



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Nuno Gustavo dos Santos Gomes

AVALIAÇÃO COMPARATIVA DO EFEITO DO
NÍVEL DE SISMICIDADE EM EDIFÍCIOS
EM AÇO E MISTAS AÇO-BETÃO

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre Engenharia Civil, na Especialidade de Mecânica Estrutural, sob a orientação do Professor Doutor Luís Alberto Proença Simões da Silva e do Professor Doutor Rui António Duarte Simões, e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Coimbra, Setembro de 2020

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Nuno Gustavo dos Santos Gomes

**AVALIAÇÃO COMPARATIVA DO EFEITO DO
NÍVEL DE SISMICIDADE EM EDIFÍCIOS
EM AÇO E MISTAS AÇO-BETÃO
COMPARATIVE EVALUATION OF THE SEISMICITY LEVEL
EFFECT IN STEEL AND COMPOSITE BUILDINGS**

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica Estrutural,
orientada pelo Professor Doutor Luís Simões da Silva e pelo Professor Doutor Rui Simões

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Setembro de 2020

1 2  9 0

UNIVERSIDADE D
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação, e de todo o meu percurso académico, não teria sido possível sem a ajuda e o apoio de todos aqueles que nestes últimos anos, e durante toda a minha vida, sempre estiveram ao meu lado. O meu sincero agradecimento.

Em primeiro lugar, agradeço aos meus orientadores. Ao professor Luís Simões da Silva por ter sugerido um tema para a dissertação mais desafiante que o inicialmente previsto, inserido numa equipa de trabalho, e que me permitisse expandir os meus conhecimentos enquanto fazia a ponte entre o que é o desenvolvimento de projeto, e o que é ensinado na universidade. Ao professor Rui Simões por toda a disponibilidade, partilha de conhecimento e preocupação, não só com o desenvolvimento desta dissertação, mas também como o meu percurso académico e futuro profissional.

À equipa de trabalho, às imensas horas de partilha de ideias, conhecimentos e experiências. Obrigado por me tirarem da zona de conforto.

Ao gabinete S.F.4.17. Ao Jorge, à Francisca. Obrigado pelo incentivo e ajuda. Obrigado por serem bons ouvintes.

Aos amigos e colegas de faculdade. Obrigado pelas experiências partilhadas, pelo convívio, pelas conversas longas.

Por fim, à minha família. Obrigado pela preocupação e apoio. Obrigado pela paciência. Obrigado à minha mãe por não descansar. Obrigado ao meu pai por me manter os pés assentes.

RESUMO

Durante o período de vida útil de uma estrutura, esta encontra-se sujeita a diversas ações entre as quais se poderá destacar a ação sísmica. Quando sujeita a um sismo, o desempenho de uma estrutura é avaliado conforme o nível de danos que esta apresenta, assim como os danos provocados nos elementos não estruturais, devendo ser sempre garantida a proteção das vidas humanas, assim como a operacionalidade das estruturas importantes para a proteção civil. Devido à imprevisibilidade associada a este tipo de ação e às consequências que a mesma poderá trazer, em situação de projeto pode tornar-se difícil encontrar um equilíbrio entre o desempenho mínimo pretendido para a estrutura, e a solução mais económica.

A presente dissertação, inserida num estudo elaborado pela Universidade de Coimbra para a fabricante mundial de aço *ArcelorMittal*, *Collective Housing - benchmark study on different structural systems for the residential market*, enquadra-se no tema supramencionado. Na sua elaboração, foram dimensionadas três soluções habitualmente adotadas para a construção de um edifício em estrutura metálica e mista aço-betão, com e sem consideração da ação sísmica. Posteriormente foi realizada uma avaliação da competitividade em relação às quantidades de materiais necessárias para a construção das soluções mencionadas, e de outras duas alternativas estruturais inseridas no mesmo estudo: uma estrutura composta essencialmente por elementos pré-fabricados de betão armado, e uma estrutura maioritariamente formada por painéis de madeira lamelada-colada cruzada (CLT). Por fim, foram comparados os planeamentos da execução de todas as estruturas.

Todas as análises estruturais, quer para a situação de projeto corrente, quer para a situação de projeto sísmica, foram realizadas com recurso ao software de cálculo por elementos finitos *ETABS*. Na determinação dos efeitos sísmicos e dos efeitos das outras ações incluídas no projeto sísmico, foi adotado o método de análise modal por espectro de resposta. Os dimensionamentos de todas as alternativas foram realizados com base nos Eurocódigos.

Com a realização desta dissertação pretendem-se avaliar a competitividade das diferentes soluções estruturais consideradas neste trabalho, relativamente às quantidades de materiais e tempos de execução necessários para a sua construção.

Palavras-chave: Eurocódigo 3; Eurocódigo 4; Eurocódigo 8; Estruturas metálicas; Estruturas mistas aço-betão; Dimensionamento sísmico; Ductilidade média (DCM); Análise modal por espectro de resposta.

ABSTRACT

During its lifetime a structure can be exposed to several actions, in which the seismic action plays an important role. When subjected to an earthquake, the performance of a structure is evaluated by the level of damage that it presents, as well as the damage caused to the non-structural elements, having always to be guaranteed the protection of human lives, as well as the functioning of important structures for civil protection. Due to the unpredictability associated with this type of action and the consequences that it can bring, during the development of a project, it can be difficult to find a balance between the minimum desired performance for the structure and the most economical solution.

The present dissertation, inserted in a study prepared by the University of Coimbra for the world steel manufacturer *ArcelorMittal*, *Collective Housing - benchmark study on different structural systems for the residential market*, fits the theme mentioned above. In its elaboration, three solutions usually adopted for the construction of a building in metallic and composite steel-concrete structure were designed, with and without considering the seismic action. Subsequently, an assessment of competitiveness was carried out in relation to the quantities of materials required for the construction of the solutions mentioned, and of two other structural alternatives included in the same study: a structure composed essentially of prefabricated reinforced concrete elements, and a structure mