistente ao esforço transverso.

Para não ser necessário ter em conta o esforço axial na análise da resistência ao momento, a secção terá de obedecer a duas condições:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \times N_{pl,Rd} \quad (3.18)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.19)$$

Onde  $h_w$  e  $t_w$  são características do perfil e:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.20)$$

### 3.6.2. PILARES

Os pilares, como são constantes ao longo da altura do edifício, têm a sua secção crítica na fundação. Tendo em conta os reduzidos valores de momento flector nos pilares, procede-se a uma análise à estabilidade tendo em conta a resistência ao esforço axial, afectada pelo fenómeno de encurvadura.

Como visto anteriormente:

$$N_{Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.21)$$

De modo a calcular o coeficiente  $\chi$  segue-se o EC3 1.1 6.3.1.2:

$$\chi = \frac{1}{\phi \times \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mas } \chi \leq 1,0 \quad (3.22)$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (3.23)$$

Onde  $\alpha$  é um factor de imperfeição retirado da tabela 6.1 (EC3 1.1) de acordo com as curvas de encurvadura da tabela 6.2 (EC3 1.1). A esbelteza normalizada,  $\bar{\lambda}$ , é calculada:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{86,4} \quad (3.24)$$

Com:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (3.25)$$

Onde  $\lambda$  é a esbelteza,  $i$  é o raio de giração e  $l_e$  é o comprimento de encurvadura segundo a direcção em estudo.

$$l_e = \mu \times l_{real} \quad (3.26)$$

O comprimento de encurvadura, na direcção perpendicular ao pórtico PT1 (direcção de menor inércia, com ligações articuladas) é o mesmo que o comprimento real do pilar. Já na direcção do pórtico PT1 (no mesmo plano) o comprimento de encurvadura é determinado através da relação de rigidez de todos os elementos ligados ao pilar, nesse plano.

$$\mu = \left[ \frac{1-0,2 \times (n_1+n_2) - 0,12 \times n_1 \times n_2}{1-0,8 \times (n_1+n_2) + 0,6 \times n_1 \times n_2} \right]^{0,5} \quad (3.27)$$

$$n_1 = 0 \text{ (fundação)} \quad (3.28)$$

$$n_2 = \frac{2 \times K_c}{2 \times K_c + n \times K_v} \quad (3.29)$$

Onde  $n$  é igual a 1 para pilares extremos e 2 para pilares interiores,  $K_c$  e  $K_v$  são coeficientes relativos ao pilar e à viga, respectivamente:

$$K_c = \frac{I_p}{L_p} \quad (3.30)$$

$$K_v = \frac{1,5 \times I_v}{L_v} \quad (3.31)$$

Com as inércias e comprimentos respectivos a cada elemento.

No caso da ligação semi-rígida, o comprimento de encurvadura na direcção do pórtico PT1, é tomado, conservativamente, como sendo igual ao comprimento real do elemento.



# 4

## CARACTERIZAÇÃO DAS LIGAÇÕES USADAS ATRAVÉS DO EC3

### 4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são abordadas as ligações idealizadas para a estrutura. É explicado o tipo de ligação, principais características e método de dimensionamento destas.

### 4.2. FIN-PLATE

Com a falta de uma tradução própria para português, este tipo de ligação é designado por fin-plate. Esta ligação foi escolhida para o pórtico PT2 (articulada), já que tem uma maior flexibilidade, e sendo o pórtico pouco carregado, não apresentará problemas de rigidez.

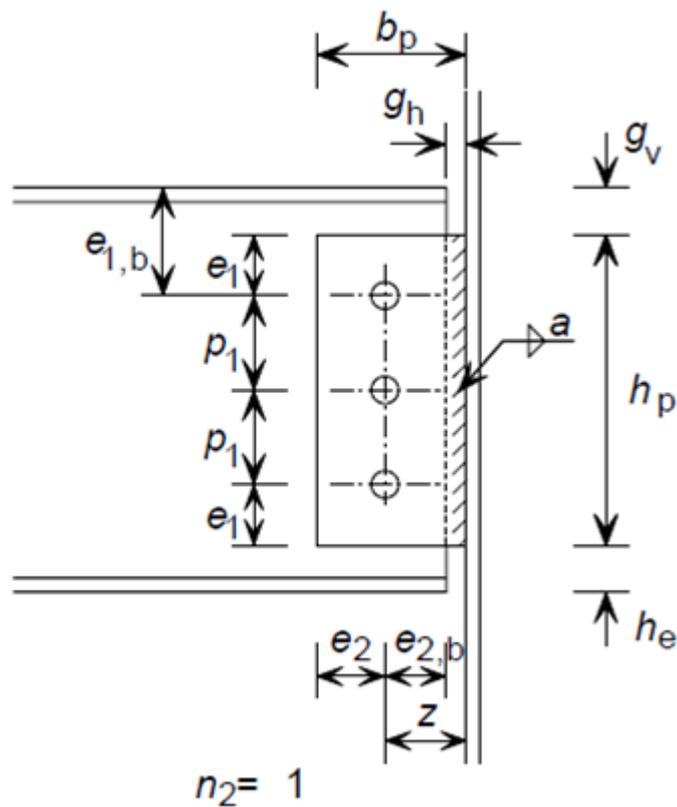


Fig. 10 Pormenor de ligação fin-plate (alçado)

A chapa é soldada à alma do pilar e posteriormente aparafusada à alma da viga. Devido às reduzidas cargas, adopta-se apenas uma fila de parafusos.

#### 4.2.1. MATERIAL

Neste tipo de ligação, foram escolhidos M16-8.8.

Foi escolhida uma chapa com espessura de 8mm. As suas restantes dimensões são determinadas tendo em conta os limites geométricos (altura da alma da viga), conceitos de simetria e espaçamentos mínimos e máximos de acordo com a tabela 3.3 (EC3 1.8).

#### 4.2.2. CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DOS VÁRIOS COMPONENTES DA LIGAÇÃO

##### 4.2.2.1. Parafusos ao corte ( $V_{Rd,1}$ )

$$V_{Rd,1} = \frac{n \times F_{v,Rd}}{\sqrt{(1+\alpha \times n)^2 + (\beta \times n)^2}} \quad (4.1)$$

$$\alpha = 0 \text{ (1 fila vertical)} \quad (4.2)$$

$$\beta = \frac{6 \times z}{n \times (n+1) \times p_1} \quad (4.3)$$

$F_{v,Rd}$  é a resistência de um parafuso ao corte e, de acordo com EC3 1.8 tabela 3.4:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}} \quad (4.4)$$

Onde  $\alpha_v = 0,6$ ,  $n$  é o número de parafusos,  $\gamma_{M2} = 1,25$ ,  $f_{ub}$  é a resistência última do parafuso e  $A$  é a área da parte roscada do parafuso.

##### 4.2.2.2. Chapa ao esmagamento ( $V_{Rd,2}$ )

$$V_{Rd,2} = \frac{n}{\sqrt{\left(\frac{1+\alpha \times n}{F_{b,Rd,ver}}\right)^2 + \left(\frac{\beta \times n}{F_{b,Rd,hor}}\right)^2}} \quad (4.5)$$

$F_{b,Rd}$  é a resistência de um parafuso ao esmagamento e, de acordo com EC3 1.8 tabela 3.4:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_{u,p} \times d \times t_p}{\gamma_{M2}} \quad (4.6)$$

Onde  $f_{u,p}$  é a resistência última da chapa,  $d$  é o diâmetro do parafuso,  $t_p$  é a espessura da chapa e  $k_1$  e  $\alpha_b$  são factores geométricos que dependem da direcção do esmagamento:

Vertical

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right) \quad (4.7)$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) \quad (4.8)$$

Horizontal

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_2}{3 \times d_0}; \frac{p_2}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,p}}; 1,0\right) \quad (4.9)$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{p_1}{d_0} - 1,7; 2,5\right) \quad (4.10)$$

Onde  $d_0 = d + 1 = 17$  é o diâmetro do furo.

#### 4.2.2.3. Chapa ao corte, rotura em bloco ( $V_{Rd,3}$ )

De acordo com EC3 1.8 3.10.2(3),

$$V_{Rd,3} = V_{eff,2,Rd} = \frac{0,5 \times f_{u,p} \times A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \times f_{y,p} \times \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}} \quad (4.11)$$

Onde  $A_{nt}$  é a área útil sujeita a tensão e  $A_{nv}$  é a área útil sujeita ao corte:

$$A_{nt} = t_p \times \left(e_2 - \frac{d_0}{2}\right) \text{ para 1 fila vertical de parafusos} \quad (4.12)$$

$$A_{nv} = t_p \times (h_p - e_1 - (n_1 - 0,5) \times d_0) \quad (4.13)$$

Onde  $n_1$  é o número de parafusos na fila vertical.

#### 4.2.2.4. Chapa em flexão ( $V_{Rd,4}$ )

Se:

$$h_p \geq 2,73 \times z \quad (4.14)$$

Então:

$$V_{Rd,4} = \infty \quad (4.15)$$

#### 4.2.2.5. Alma da viga ao esmagamento ( $V_{Rd,5}$ )

Idêntico ao  $V_{Rd,2}$ , alterando apenas a resistência e a espessura da chapa, pela da viga.

4.2.2.6. Alma da viga ao corte, rotura em bloco ( $V_{Rd,6}$ )

Idêntico ao  $V_{Rd,3}$ , alterando a resistência da chapa pela da viga, e as áreas:

$$A_{nt} = t_{w,b} \times \left( e_{2,b} - \frac{d_0}{2} \right) \text{ para 1 fila vertical de parafusos} \quad (4.16)$$

$$A_{nv} = t_{w,b} (e_{1,b} + (n_1 - 1) \times p_1 - (n_1 - 0,5) \times d_0) \quad (4.17)$$

4.2.2.7. Punçamento na alma do pilar ( $V_{Rd,7}$ )

$$V_{Rd,7} = \frac{t_{w,c} \times h_p \times f_{u,c}}{6 \times z} \quad (4.18)$$

Onde  $f_{u,c}$  é a resistência última do pilar e  $t_{w,c}$  a espessura da sua alma.

## 4.2.2.8. Verificação final

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min(V_{Rd,1}; \dots; V_{Rd,7}) \quad (4.19)$$

## 4.2.2.9. Soldadura

Apenas se verifica se tem espessura suficiente:

$$a \geq 0,48 \times t_p \text{ para aço S275} \quad (4.20)$$

### 4.3. CHAPA DE EXTREMIDADE PROLONGADA

Ambas as ligações, rígida ou semi-rígida, serão materializadas através de uma ligação de chapa de extremidade prolongada. Em seguida apresenta-se a metodologia utilizada na abordagem do dimensionamento.

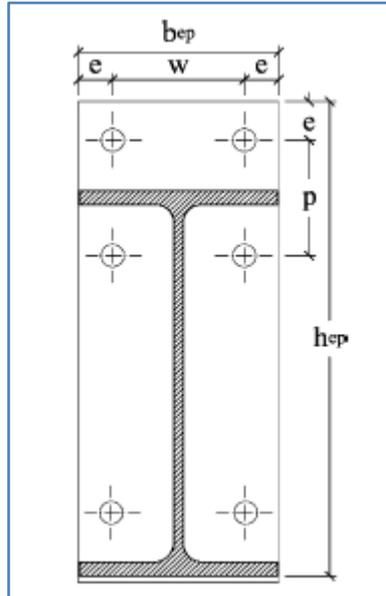


Fig. 11 Pormenor de ligação com chapa de extremidade prolongada

Admite-se que nesta ligação, as duas filas superiores de parafusos estão a trabalhar apenas à tensão, e a fila inferior apenas ao corte.

#### 4.3.1. MOMENTO RESISTENTE

De acordo com EC3 1.8 6.2.7.2, a resistência ao momento que uma ligação possui pode ser avaliada usando:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \times F_{tr,Rd} \quad (4.21)$$

Pretende-se, então, assegurar que:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.22)$$

Sendo  $M_{j,Rd}$  o momento resistente,  $M_{j,Ed}$  o momento actuante de cálculo,  $F_{tr,Rd}$  a resistência efectiva à tensão da fila  $r$  e  $h_r$  a distância da fila  $r$  ao centro de compressão. As filas de parafusos são numeradas, começando pela superior até à inferior.

$$F_{tr,Rd} = \min(F_{t,fc,Rd}, F_{t,wc,Rd}, F_{t,ep,Rd}, F_{t,wb,Rd}) \quad (4.23)$$

Em seguida calcula-se individualmente, e para cada uma das filas de parafusos em tensão (fila 1 e 2), as resistências à tensão especificadas na equação acima referida. Admite-se sempre a menor das larguras efectivas aquando do cálculo dos T-stubs (conservativo). É também assumido que o centro de compressão encontra-se em linha com o banzo inferior da viga (figura 6.15 EC3-1-8).

#### 4.3.1.1. Banzo do pilar à flexão - $F_{t,fc,Rd}$ - EC3-1-8 6.2.6.4

A resistência do banzo do pilar à flexão deve ser calculada como uma modelação troço em T equivalente, e os valores  $e_{min}$  e  $m$  tirados da seguinte figura.

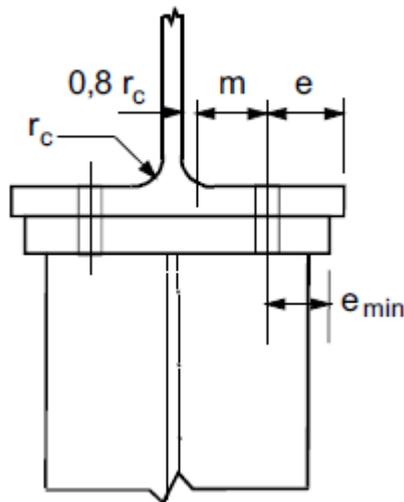


Fig. 12 Pormenor de troço em T equivalente

Numa modelação troço em T equivalente, foi usado o modo mais comum (modo 2):

$$F_{t,fc,Rd} = F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m+n} \quad (4.24)$$

$$n = e_{min} \text{ mas } n \leq 1,25 \times m \quad (4.25)$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y / \gamma_{M0} \quad (4.26)$$

Onde  $t_f$  e  $f_y$  são, respectivamente, a espessura e a resistência à tensão do elemento em estudo, neste caso o banzo do pilar.

$\sum F_{t,Rd}$  é a soma das resistências à tensão dos parafusos na fila em estudo:

$$\sum F_{t,Rd} = 2 \times F_{t,Rd} = 2 \times \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.27)$$

Onde  $f_{ub}$  é a resistência última do parafuso.

A largura equivalente  $\sum l_{eff,2}$  é determinada de acordo com cada caso. Neste caso, esta largura é calculada, para cada fila, como o valor mínimo dos vários especificados na tabela 6.4 (EC3-1-8):

Fila extrema (fila 1)

$$l_{eff} = \min \left( 2 \times \pi \times m; \pi \times m + 2 \times e_{min}; 4 \times m + 1,25 \times e; \right. \\ \left. 2 \times m + 0,625 \times e + 0,5 \times p; e_{min} + 0,5 \times p \right) \quad (4.28)$$

Fila interior (fila 2)

$$l_{eff} = \min(2 \times \pi \times m; 4 \times m + 1,25 \times e; p) \quad (4.29)$$

4.3.1.2. Alma do pilar à tensão -  $F_{t,wc,Rd}$  - EC3-1-8 6.2.6.3

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \times b_{eff,t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (4.30)$$

Onde  $t_{wc}$  é a espessura da alma do pilar e  $f_{y,wc}$  é a resistência do pilar à tensão. A largura  $b_{eff,t,wc}$  deve ser tomada como igual à anteriormente determinada.

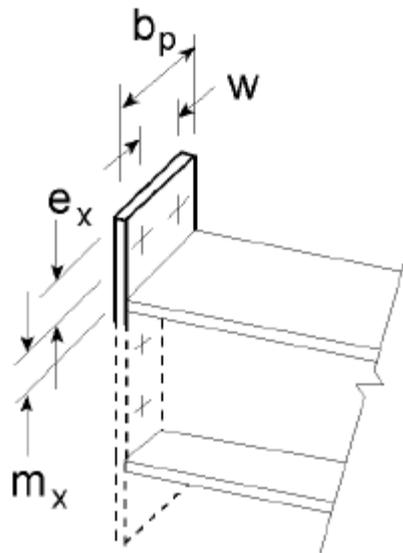
O factor redutor  $\omega$  tem em conta a interacção com o esforço de corte na alma do pilar, e determina-se através da tabela 6.3 (EC3-1-8). O factor  $\beta$  presente nessa tabela tem em conta a vizinhança da ligação: num pilar de extremidade,  $\beta = 1$  e  $\omega = \omega_1$ ; num pilar intermédio, que no caso em estudo tem momentos iguais em ambos os lados,  $\beta = 0$  e  $\omega = 1$ .

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times (b_{eff,c,wc} \times t_{wc} / A_{vc})^2}} \quad (4.31)$$

Onde  $A_{vc}$  é a área resistente ao corte do pilar.

4.3.1.3. Chapa à flexão -  $F_{t,ep,Rd}$  - EC3-1-8 6.2.6.5

A resistência da chapa à flexão deve ser calculada como uma modelação troço em T equivalente. Na fila 1 os valores  $e$  e  $m$  devem ser trocados pelos valores  $e_x$  e  $m_x$  presentes na figura.

Fig. 13 Identificação dos coeficientes  $e_x$  e  $m_x$ 

A largura efectiva  $l_{eff}$  deve ser calculada de acordo com o presente na tabela 6.6 (EC3-1-8).

Fila extrema (fila 1)

$$l_{eff} = \min \left( \begin{array}{l} 2 \times \pi \times m_x; \pi \times m_x + \omega; \pi \times m_x + 2 \times e; 4 \times m_x + 1,25 \times e_x; \\ e + 2 \times m_x + 0,625 \times e_x; 0,5 \times b_p; 0,5 \times \omega + 2 \times m_x + 0,625 \times e_x \end{array} \right) \quad (4.32)$$

Fila interior (fila 2)

$$l_{eff} = \min \left( \begin{array}{l} 2 \times \pi \times m; \alpha \times m; \pi \times m + p; 0,5 \times p + \alpha \times m - (2 \times m + 0,625 \times e); \\ 4 \times m + 1,25 \times e; p \end{array} \right) \quad (4.33)$$

Onde  $\alpha$  é obtido da figura 6.11 (EC3-1-8).

#### 4.3.1.4. Alma da viga à tensão - $F_{t,wb,Rd}$ - EC3-1-8 6.2.6.8

A resistência da alma da viga à tensão é determinada usando:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \times t_{wb} \times f_{y,wb} / \gamma_{M0} \quad (4.34)$$

Onde  $t_{wb}$  e  $f_{y,wb}$  são, respectivamente, a espessura e a resistência à tensão da alma da viga e  $b_{eff,t,wb}$  é o mesmo que o calculado na alínea anterior. Se este elemento for o que restringe a resistência, pode-se efectuar um reforço da alma da viga, alterando o valor de  $t_{wb}$  nas equações.

## 4.3.2. VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO (ZONA INFERIOR) EC3-1-8 6.2.7.2(7)

Normalmente, a força de compressão a actuar é o somatório das resistências à tensão dos parafusos. Pretende-se assegurar a estabilidade aquando da resistência máxima disponível nos parafusos.

$$F_{c,Ed} \leq F_{c,Rd} \quad (4.35)$$

$$F_{c,Ed} = \sum F_{tr,Rd} \quad (4.36)$$

Onde  $F_{tr,Rd}$  já foi determinado anteriormente,  $F_{c,Ed}$  é a força de compressão actuante e  $F_{c,Rd}$  a resistência existente:

$$F_{c,Rd} = \min(F_{c,wc,Rd}; F_{c,fb,Rd}) \quad (4.37)$$

Se a resistência for gerida pela alma do pilar, e não for suficiente para assegurar a estabilidade, um reforço na alma do pilar deve ser calculado e aplicado.

De seguida, e apenas para a fila inferior (fila 3), são calculados os componentes acima referidos.

4.3.2.1. Alma do pilar à compressão -  $F_{c,wc,Rd}$  - EC3-1-8 6.2.6.2

A resistência da alma do pilar á compressão é dada por:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (4.38)$$

Mas

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \times k_{wc} \times \rho \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (4.39)$$

Onde  $k_{wc}$  é tomado igual a 0,7 (conservativo),  $\gamma_{M1} = 1,1$  e, para uma ligação aparafusada com chapa:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} \times a_p + 5 \times (t_{fc} + s) + s_p \quad (4.40)$$

Onde  $t_{fb}$  é a espessura do banzo da viga,  $t_{fc}$  é a espessura do banzo do pilar,  $s_p$  é tomado igual à espessura da chapa e  $s$  é o raio de soldadura do pilar.

O factor  $\rho$  tem em conta a encurvadura da chapa, e depende da sua esbelteza  $\bar{\lambda}_p$ :

$$\rho = 1,0 \text{ se } \bar{\lambda}_p \leq 0,72 \quad (4.41)$$

$$\rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0,2)}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ se } \bar{\lambda}_p > 0,72 \quad (4.42)$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \times d_{wc} \times f_{y,wc}}{E \times t_{wc}^2}} \quad (4.43)$$

Onde  $d_{wc} = h_c - 2 \times (t_{fc} + r_c)$ , sendo  $h_c$  a altura do pilar e  $r_c$  o raio de soldadura do pilar.

#### 4.3.2.2. Alma do pilar à compressão com reforço - $F_{c,wcs,Rd}$ - EC3-1-5 9.1.3

O reforço efectuado na alma do pilar consiste na soldadura de uma chapa à alma do pilar, o que simplesmente leva ao aumento da espessura desta. Deve-se alterar o valor  $t_{wc}$  de acordo com o novo valor da espessura. Itera-se até obter um valor aceitável de resistência.

#### 4.3.2.3. Banzo da viga à compressão - $F_{c,fb,Rd}$ - EC3-1-8 6.2.6.7

A resistência do banzo da viga á compressão é:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}} \quad (4.44)$$

Onde  $h$  e  $t_{fb}$  são, respectivamente, a altura da viga e a espessura do seu banzo, e  $M_{c,Rd}$  é a resistência ao momento daquela secção da viga.

#### 4.3.2.4. Alma do pilar ao corte - $V_{wp,Rd}$ - EC3-1-8 6.2.6.1

Desde que  $d/t_w \leq 69 \times \varepsilon$ , a resistência ao corte da alma do pilar pode ser determinada através de:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad (4.45)$$

Deve-se assegurar que esta resistência é superior a  $F_{c,Ed}$  no caso de pilares extremos.

#### 4.3.2.5. Força máxima no parafuso – EC3-1-8 6.2.7.2(9)

Deve-se assegurar a seguinte condição:

$$F_{tr,Rd} \leq 1,9 \times F_{t,Rd} \quad (4.46)$$

Isto é, a força numa fila de parafusos não deve ser superior a 1,9 vezes a força máxima de um parafuso, de modo a evitar a rotura por estes.

## 4.3.3. VERIFICAÇÃO AO CORTE – EC3-1-8 6.2.2

A resistência ao corte na ligação é determinada pelos seguintes componentes:

$$V_{Rd} = n_s \times \min(F_{v,Rd}; F_{b,fc,Rd}; F_{b,ep,Rd}) \quad (4.47)$$

Onde  $n_s$  tem de ser menor ou igual ao número de parafusos disponíveis para resistir ao corte.

## 4.3.3.1. Parafusos ao corte – EC3-1-8 tabela 3.4

A resistência de um parafuso ao corte é:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.48)$$

Onde  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

## 4.3.3.2. Esmagamento no banzo do pilar – EC3-1-8 tabela 3.4

A resistência ao esmagamento no banzo do pilar é:

$$F_{b,fc,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_{up} \times d \times t_{fc}}{\gamma_{M2}} \quad (4.49)$$

Onde

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{e}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \frac{w}{d_0} - 1,7; 2,5\right) \quad (4.50)$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e}{3 \times d_0}; \frac{p}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{u,c}}; 1,0\right) \quad (4.51)$$

## 4.3.3.3. Esmagamento na chapa – EC3-1-8 tabela 3.4

Calculado da mesma forma que o anterior, alterando os valores referentes ao pilar pelos correspondentes à chapa.

## 4.3.4. CÁLCULO DA RIGIDEZ À ROTAÇÃO – EC3-1-8 6.3

No caso da ligação semi-rígida, interessa projectar uma ligação com o mesmo coeficiente de rigidez ( $S_j$ ) determinado no pré-dimensionamento e usado na análise da estrutura. De acordo com o EC3-1-8:

$$S_j = \frac{E \times Z^2}{\mu \times \sum \frac{1}{k_i}} \quad (4.52)$$

Onde  $k_i$  é o coeficiente de rigidez para a componente  $i$  da ligação,  $z$  é o braço já determinado anteriormente (distância do centro de tensão localizado a meio das duas filas superiores de parafusos, até ao centro de compressão localizado ao nível do banzo inferior da viga) e:

$$\mu = 1 \text{ se } M_{j,Ed} \leq 2/3 \times M_{j,Rd} \quad (4.53)$$

$$\mu = (1,5 \times M_{j,Ed}/M_{j,Rd})^{2,7} \text{ se } 2/3 \times M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} \quad (4.54)$$

O EC3-1-8 especifica as componentes a ter em conta nos casos em estudo, ligação aparafusada de chapa de extremidade prolongada, na sua Tabela 6.10:

- Pilar extremo com 2 filas de parafusos à tensão:  $k_1$ ;  $k_2$ ;  $k_{eq}$
- Pilar interior, com momentos iguais, e 2 filas de parafusos à tensão:  $k_2$ ;  $k_{eq}$

Cada um destes componentes  $k$  representa uma componente básica da ligação, excepto no caso do  $k_{eq}$ , que é especificado como:

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} \times h_r}{z_{eq}} \quad (4.55)$$

Onde  $z_{eq} = z$ ,  $h_r$  é a distância da fila de parafusos  $r$  até ao centro de compressão e  $k_{eff,r}$  é o coeficiente effectivo de rigidez da fila de parafusos  $r$  tendo em conta os componentes especificados posteriormente:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (4.56)$$

Onde  $k_{i,r}$  é o coeficiente de rigidez representando a componente  $i$  relativo à fila de parafusos  $r$ .

De acordo com EC3-1-8 6.3.3.1(4), os componentes a ter em conta são  $k_3, k_4, k_5$  e  $k_{10}$ , descritos em seguida.

#### 4.3.4.1. Alma do pilar ao corte – $k_1$

$$k_1 = \frac{0,38 \times A_{VC}}{\beta \times z} \quad (4.57)$$

Onde, num pilar de extremidade,  $\beta = 1$ .

#### 4.3.4.2. Alma do pilar à compressão – $k_2$

$$k_2 = \frac{0,7 \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc}}{d_c} \quad (4.58)$$

Onde  $b_{eff,c,wc}$  está presente em 4.2.1.5 e  $d_c$  é o braço do pilar.

#### 4.3.4.3. Alma do pilar à tensão – $k_3$

$$k_3 = \frac{0,7 \times b_{eff,t,wc} \times t_{wc}}{d_c} \quad (4.59)$$

Onde  $b_{eff,t,wc}$  está presente em 4.2.1.1.

#### 4.3.4.4. Banzo do pilar à flexão – $k_4$

Para cada fila de parafusos à tensão:

$$k_4 = \frac{0,9 \times l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} \quad (4.60)$$

Onde  $t_{fc}$  é a espessura do banzo do pilar,  $m$  é como definido em 4.2.1.1 e  $l_{eff}$  é igual ao definido em 4.2.1.1.

#### 4.3.4.5. Chapa à flexão – $k_5$

Para cada fila de parafusos à tensão:

$$k_4 = \frac{0,9 \times l_{eff} \times t_p^3}{m^3} \quad (4.61)$$

Onde  $t_p$  é a espessura da chapa,  $m$  é como definido em 4.2.1.3 e  $l_{eff}$  é igual ao definido em 4.2.1.3.

#### 4.3.4.6. Parafusos à tensão – $k_{10}$

Para cada fila de parafusos á tensão:

$$k_{10} = 1,6 \times A_s / L_b \quad (4.62)$$

Onde  $L_b$  é o comprimento de alongamento do parafuso, tido como a soma das espessuras que o parafuso atravessa (banzo do pilar e chapa), a anilha, metade da porca e metade da cabeça do parafuso.



## 5

## RESULTADOS

## 5.1. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS

Neste sub-capítulo serão apresentados os resultados correspondentes à análise dos pórticos, tal como os esforços na estrutura, os elementos pré-dimensionados e todas as verificações de segurança já mencionadas.

## 5.1.1. ESTRUTURA DE 2 ANDARES

## 5.1.1.1. Pórtico PT1

As cargas são idênticas independentemente do tipo de ligação. A carga na viga tem em conta uma largura de influência de 4 metros. As forças horizontais nos pisos são numeradas de baixo para cima.

Tabela 1 Cargas actuanes

Cargas	Valor
<b>Ps<sub>d</sub> (KN/m)</b>	50,4
<b>W1 (KN)</b>	14
<b>W2 (KN)</b>	7

Nota-se, imediatamente, a diferença entre o perfil utilizado para as vigas, sendo muito inferior no caso de ligação semi-rígida.

Tabela 2 Perfis escolhidos

	Rígida	Semi-Rígida
<b>Pilar interior</b>	HEA200	HEA200
<b>Pilar extremo</b>	HEA140	HEA140
<b>Viga</b>	IPE450	IPE360

Na modelação da ligação semi-rígida no programa de cálculo, foi usado um elemento de viga com as dimensões abaixo referidas. As propriedades foram as obtidas usando o método referido no sub-capítulo 2.3.

Tabela 3 Pré-dimensionamento da ligação semi-rígida

<b>Sj (KN m/rad)</b>	<b>25625,25</b>
<b>b (cm)</b>	10
<b>h (cm)</b>	11,35
<b>L (m)</b>	0,1

Em relação às cargas aplicadas na estrutura, são aparentemente idênticas. Na realidade, em estruturas de altura reduzida (até 2 andares) a presença de ligações semi-rígidas não leva a um aumento significativo do deslocamento horizontal. As diferenças observadas baseiam-se na correcção da carga vertical tendo em conta o peso próprio real das vigas. Ao notar que esta diferença não altera significativamente os resultados, decidiu-se evitar fazê-lo no futuro, mantendo o cálculo conservativo.

Tabela 4 Correcção de cargas devido a efeitos de 2ª ordem

	Rígida		Semi-Rígida	
	AVB-Q	AVB-W	AVB-Q	AVB-W
<b><math>\phi</math></b>	0,00309	0,00309	0,00309	0,00309
<b><math>\alpha_{crit}</math></b>	5,8	6,6	5,9	6,7
<b>P</b>	50,4	45	49,6	44,2
<b>w1</b>	16,2	30,0	16,0	29,9
<b>w2</b>	8,1	15,0	8,0	14,9

As deformações verticais dos pisos são, normalmente, uma das maiores limitações na utilização de ligações semi-rígidas. Neste exemplo nota-se a diferença entre os dois tipos de ligação.

Tabela 5 Deformações do piso em serviço (mm)

	Rígida	Semi-Rígida
<b>Deformação máxima</b>	32	32
<b>Deformação verificada</b>	10,8	25

Observa-se nas Tabelas 6 e 7 a diferença de esforços entre os dois casos, sendo estas mais evidentes a nível de momento actuante na viga e esforço axial no pilar intermédio. Este último é explicado pela rotação do edifício no caso da ligação semi-rígida: ao rodar, as cargas actuantes num dos lados passam, em certa percentagem, para o pilar oposto, o que liberta o pilar intermédio de alguma da sua carga. Isto evitou aumentar a classe do pilar no segundo caso, não sendo este um objectivo directo da utilização de ligações semi-rígidas.

Tabela 6 Verificação de secção (ligações rígidas)

	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$
<b>Pilar interior</b>	979,8	967,7				
<b>Pilar extremo</b>	320,8	395,7				
<b>Viga</b>			247	807,4	394,3	468,1
<b>Nova iteração</b>	<b>Perfil</b>	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$			
<b>Pilar interior</b>	HEA220	979,8	1243,5			

Tabela 7 Verificação de secção (ligações semi-rígidas)

	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$
<b>Pilar interior</b>	865,9	967,7				
<b>Pilar extremo</b>	345,2	395,7				
<b>Viga</b>			219	557,9	262	280,2

## 5.1.1.2. Pórtico PT2

Neste pórtico, a largura de influência admitida foi de 0,5 metros, de modo a não obter vigas demasiado esbeltas.

Tabela 8 Cargas actuantes

<b>Cargas</b>	<b>Valor</b>
<b>Psd (KN/m)</b>	6,8
<b>W1 (KN)</b>	42
<b>W2 (KN)</b>	21

O pilar intermédio é o mesmo que o pilar extremo do pórtico PT1, e o pilar extremo foi dimensionado tendo em conta o pórtico extremo com a mesma direção do pórtico PT1. O contraventamento foi calculado como referido em 3.3.3. Devido à sua robustez, não tem problemas a nível de esforços.

Tabela 9 Perfis escolhidos

	<b>Perfil</b>
<b>Pilar interior</b>	HEA140
<b>Pilar extremo</b>	HEA100
<b>Viga</b>	IPE140
<b>Contraventamento</b>	HEA120

## 5.1.2. PÓRTICO DE 4 ANDARES

## 5.1.2.1. PT1

As cargas são idênticas independentemente do tipo de ligação. A carga na viga tem em conta uma largura de influência de 4 metros. As forças horizontais nos pisos são numeradas de baixo para cima.

Tabela 10 Cargas actuantes

Cargas	Valor
<b>Ps<sub>d</sub> (KN/m)</b>	50,4
<b>W1 (KN)</b>	14
<b>W2 (KN)</b>	14
<b>W3 (KN)</b>	14
<b>W4 (KN)</b>	7

O dimensionamento das vigas não varia com o aumento da altura, apenas os pilares são mais robustos.

Tabela 11 Perfis escolhidos

	Rígida	Semi-Rígida
<b>Pilar interior</b>	HEA280	HEA280
<b>Pilar extremo</b>	HEA200	HEA200
<b>Viga</b>	IPE450	IPE360

Nota-se uma diferença significativa nas cargas horizontais (associadas aos deslocamentos horizontais) entre os dois tipos de ligação.

Tabela 12 Correção de cargas devido a efeitos de 2ª ordem

	Rígida		Semi-Rígida	
	AVB <sub>q</sub>	AVB <sub>w</sub>	AVB <sub>q</sub>	AVB <sub>w</sub>
<b>φ</b>	0,00218	0,00218	0,00218	0,00218
<b>α<sub>crit</sub></b>	8,0	7,7	4,8	5,5
<b>P</b>	50,4	45	50,4	45
<b>w1</b>	17,6	31,4	19,6	33,4
<b>w2</b>	15,6	30,2	17,3	32,1
<b>w3</b>	13,6	28,2	15,1	30,0
<b>w4</b>	6,8	14,1	7,6	15,0

As deformações verticais não variam muito em função da altura, já que as vigas são as mesmas para as estruturas de 2 e 4 andares.

Tabela 13 Deformações do piso em serviço (mm)

	Rígida	Semi-Rígida
<b>Deformação máxima</b>	32	32
<b>Deformação verificada</b>	12	25,7

De novo, os resultados presentes nas Tabelas 14 e 15 são semelhantes ao caso de 2 andares.

Tabela 14 Verificação de secção (ligações rígidas)

	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$
<b>Pilar interior</b>	1840	2134,2				
<b>Pilar extremo</b>	702,3	967,7				
<b>Viga</b>			240	807,4	387,3	468,1

Tabela 15 Verificação de secção (ligações semi-rígidas)

	$N_{Ed}$	$N_{b,Rd}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$
<b>Pilar interior</b>	1664,7	2134,2				
<b>Pilar extremo</b>	760,1	967,7				
<b>Viga</b>			216,4	557,9	247	280,2

5.1.2.2.

5.1.2.3. PT2

Idêntico ao caso de 2 andares.

Tabela 16 Cargas actuates

Cargas	Valor
<b>Ps<sub>d</sub> (KN/m)</b>	6,8
<b>W1 (KN)</b>	42
<b>W2 (KN)</b>	42
<b>W3 (KN)</b>	42
<b>W4 (KN)</b>	21

De novo, os resultados na Tabela 17 são idênticos ao caso de 2 andares. Apenas alterados os pilares devido ao aumento do peso.

Tabela 17 Perfis escolhidos

Perfil	
<b>Pilar interior</b>	HEA200
<b>Pilar extremo</b>	HEA140
<b>Viga</b>	IPE140
<b>Contraventamento</b>	HEA120

## 5.2. LIGAÇÕES

### 5.2.1. FIN-PLATE

Devido às reduzidas cargas neste pórtico, optou-se por dimensionar uma ligação única. Esta ligação é constituída por 2 parafusos dispostos numa única fila vertical. A viga em questão é sempre a mesma, escolhendo-se então o pilar menos robusto para o dimensionamento.

Tabela 18 Características da chapa, de acordo com Fig.10

gv (mm)	gh (mm)	hp (mm)	bp (mm)	tp (mm)	fyp	fup
20	10	100	50	8	275	430

Tabela 19 Espaçamento e número de parafusos, de acordo com Fig.10

n1	e1 (mm)	e1b (mm)	p1 (mm)	n2	e2 (mm)	e2b (mm)	z (mm)
2	25	45	50	1	25	25	35

Observa-se na Tabela 20, que nesta ligação, a resistência está limitada pelo esmagamento da alma da viga ( $V_{rd5}$ ). A ligação encontra-se assim algo sobredimensionada, mas a incerteza acerca da carga que descarrega no pórtico em questão, PT2, justifica este pequeno sobredimensionamento.

Tabela 20 Resistência de cada componente

$V_{ed}$	$V_{rd1}$	$V_{rd2}$	$V_{rd3}$	$V_{rd4}$	$V_{rd5}$	$V_{rd6}$	$V_{rd7}$
16,7	89,7	60,6	85,5	Infinito	39,4	65,2	102,3

## 5.2.2. CHAPA DE EXTREMIDADE PROLONGADA

Nota-se a necessidade de dimensionar várias ligações para cada caso específico. Tendo em conta que em estudo se encontram dois edifícios, cada qual com duas possíveis modelações de ligações, e a diferença entre ligação de pilar extremo e pilar interior, conclui-se que serão necessárias 8 ligações diferentes para completar o dimensionamento. A ter em conta algumas indicações:

- O pórtico em análise é sempre o pórtico PT1;
- Em cada viga, existem 2 tipos de ligação: ao pilar extremo e ao pilar interior;
- Os perfis dos elementos que constituem as ligações são os anteriormente determinados;
- As dimensões das chapas são as correspondentes à Fig. 11;
- A largura da chapa é sempre a menor das larguras dos dois elementos que formam a ligação.
- Cada fila horizontal tem sempre 2 parafusos;
- A distância vertical entre filas de parafusos interiores da mesma zona (compressão ou tracção) é sempre igual à distância às extremidades da chapa (e);
- Os reforços das almas são efectuados soldando chapas com a espessura pretendida à alma dos elementos, ao longo da zona da ligação;
- As verificações nas ligações são 4: resistência ao momento, resistência ao corte, e resistência ao esmagamento na ligação e alma do pilar.

## 5.2.2.1. Estrutura de 2 andares, ligação rígida

Neste caso, o reforço da alma da viga foi apenas efectuado na extremidade ligada ao pilar interior.

Tabela 21 Elementos que constituem as ligações

	<b>Pilar extremo</b>	<b>Pilar interior</b>	<b>Viga</b>
<b>Perfil do elemento</b>	HEA140	HEA220	IPE450
<b>Reforço da alma</b>	13 mm	26 mm	10 mm

No caso da ligação ao pilar exterior, como a largura do pilar era inferior à largura da viga, optou-se pela menor largura para a chapa.

Tabela 22 Características das chapas de extremidade

	<b>hep (mm)</b>	<b>bep (mm)</b>	<b>tep (mm)</b>	<b>p (mm)</b>	<b>w (mm)</b>	<b>e (mm)</b>
<b>Pilar interior</b>	535	190	11	70	90	50
<b>Pilar exterior</b>	530	140	14	70	50	45

Tabela 23 Parafusos, tipos e quantidades

	<b>Classe</b>	<b>Nº de filas na zona de compressão</b>	<b>Nº de filas na zona de tração</b>	<b>Total de parafusos</b>
<b>Pilar interior</b>	M27-8.8	1	3	8
<b>Pilar exterior</b>	M20-8.8	2	2	8

Tabela 24 Esforços e resistências em cada ligação

	$M_{Ed}$ (KN.m)	$M_{Rd}$ (KN.m)	$V_{Ed}$ (KN)	$V_{Rd}$ (KN)	$F_{c,Ed}$ (KN)	$F_{c,Rd}$ (KN)	$V_{wp,Rd}$ (KN)
<b>Pilar interior</b>	395	403	247	257	946	1074	990
<b>Pilar exterior</b>	23	143	163	224	314	479	351

## 5.2.2.2. Estrutura de 2 andares, ligação semi-rígida

Neste caso, o reforço da alma da viga foi apenas efectuado na extremidade ligada ao pilar interior.

Tabela 25 Elementos que constituem as ligações

	<b>Pilar extremo</b>	<b>Pilar interior</b>	<b>Viga</b>
<b>Perfil do elemento</b>	HEA140	HEA200	IPE360
<b>Reforço da alma</b>	12 mm	24 mm	5 mm

Tabela 26 Características das chapas de extremidade

	<b>hep (mm)</b>	<b>bep (mm)</b>	<b>tep (mm)</b>	<b>p (mm)</b>	<b>w (mm)</b>	<b>e (mm)</b>
<b>Pilar interior</b>	435	170	8	70	90	40
<b>Pilar exterior</b>	430	140	8	70	70	35

Tabela 27 Parafusos, tipos e quantidades

	<b>Classe</b>	<b>Nº de filas na zona de compressão</b>	<b>Nº de filas na zona de tração</b>	<b>Total de parafusos</b>
<b>Pilar interior</b>	M27-8.8	2	3	10
<b>Pilar exterior</b>	M20-8.8	2	2	8

Tabela 28 Esforços e resistências em cada ligação

	$M_{Ed}$ (KN.m)	$M_{Rd}$ (KN.m)	$V_{Ed}$ (KN)	$V_{Rd}$ (KN)	$F_{c,Ed}$ (KN)	$F_{c,Rd}$ (KN)	$V_{wp,Rd}$ (KN)
<b>Pilar interior</b>	262	273	217	256	804	806	828
<b>Pilar exterior</b>	93,7	110	170	278	308	421	332

Visto que não se conseguiu obter a rigidez pretendida, efectuou-se uma segunda iteração para ter uma ideia do diagrama de momentos novo e se é necessário um aumento do perfil da viga. Os resultados estão presentes no sub-capítulo 5.2.2.5.

Tabela 29 Rigidez da ligação-Sj (KN.m/rad)

	Rigidez pretendida	Rigidez da ligação
<b>Pilar interior</b>	25000	62000
<b>Pilar exterior</b>	25000	26200

## 5.2.2.3. Estrutura de 4 andares, ligação rígida

Neste caso, o reforço da alma da viga foi apenas efectuado na extremidade ligada ao pilar interior.

Tabela 30 Elementos que constituem as ligações

	Pilar extremo	Pilar interior	Viga
<b>Perfil do elemento</b>	HEA200	HEA280	IPE450
<b>Reforço da alma</b>	8 mm	20 mm	7 mm

Tabela 31 Características das chapas de extremidade

	hep (mm)	bep (mm)	tep (mm)	p (mm)	w (mm)	e (mm)
<b>Pilar interior</b>	530	190	13	70	100	45
<b>Pilar exterior</b>	545	190	8	70	70	60

Tabela 32 Parafusos, tipos e quantidades

	Classe	Nº de filas na zona de compressão	Nº de filas na zona de tração	Total de parafusos
<b>Pilar interior</b>	M27-8.8	1	3	8
<b>Pilar exterior</b>	M20-8.8	1	2	6

Tabela 33 Esforços e resistências em cada ligação

	$M_{Ed}$ (KN.m)	$M_{Rd}$ (KN.m)	$V_{Ed}$ (KN)	$V_{Rd}$ (KN)	$F_{c,Ed}$ (KN)	$F_{c,Rd}$ (KN)	$V_{wp,Rd}$ (KN)
<b>Pilar interior</b>	387	409	240	287	958	1074	1080
<b>Pilar exterior</b>	142	162	175	193	360	449	393

## 5.2.2.4. Estrutura de 4 andares, ligação semi-rígida

Tabela 34 Elementos que constituem as ligações

	Pilar extremo	Pilar interior	Viga+pilar extremo	Viga+pilar interior
<b>Perfil do elemento</b>	HEA200	HEA280	IPE360	IPE360
<b>Reforço da alma</b>	12 mm	20 mm	4 mm	5 mm

Tabela 35 Características das chapas de extremidade

	hep (mm)	bep (mm)	tep (mm)	p (mm)	w (mm)	e (mm)
<b>Pilar interior</b>	430	170	12	70	100	35
<b>Pilar exterior</b>	435	170	10	70	90	40

Tabela 36 Parafusos, tipos e quantidades

	Classe	Nº de filas na zona de compressão	Nº de filas na zona de tração	Total de parafusos
<b>Pilar interior</b>	M27-8.8	2	3	10
<b>Pilar exterior</b>	M20-8.8	1	2	6

Tabela 37 Esforços e resistências em cada ligação

	$M_{Ed}$ (KN.m)	$M_{Rd}$ (KN.m)	$V_{Ed}$ (KN)	$V_{Rd}$ (KN)	$F_{c,Ed}$ (KN)	$F_{c,Rd}$ (KN)	$V_{wp,Rd}$ (KN)
<b>Pilar interior</b>	270	274	220	259	804	806	1080
<b>Pilar exterior</b>	170	173	190	201	480	576	502

Visto que não se conseguiu obter a rigidez pretendida, efectuou-se uma segunda iteração para ter uma ideia do diagrama de momentos novo e se é necessário um aumento do perfil da viga. Os resultados estão presentes no sub-capítulo 5.2.2.5.

Tabela 38 Rigidez da ligação-Sj (KN.m/rad)

	Rigidez pretendida	Rigidez da ligação
<b>Pilar interior</b>	25000	118000
<b>Pilar exterior</b>	25000	34200

## 5.2.2.5. Redimensionamento tendo em conta a rigidez efectiva das ligações

Atendendo que a rigidez de cada ligação não foi a utilizada na modelação inicial dos pórticos com ligações semi-rígidas, uma nova iteração foi efectuada para ter-se uma ideia da necessidade de alterar os perfis das vigas, tendo em conta os novos diagramas de distribuição de momentos.

Tabela 39 Características do elemento de barra equivalente de cada ligação

	<b>Sj da ligação</b>	<b>Inércia (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>Área (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b (mm)</b>	<b>h (mm)</b>
<b>2 andares-pilar extremo</b>	26200	1248	114	100	114
<b>2 andares-pilar interior</b>	62000	2952	152	100	152
<b>4 andares-pilar extremo</b>	34200	1629	125	100	125
<b>4 andares-pilar interior</b>	118000	5618	189	100	189

Devido a esta alteração, os diagramas de distribuição de momentos alteraram-se. Como as ligações agora modeladas possuem maior rigidez à rotação, a distribuição de momentos nas vigas já não é óptima. Dimensiona-se assim as vigas tendo em conta os novos momentos máximos presentes nestas.

Nota-se assim a necessidade de aumentar os perfis das vigas. Não se procedeu ao redimensionamento das ligações tendo em conta as novas vigas.

Tabela 40 Redimensionamento das vigas

	<b>M<sub>Ed</sub> (KN/m)</b>	<b>W<sub>pl</sub> necessário (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Novo perfil</b>	<b>W<sub>pl</sub> real (cm<sup>3</sup>)</b>
<b>2 andares</b>	324	1178	IPE400	1307
<b>4 andares</b>	357	1298	IPE400	1307



## 6

## DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Tendo em conta todos os resultados obtidos, resta fazer uma análise comparativa entre as estruturas finais dos pórticos PT1, tendo em conta as diferenças nos tipos de ligações.

Denota-se a redução significativa de quase 15% do peso das vigas. Necessitando de vigas menos resistentes, as ligações semi-rígidas provam-se económicas neste aspecto. Em relação ao caso da estrutura de 4 andares, os valores são idênticos.

Tabela 41 Comparação do peso das vigas - 2 andares

	Perfil da viga	Peso (kg/m)
<b>Rígida</b>	IPE450	77,6
<b>Semi-rígida</b>	IPE400	66,3
<b>redução %</b>		-14,6

No caso das chapas de extremidade prolongada que materializam as ligações, podem ser retiradas algumas conclusões.

Tabela 42 Comparação das chapas de ligação – 2 andares

	Extremidade pilar extremo		Extremidade pilar interior	
	Espessura da chapa de extremidade (mm)	Nº de parafusos	Espessura da chapa de extremidade (mm)	Nº de parafusos
<b>Rígida</b>	14	8	11	8
<b>Semi rígida</b>	8	8	8	10
<b>redução %</b>	-42,9	0,0	-27,3	+25,0

Tabela 43 Comparação das chapas de ligação – 4 andares

	Extremidade pilar extremo		Extremidade pilar interior	
	Espessura da chapa de extremidade (mm)	Nº de parafusos	Espessura da chapa de extremidade (mm)	Nº de parafusos
<b>Rígida</b>	8	6	13	8
<b>Semi rígida</b>	10	6	12	10
<b>redução %</b>	+25,0	0,0	-7,7	+25,0

A espessura das chapas é menor no caso das ligações semi-rígidas, de modo à ligação ter menor rigidez à rotação. Apenas no caso da estrutura de 4 andares, na extremidade da viga ligada ao pilar extremo, esta “regra” é quebrada, devendo-se ter em conta que ao redistribuir os momentos, a viga com ligações semi-rígidas vai ter momentos superiores na secção ligada ao pilar exterior.

Fig. 3 Viga de extremidade, distribuição de momentos com ligações rígidas

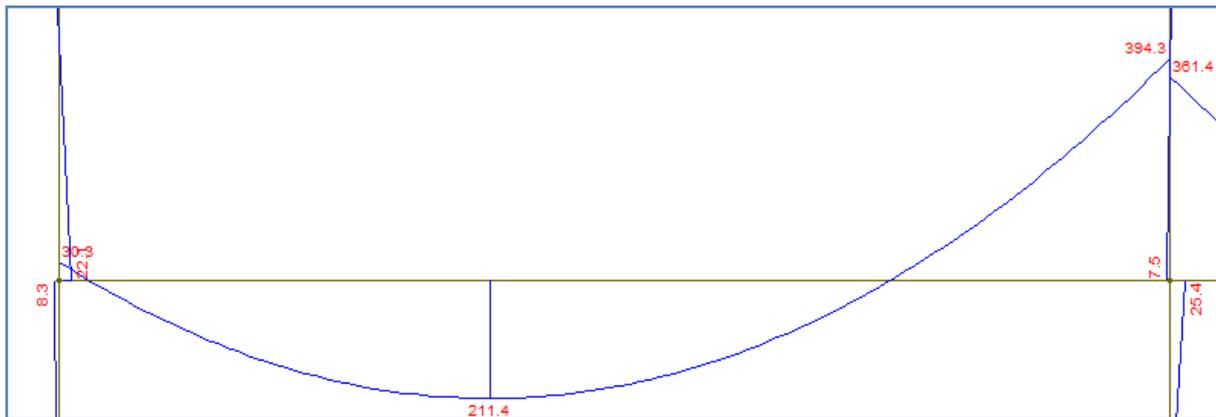
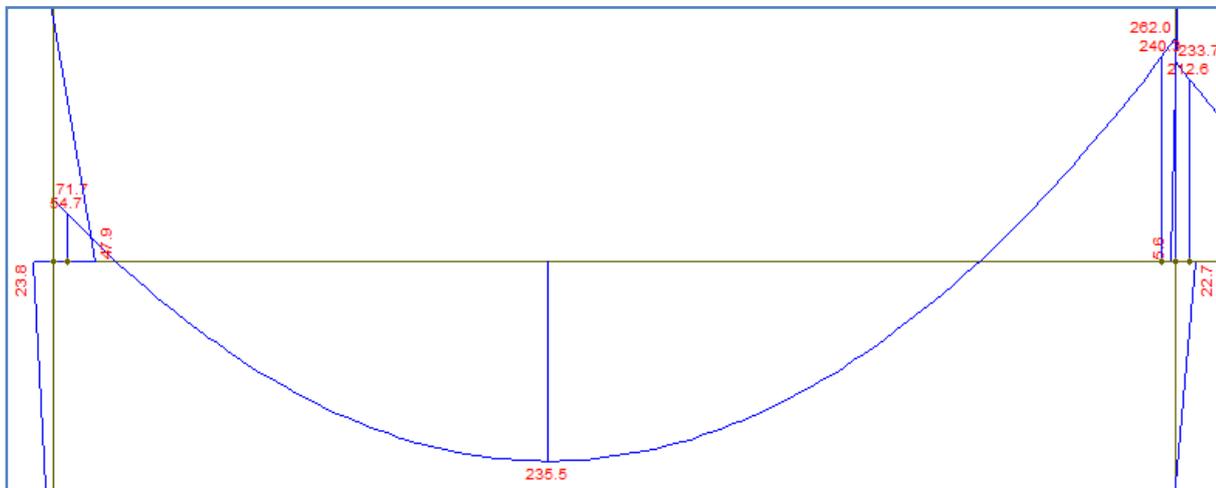


Fig. 4 Viga de extremidade, distribuição de momentos com ligações semi-rígidas



Quanto ao número de parafusos em cada ligação, deve-se à necessidade de mais parafusos para resistir ao corte nas ligações semi-rígidas. Isto acontece devido às menores espessuras das chapas de extremidade, o que leva a problemas de esmagamento destas.

Resta então comparar os reforços de alma necessários em cada caso.

Denota-se o mesmo comportamento verificado nos casos anteriores. As espessuras dos reforços são inferiores no caso das ligações semi-rígidas. A única exceção à regra é de novo apenas no caso da estrutura de 4 andares, na extremidade da viga ligada ao pilar extremo, supondo-se que a razão será a mesma.

Tabela 44 Reforços das almas dos elementos (mm), 2 andares

	<b>Pilar extremo</b>	<b>Pilar interior</b>	<b>Viga</b>
<b>Rígida</b>	13	26	10
<b>Semi rígida</b>	12	24	5
<b>redução %</b>	-7,7	-7,7	-50,0

Tabela 45 Reforços das almas dos elementos (mm), 4 andares

	<b>Pilar extremo</b>	<b>Pilar interior</b>	<b>Viga</b>
<b>Rígida</b>	8	20	7
<b>Semi rígida</b>	12	20	5
<b>redução %</b>	50,0	0,0	-28,6

A ter em conta que estes reforços foram efectuados com os elementos obtidos da análise dos pórticos. Atendendo ao facto do aumento dos perfis das vigas no caso das ligações semi-rígidas, os reforços necessários seriam ainda mais baixos dos aqui demonstrados, levando a uma ainda maior economia no uso das ligações semi-rígidas.



## CONCLUSÃO

Após a análise dos resultados e comparação dos vários casos em estudo, verifica-se claramente um benefício no uso das ligações semi-rígidas em estruturas metálicas, provando-se mais económicas que as restantes.

Também, e como esperado, notaram-se as dificuldades no cálculo destas ligações. No futuro, a presença de ferramentas de cálculo mais intuitivas, que facilitem a realização de várias iterações, certamente levará a um maior uso destas ligações na construção de estruturas metálicas.

É ainda de referir que o estudo de outras ligações que não do tipo chapa de extremidade prolongada podem ainda demonstrar melhor as vantagens das ligações semi-rígidas.



**BIBLIOGRAFIA**

CEN, Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios

CEN, Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1-8: Dimensionamento de ligações

Bayo, E., Cabrero, J.M. (2005). Development of practical design methods for steel structures with semi-rigid connections. Departamento de análise e dimensionamento estrutural, escola de arquitectura, Universidade de Navarra

Hooi, Tan Heng. (2006). Behaviour and strenght study on steel semi rigid connection using LUSAS. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica da Malásia.

Silva, L. Simões da. (2008) Ligações metálicas: métodos avançados de análise e dimensionamento. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra.

Madas, Panagiotis J. (1993). Advanced modeling of composite frames subjected to earthquake loading. Civil Engineering Department, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London. pp 83-113.

Trahair, NS et al. (1988). The behavior and design of steel structures to EC3. Taylor & Francis e-Library, (2007). pp 392-432

Martin, Lawrence. Purkiss, John. (1984). Structural Design of Steelwork. Elsevier (2008). pp 198-281



## ANEXOS

## CÁLCULOS RELATIVOS ÀS LIGAÇÕES DE CHAPA DE EXTREMIDADE PROLONGADA

## 1. Estrutura de 2 andares, ligação rígida, pilar exterior

Tabela A. 1 Características da chapa de extremidade

$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_{ep}$ (mm)	$p$ (mm)	$w$ (mm)	$e$ (mm)	$f_y$	$f_u$
80	140	14	70	50	45	275	410

Tabela A. 2 Características dos parafusos

Parafusos	$n$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$d_0$ (mm)	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$F_{trd}$
M20-8.8	8	251,3	20	22	640	800	144,7

Tabela A. 3 Características da estrutura na ligação e cargas

Perfil pilar	Alma do pilar (mm)	Perfil viga	Alma da viga (mm)	$M_{ed}$ (KN.m)	$V_{ed}$ (KN)
HEA 140	18,5	IPE 450	9,4	22,7	163

Tabela A. 4 Cálculo da zona de tensão

	<b>m</b>	<b>e</b>	<b>e<sub>min</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>			
Fila 1 (ebr)	11,15	45	45	70,05	13,9375			
Fila 2 (ibr)	11,15	45	45	70	13,9375			
	<b>F<sub>t,fc,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>		<b>F<sub>t,wc,rd</sub></b>	<b>w = w1</b>			
Fila 1 (ebr)	188,5	347988,8		305,5	0,857271			
Fila 2 (ibr)	188,5	347703,1		305,3	0,857458			
	<b>m ou m<sub>x</sub></b>	<b>e</b>	<b>e<sub>x</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>	<b>α</b>	<b>λ1</b>	<b>λ2</b>
Fila 1 (ebr)	35	45	45	70	13,9375			
Fila 2 (ibr)	11,15	45		51,475	13,9375	6	0,198	0,623
	<b>F<sub>t,ep,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>		<b>F<sub>t,wb,rd</sub></b>				
Fila 1 (ebr)	236,0	943250		180,9				
Fila 2 (ibr)	216,1	693625,6		133,0				
	<b>F<sub>t,rd</sub></b>							
Fila 1 (ebr)	180,9							
Fila 2 (ibr)	133,0							
soma	314,0							

Tabela A. 5 Cálculo da zona de compressão

$F_{c,ed}$	314,0					
$F_{c,rd}$	479,6					
$F_{c,wc,rd}$	$b_{eff}$	$\rho$	$\lambda_p$	$d_{wc}$	$k_{wc}$	$w$
479,6	148,21	1	0,212881295	92	0,7	0,9997
$F_{c,fb,rd}$	$M_{c,rd}$	<b>compressão</b>				
1074,9	468,05	<b>Alma coluna corte</b>				
$V_{wp,rd}$	$d/t_w <$	<b>69xE</b>	<b>max 1,9*F<sub>trd</sub></b>			
351,5	4,972973	63,78	275,05272			

Tabela A. 6 Cálculo do momento resistente da ligação

	$h_r$	$F_{t,rd}$	$M_{j,rd}$
Fila 1 (ebr)	485	180,9	87,7
Fila 2 (ibr)	415	133,0	55,2
		soma	142,9

Tabela A. 7 Cálculo da quantidade de parafusos necessários para resistir ao corte

$F_{v,rd}$	96,5			
$F_{b,cf,rd}$	$k_1$	$\alpha_b$	$F_{v,rd \min}$	<b>n parafusos</b>
56,3	1,4818182	0,681818	56,3	2,8
$F_{b,ep,rd}$	92,7			

## 2. Estrutura de 2 andares, ligação rígida, pilar interior

Tabela A. 8 Características da chapa de extremidade

$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_{ep}$ (mm)	$p$ (mm)	$w$ (mm)	$e$ (mm)	$f_y$	$f_u$
535	190	11	70	90	50	275	410

Tabela A. 9 Características dos parafusos

Parafusos	$n$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$d_0$ (mm)	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$F_{trd}$
M27-8.8	8	458,0	27	30	640	800	263,8

Tabela A. 10 Características da estrutura na ligação e cargas

Perfil pilar	Alma do pilar (mm)	Perfil viga	Alma da viga (mm)	$M_{ed}$	$V_{ed}$
HEA 220	33	IPE 450	19,4	394,3	247

Tabela A. 11 Cálculo da zona de tensão

	<b>m</b>	<b>e</b>	<b>e<sub>min</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>			
Fila 1 (ebr)	25,1	65	50	85	31,375			
Fila 2 (ibr)	25,1	65	50	70	31,375			
Fila 3 (ibr)	25,1	65	50	70	31,375			
	<b>F<sub>t,fc,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,rd</sub></b>		<b>w = w<sub>1</sub></b>			
Fila 1 (ebr)	318,1	707093,8	700,3		0,907973			
Fila 2 (ibr)	313,7	582312,5	593,8		0,934765			
Fila 3 (ibr)	313,7	582312,5	593,8		0,934765			
	<b>m ou m<sub>x</sub></b>	<b>e</b>	<b>e<sub>x</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>	<b>α</b>	<b>λ<sub>1</sub></b>	<b>λ<sub>2</sub></b>
Fila 1 (ebr)	35	50	50	95	31,375			
Fila 2 (ibr)	25,1	50		70	31,375	6,283185	0,334221	0,466045
Fila 3 (ibr)	25,1	50		70	31,375	6,283185	0,334221	0,466045
	<b>F<sub>t,ep,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,rd</sub></b>					
Fila 1 (ebr)	321,1	790281,3	506,8					
Fila 2 (ibr)	313,7	582312,5	373,4					
Fila 3 (ibr)	313,7	582312,5	373,4					
	<b>F<sub>t,rd</sub></b>							
Fila 1 (ebr)	318,1							
Fila 2 (ibr)	313,7							
Fila 3 (ibr)	313,7							
soma	945,7							

Tabela A. 12 Cálculo da zona de compressão

$F_{c,ed}$	945,7					
$F_{c,rd}$	1074,9					
$F_{c,wc,rd}$	$b_{eff}$	$\rho$	$\lambda_p$	$d_{wc}$	$k_{wc}$	$w$
1076,7	186,47	1	0,172062021	152	0,7	0,999917
$F_{c,fb,rd}$	$M_{c,rd}$	<b>compressão</b>				
1074,9	468,0	<b>Alma coluna corte</b>				
$V_{wp,rd}$	$d/t_w <$	<b>69xE</b>	<b>max 1,9*F<sub>trd</sub></b>			
990,2	4,6060606	63,78472	501,2			

Tabela A. 13 Cálculo do momento resistente da ligação

	$h_r$	$F_{t,rd}$	$M_{j,rd}$
Fila 1 (ebr)	485	318,1	154,3
Fila 2 (ibr)	415	313,7	130,2
Fila 3 (ibr)	380	313,7	119,2
	soma	403,7	

Tabela A. 14 Cálculo da quantidade de parafusos necessários para resistir ao corte

$F_{v,rd}$				
175,8				
$F_{b,cf,rd}$	$k_1$	$\alpha_b$	$F_{v,rd \min}$	n parafusos
128,5	2,5	0,527778	128,5	1,9
$F_{b,ep,rd}$				
128,5				

## 3. Estrutura de 2 andares, ligação semi-rígida, pilar exterior

Tabela A. 15 Características da chapa de extremidade

$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_{ep}$ (mm)	$p$ (mm)	$w$ (mm)	$e$ (mm)	$f_y$	$f_u$
430	140	8	70	70	35	275	410

Tabela A. 16 Características dos parafusos

Parafusos	$n$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$d_0$ (mm)	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$F_{trd}$
M20-8.8	6	251,3274	20	22	640	800	144,7

Tabela A. 17 Características da estrutura na ligação e cargas

Perfil pilar	Alma do pilar (mm)	Perfil viga	Alma da viga (mm)	$M_{ed}$ (KN.m)	$V_{ed}$ (KN)
HEA 140	17,5	IPE 360	8	93,7	170

Tabela A. 18 Cálculo da zona de tensão

	<b>m</b>	<b>e</b>	<b>e<sub>min</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>			
Fila 1 (ebr)	21,15	35	35	70	26,4375			
Fila 2 (ibr)	21,15	35	35	70	26,4375			
	<b>F<sub>t,fc,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,rd</sub></b>		<b>w = w<sub>1</sub></b>			
Fila 1 (ebr)	175,4628	347703,1	288,8562		0,857458			
Fila 2 (ibr)	175,4628	347703,1	288,8562		0,857458			
	<b>m ou m<sub>x</sub></b>	<b>e</b>	<b>e<sub>x</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>	<b>α</b>	<b>λ<sub>1</sub></b>	<b>λ<sub>2</sub></b>
Fila 1 (ebr)	35	35	35	70	26,4375			
Fila 2 (ibr)	21,15	35		70	26,4375	6,7	0,37667	0,62333
	<b>F<sub>t,ep,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,rd</sub></b>					
Fila 1 (ebr)	173,7941	308000	154					
Fila 2 (ibr)	173,7941	308000	154					
	<b>F<sub>t,rd</sub></b>							
Fila 1 (ebr)	154							
Fila 2 (ibr)	154							
soma	308							

Tabela A. 19 Cálculo da zona de compressão

$F_{c,ed}$	308					
$F_{c,rd}$	421,97436					
$F_{c,wc,rd}$	$b_{eff}$	$\rho$	$\lambda_p$	$d_{wc}$	$k_{wc}$	$w$
421,9744	137,8274	1	0,217018264	92	0,7	0,999711
$F_{c,fb,rd}$	$M_{c,rd}$	<b>compressão</b>				
806,8673	280,225	<b>Alma coluna corte</b>				
$V_{wp,rd}$	$d/t_w <$	<b>69xE</b>	<b>max 1,9*F<sub>trd</sub></b>			
332,5862	5,2571429	63,78472	275,05272			

Tabela A. 20 Cálculo do momento resistente da ligação

	$h_r$	$F_{t,rd}$	$M_{j,rd}$
Fila 1 (ebr)	395	154	60,83
Fila 2 (ibr)	325	154	50,05
	soma	110,88	

Tabela A. 21 Cálculo da quantidade de parafusos necessários para resistir ao corte

$F_{v,rd}$					
96,50973					
$F_{b,cf,rd}$	$k_1$	$\alpha_b$	$F_{v,rd \min}$	<b>n parafusos</b>	
73,92424	2,5	0,530303	69,57575758	2,44337979	
$F_{b,ep,rd}$					
69,57576					

Tabela A. 22 Cálculo da rigidez dos vários componentes e da ligação

$z$	347,3		
$k_1$	0,002547		
$k_2$	0,018352	$b_{\text{eff}}$	137,8274
$k_3$	0,009321	$b_{\text{eff}}$	70
	$l_{\text{eff}}$	$k_4$	
fila 1	70	0,004089	
fila 2	70	0,004089	
	sum	0,008179	
	$l_{\text{eff}}$	$k_5$	
fila 1	70	0,000752	
fila 2	70	0,003409	
	sum	0,004162	
	$L_b$	$k_{10}$	
fila 1	34	0,011827	
fila 2	34	0,011827	
	sum	0,023654	
	$K_{\text{eff},r}$	$h_r$	$K_{\text{eq}}$
fila 1	0,000566	395	0,001927
fila 2	0,00137	325	
$S_j$	26215,75		

## 4. Estrutura de 2 andares, ligação semi-rígida, pilar interior

Tabela A. 23 Características da chapa de extremidade

$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_{ep}$ (mm)	$p$ (mm)	$w$ (mm)	$e$ (mm)	$f_y$	$f_u$
435	170	8	70	90	40	275	410

Tabela A. 24 Características dos parafusos

Parafusos	$n$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$d_0$ (mm)	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$F_{trd}$
M27-8.8	10	458,0442	27	30	640	800	263,8335

Tabela A. 25 Características da estrutura na ligação e cargas

Perfil pilar	Alma do pilar (mm)	Perfil viga	Alma da viga (mm)	$M_{ed}$ (KN.m)	$V_{ed}$ (KN)
HEA 200	30,5	IPE 360	13	262	217

Tabela A. 26 Cálculo da zona de tensão

	<b>m</b>	<b>e</b>	<b>e<sub>min</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>			
Fila 1 (ebr)	25,6	55	40	75	32			
Fila 2 (ibr)	25,6	55	40	70	32			
Fila 3 (ibr)	25,6	55	40	70	32			
	<b>F<sub>t,fc,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,rd</sub></b>		<b>w = w<sub>1</sub></b>			
Fila 1 (ebr)	311,0519	515625	573,6408		0,911898			
Fila 2 (ibr)	309,8584	481250	541,3063		0,921961			
Fila 3 (ibr)	309,8584	481250	541,3063		0,921961			
	<b>m ou m<sub>x</sub></b>	<b>e</b>	<b>e<sub>x</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>	<b>α</b>	<b>λ<sub>1</sub></b>	<b>λ<sub>2</sub></b>
Fila 1 (ebr)	35	40	40	85	32			
Fila 2 (ibr)	25,6	40		70	32	6,9	0,390244	0,533537
Fila 3 (ibr)	25,6	40		70	32	6,9	0,390244	0,533537
	<b>F<sub>t,ep,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,rd</sub></b>					
Fila 1 (ebr)	306,1344	374000	303,875					
Fila 2 (ibr)	303,8427	308000	250,25					
Fila 3 (ibr)	303,8427	308000	250,25					
	<b>F<sub>t,rd</sub></b>							
Fila 1 (ebr)	303,875							
Fila 2 (ibr)	250,25							
Fila 3 (ibr)	250,25							
soma	804,375							

Tabela A. 27 Cálculo da zona de compressão

$F_{c,ed}$	804,375					
$F_{c,rd}$	806,86726					
$F_{c,wc,rd}$	$b_{eff}$	$\rho$	$\lambda_p$	$d_{wc}$	$k_{wc}$	$w$
935,7132	175,3274	1	0,169492345	134	0,7	0,999897
$F_{c,fb,rd}$	$M_{c,rd}$	<b>compressão</b>				
806,8673	280,225	<b>Alma coluna corte</b>				
$V_{wp,rd}$	$d/t_w <$	<b>69xE</b>	<b>max 1,9*F<sub>trd</sub></b>			
828,0718	4,3934426	63,78472	501,2835822			

Tabela A. 28 Cálculo do momento resistente da ligação

	$h_r$	$F_{t,rd}$	$M_{j,rd}$
Fila 1 (ebr)	395	303,875	120,0306
Fila 2 (ibr)	325	250,25	81,33125
Fila 3 (ibr)	290	250,25	72,5725
		soma	273,9344

Tabela A. 29 Cálculo da quantidade de parafusos necessários para resistir ao corte

$F_{v,rd}$				
175,889				
$F_{b,cf,rd}$	$k_1$	$\alpha_b$	$F_{v,rd \min}$	n parafusos
80,032	2,0333333	0,444444	64,0256	3,3
$F_{b,ep,rd}$				
64,0256				

Tabela A. 30 Cálculo da rigidez dos vários componentes e da ligação

$z$	347,3		
$k_1$	0,006341		
$k_2$	0,027935	$b_{\text{eff}}$	175,3274
$k_3$	0,011153	$b_{\text{eff}}$	70
<hr/>			
	$I_{\text{eff}}$	$k_4$	
fila 1	75	0,004023	
fila 2	70	0,003755	
fila 3	70	0,003755	
	sum	0,011533	
<hr/>			
	$I_{\text{eff}}$	$k_5$	
fila 1	85	0,000914	
fila 2	70	0,001923	
fila 3	70	0,001923	
	sum	0,004759	
<hr/>			
	$L_b$	$k_{10}$	
fila 1	35,5	0,020644	
fila 2	35,5	0,020644	
fila 3	35,5	0,020644	
	sum	0,061933	
<hr/>			
	$K_{\text{eff,r}}$	$h_r$	$K_{\text{eq}}$
fila 1	0,000675	395	0,002683
fila 2	0,001082	325	
fila 3	0,001082	290	
	$S_j$	62007,36	

## 5. Estrutura de 4 andares, ligação rígida, pilar exterior

Tabela A. 31 Características da chapa de extremidade

$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_{ep}$ (mm)	$p$ (mm)	$w$ (mm)	$e$ (mm)	$f_y$	$f_u$
545	190	8	70	70	60	275	410

Tabela A. 32 Características dos parafusos

Parafusos	$n$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$d_0$ (mm)	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$F_{trd}$
M20-8.8	6	251,3274	20	22	640	800	144,7646

Tabela A. 33 Características da estrutura na ligação e cargas

Perfil pilar	Alma do pilar (mm)	Perfil viga	Alma da viga (mm)	$M_{ed}$ (KN.m)	$V_{ed}$ (KN)
HEA 200	14,5	IPE 450	9,4	141,8	175

Tabela A. 34 Cálculo da zona de tensão

	<b>m</b>	<b>e</b>	<b>e<sub>min</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>			
Fila 1 (ebr)	15,6	65	60	95	19,5			
Fila 2 (ibr)	15,6	65	60	70	19,5			
	<b>F<sub>t,fc,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,rd</sub></b>		<b>w = w<sub>1</sub></b>			
Fila 1 (ebr)	198,0646	653125	329,0913		0,868744			
Fila 2 (ibr)	188,2712	481250	257,3423		0,921961			
	<b>m ou m<sub>x</sub></b>	<b>e</b>	<b>e<sub>x</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>	<b>α</b>	<b>λ<sub>1</sub></b>	<b>λ<sub>2</sub></b>
Fila 1 (ebr)	35	60	60	95	19,5			
Fila 2 (ibr)	15,6	60		67,7	19,5	6,5	0,206349	0,462963
	<b>F<sub>t,ep,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,rd</sub></b>					
Fila 1 (ebr)	184,6672	418000	245,575					
Fila 2 (ibr)	177,8228	297880	175,0045					
	<b>F<sub>t,rd</sub></b>							
Fila 1 (ebr)	184,6672							
Fila 2 (ibr)	175,0045							
soma	359,6717							

Tabela A. 35 Cálculo da zona de compressão

$F_{c,ed}$	359,67171					
$F_{c,rd}$	449,61563					
$F_{c,wc,rd}$	$b_{eff}$	$\rho$	$\lambda_p$	$d_{wc}$	$k_{wc}$	$w$
449,6156	177,2274	1	0,358444947	134	0,7	0,99978
$F_{c,fb,rd}$	$M_{c,rd}$	<b>compressão</b>				
1074,989	468,05	<b>Alma coluna corte</b>				
$V_{wp,rd}$	$d/t_w <$	<b>69xE</b>	<b>max 1,9*F<sub>trd</sub></b>			
393,6735	9,2413793	63,78472	275,05272			

Tabela A. 36 Cálculo do momento resistente da ligação

	$h_r$	$F_{t,rd}$	$M_{j,rd}$
Fila 1 (ebr)	485	184,6672	89,5636
Fila 2 (ibr)	415	175,0045	72,62687
		soma	162,1905

Tabela A. 37 Cálculo da quantidade de parafusos necessários para resistir ao corte

$F_{v,rd}$				
96,50973				
$F_{b,cf,rd}$	$k_1$	$\alpha_b$	$F_{v,rd \min}$	<b>n parafusos</b>
132,9394	2,5	0,810606	96,50972632	1,8
$F_{b,ep,rd}$				
106,3515				

## 6. Estrutura de 4 andares, ligação rígida, pilar interior

Tabela A. 38 Características da chapa de extremidade

$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_{ep}$ (mm)	$p$ (mm)	$w$ (mm)	$e$ (mm)	$f_y$	$f_u$
530	190	13	70	100	45	275	410

Tabela A. 39 Características dos parafusos

Parafusos	$n$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$d_0$ (mm)	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$F_{trd}$
M20-8.8	8	458,0442	27	30	640	800	263,8335

Tabela A. 40 Características da estrutura na ligação e cargas

Perfil pilar	Alma do pilar (mm)	Perfil viga	Alma da viga (mm)	$M_{ed}$ (KN.m)	$V_{ed}$ (KN)
HEA 280	28	IPE 450	16,4	387,3	240

Tabela A. 41 Cálculo da zona de tensão

	<b>m</b>	<b>e</b>	<b>e<sub>min</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>			
Fila 1 (ebr)	24,3	90	45	80	30,375			
Fila 2 (ibr)	24,3	90	45	70	30,375			
Fila 3 (ibr)	24,3	90	45	70	30,375			
	<b>F<sub>t,fc,rd</sub></b>		<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>		<b>F<sub>t,wc,rd</sub></b>		<b>w = w<sub>1</sub></b>	
Fila 1 (ebr)	327,1492		929500		583,5969		0,947398	
Fila 2 (ibr)	322,8991		813312,5		516,89		0,95898	
Fila 3 (ibr)	322,8991		813312,5		516,89		0,95898	
	<b>m ou m<sub>x</sub></b>	<b>e</b>	<b>e<sub>x</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>	<b>α</b>	<b>λ<sub>1</sub></b>	<b>λ<sub>2</sub></b>
Fila 1 (ebr)	35	45	45	95	30,375			
Fila 2 (ibr)	24,3	45		70	30,375	6,283185	0,350649	0,505051
Fila 3 (ibr)	24,3	45		70	30,375	6,283185	0,350649	0,505051
	<b>F<sub>t,ep,rd</sub></b>		<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>		<b>F<sub>t,wb,rd</sub></b>			
Fila 1 (ebr)	333,5244		1103781		428,45			
Fila 2 (ibr)	322,8991		813312,5		315,7			
Fila 3 (ibr)	322,8991		813312,5		315,7			
	<b>F<sub>t,rd</sub></b>							
Fila 1 (ebr)	327,1492							
Fila 2 (ibr)	315,7							
Fila 3 (ibr)	315,7							
soma	958,5492							

Tabela A. 42 Cálculo da zona de compressão

$F_{c,ed}$	958,54921					
$F_{c,rd}$	1074,9885					
$F_{c,wc,rd}$	$b_{eff}$	$\rho$	$\lambda_p$	$d_{wc}$	$k_{wc}$	$w$
1123,481	229,2985	1	0,25535432	196	0,7	0,999927
$F_{c,fb,rd}$	$M_{c,rd}$	<b>compressão</b>				
1074,989	468,05	<b>Alma coluna corte</b>				
$V_{wp,rd}$	$d/t_w <$	<b>69xE</b>	<b>max 1,9*F<sub>trd</sub></b>			
1080,28	7	63,78472	501,2835822			

Tabela A. 43 Cálculo do momento resistente da ligação

	$h_r$	$F_{t,rd}$	$M_{j,rd}$
Fila 1 (ebr)	485	327,1492	158,6674
Fila 2 (ibr)	415	315,7	131,0155
Fila 3 (ibr)	380	315,7	119,966
		soma	409,6489

Tabela A. 44 Cálculo da quantidade de parafusos necessários para resistir ao corte

$F_{v,rd}$				
175,889				
$F_{b,cf,rd}$	$k_1$	$\alpha_b$	$F_{v,rd \min}$	n parafusos
143,91	2,5	0,5	143,91	1,68
$F_{b,ep,rd}$				
143,91				

## 7. Estrutura de 4 andares, ligação semi-rígida, pilar exterior

Tabela A. 45 Características da chapa de extremidade

$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_{ep}$ (mm)	$p$ (mm)	$w$ (mm)	$e$ (mm)	$f_y$	$f_u$
435	170	10	70	90	40	275	410

Tabela A. 46 Características dos parafusos

Parafusos	$n$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$d_0$ (mm)	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$F_{trd}$
M20-8.8	6	361,9115	24	26	640	800	208,461

Tabela A. 47 Características da estrutura na ligação e cargas

Perfil pilar	Alma do pilar (mm)	Perfil viga	Alma da viga (mm)	$M_{ed}$ (KN.m)	$V_{ed}$ (KN)
HEA 200	18,5	IPE 360	12	170	190

Tabela A. 48 Cálculo da zona de tensão

	<b>m</b>	<b>e</b>	<b>emin</b>	<b>leff</b>	<b>n</b>			
Fila 1 (ebr)	25,6	55	40	75	32			
Fila 2 (ibr)	25,6	55	40	70	32			
	<b>F<sub>t,fc,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,rd</sub></b>		<b>w = w<sub>1</sub></b>			
Fila 1 (ebr)	249,527	515625	347,946		0,911898			
Fila 2 (ibr)	248,3334	481250	328,3333		0,921961			
	<b>m ou m<sub>x</sub></b>	<b>e</b>	<b>e<sub>x</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>	<b>α</b>	<b>λ<sub>1</sub></b>	<b>λ<sub>2</sub></b>
Fila 1 (ebr)	35	40	40	85	32			
Fila 2 (ibr)	25,6	40		70	32	6	0,390244	0,533537
	<b>F<sub>t,ep,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,rd</sub></b>					
Fila 1 (ebr)	251,9141	584375	280,5					
Fila 2 (ibr)	248,3334	481250	231					
	<b>F<sub>t,rd</sub></b>							
Fila 1 (ebr)	249,527							
Fila 2 (ibr)	231							
soma	480,527							

Tabela A. 49 Cálculo da zona de compressão

$F_{c,ed}$	480,52699					
$F_{c,rd}$	576,67956					
$F_{c,wc,rd}$	$b_{eff}$	$\rho$	$\lambda_p$	$d_{wc}$	$k_{wc}$	$w$
576,6796	178,1558	1	0,281678254	134	0,7	0,999827
$F_{c,fb,rd}$	$M_{c,rd}$	<b>compressão</b>				
806,8673	280,225	<b>Alma coluna corte</b>				
$V_{wp,rd}$	$d/t_w <$	$69xE$	$max 1,9*F_{trd}$			
502,2731	7,2432432	63,78472	396,0759168			

Tabela A. 50 Cálculo do momento resistente da ligação

	$h_r$	$F_{t,rd}$	$M_{j,rd}$
Fila 1 (ebr)	395	249,527	98,56316
Fila 2 (ibr)	325	231	75,075
		soma	173,6382

Tabela A. 51 Cálculo da quantidade de parafusos necessários para resistir ao corte

$F_{v,rd}$				
138,974				
$F_{b,cf,rd}$	$k_1$	$\alpha_b$	$F_{v,rd min}$	n parafusos
100,9231	2,5	0,512821	100,9230769	1,8
$F_{b,ep,rd}$				
100,9231				

Tabela A. 52 Cálculo da rigidez dos vários componentes e da ligação

$z$	347,3		
$k_1$	0,003846		
$k_2$	0,017217	$b_{\text{eff}}$	178,1558
$k_3$	0,006765	$b_{\text{eff}}$	70
	$l_{\text{eff}}$	$k_4$	
fila 1	75	0,004023	
fila 2	70	0,003755	
	sum	0,007778	
	$l_{\text{eff}}$	$k_5$	
fila 1	85	0,001784	
fila 2	70	0,003755	
	sum	0,005539	
	$L_b$	$k_{10}$	
fila 1	37,5	0,015442	
fila 2	37,5	0,015442	
	sum	0,030883	
	$K_{\text{eff},r}$	$h_r$	$K_{\text{eq}}$
fila 1	0,000979	395	0,002369
fila 2	0,001342	325	
$S_j$	34220,01		

## 8. Estrutura de 4 andares, ligação semi-rígida, pilar interior

Tabela A. 53 Características da chapa de extremidade

$h_{ep}$ (mm)	$b_{ep}$ (mm)	$t_{ep}$ (mm)	$p$ (mm)	$w$ (mm)	$e$ (mm)	$f_y$	$f_u$
430	170	12	70	100	35	275	410

Tabela A. 54 Características dos parafusos

Parafusos	$n$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$d$ (mm)	$d_0$ (mm)	$f_{yb}$	$f_{ub}$	$F_{trd}$
M20-8.8	10	458,0442	27	30	640	800	263,8335

Tabela A. 55 Características da estrutura na ligação e cargas

Perfil pilar	Alma do pilar (mm)	Perfil viga	Alma da viga (mm)	$M_{ed}$ (KN.m)	$V_{ed}$ (KN)
HEA 280	28	IPE 360	13	270	220

Tabela A. 56 Cálculo da zona de tensão

	<b>m</b>	<b>e</b>	<b>e<sub>min</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>			
Fila 1 (ebr)	24,3	90	35	70	30,375			
Fila 2 (ibr)	24,3	90	35	70	30,375			
Fila 3 (ibr)	24,3	90	35	70	30,375			
	<b>F<sub>t,fc,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,rd</sub></b>		<b>w = w<sub>1</sub></b>			
Fila 1 (ebr)	322,8991	813312,5	516,89		0,95898			
Fila 2 (ibr)	322,8991	813312,5	516,89		0,95898			
Fila 3 (ibr)	322,8991	813312,5	516,89		0,95898			
	<b>m ou m<sub>x</sub></b>	<b>e</b>	<b>e<sub>x</sub></b>	<b>l<sub>eff</sub></b>	<b>n</b>	<b>α</b>	<b>λ<sub>1</sub></b>	<b>λ<sub>2</sub></b>
Fila 1 (ebr)	35	35	35	85	30,375			
Fila 2 (ibr)	24,3	35		70	30,375	7	0,409781	0,590219
Fila 3 (ibr)	24,3	35		70	30,375	7	0,409781	0,590219
	<b>F<sub>t,ep,rd</sub></b>	<b>M<sub>pl,2,rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,rd</sub></b>					
Fila 1 (ebr)	323,9302	841500	303,875					
Fila 2 (ibr)	318,4981	693000	250,25					
Fila 3 (ibr)	318,4981	693000	250,25					
	<b>F<sub>t,rd</sub></b>							
Fila 1 (ebr)	303,875							
Fila 2 (ibr)	250,25							
Fila 3 (ibr)	250,25							
soma	804,375							

Tabela A. 57 Cálculo da zona de compressão

$F_{c,ed}$	804,375					
$F_{c,rd}$	806,86726					
$F_{c,wc,rd}$	$b_{eff}$	$\rho$	$\lambda_p$	$d_{wc}$	$k_{wc}$	$w$
1107,243	225,9843	1	0,253502194	196	0,7	0,999928
$F_{c,fb,rd}$	$M_{c,rd}$	<b>compressão</b>				
806,8673	280,225	<b>Alma coluna corte</b>				
$V_{wp,rd}$	$d/t_w <$	<b>69xE</b>	<b>max 1,9*F<sub>trd</sub></b>			
1080,28	7	63,78472	501,2835822			

Tabela A. 58 Cálculo do momento resistente da ligação

	$h_r$	$F_{t,rd}$	$M_{j,rd}$
Fila 1 (ebr)	395	303,875	120,0306
Fila 2 (ibr)	325	250,25	81,33125
Fila 3 (ibr)	290	250,25	72,5725
		soma	273,9344

Tabela A. 59 Cálculo da quantidade de parafusos necessários para resistir ao corte

$F_{v,rd}$				
175,889				
$F_{b,cf,rd}$	$k_1$	$\alpha_b$	$F_{v,rd \min}$	<b>n parafusos</b>
70,1428	1,5666667	0,388889	64,7472	3,4
$F_{b,ep,rd}$				
64,7472				

Tabela A. 60 Cálculo da rigidez dos vários componentes e da ligação

$z$	347,3		
$k_1$	0,008272		
$k_2$	0,022598	$b_{\text{eff}}$	225,9843
$k_3$	0,007	$b_{\text{eff}}$	70
	$I_{\text{eff}}$	$k_4$	
fila 1	70	0,009646	
fila 2	70	0,009646	
fila 3	70	0,009646	
	sum	0,028938	
	$I_{\text{eff}}$	$k_5$	
fila 1	85	0,003083	
fila 2	70	0,007587	
fila 3	70	0,007587	
	sum	0,018257	
	$L_b$	$k_{10}$	
fila 1	42,5	0,017244	
fila 2	42,5	0,017244	
fila 3	42,5	0,017244	
	sum	0,051732	
	$K_{\text{eff},r}$	$h_r$	$K_{\text{eq}}$
fila 1	0,00159	395	0,005867
fila 2	0,002292	325	
fila 3	0,002292	290	
$S_j$	117980,2		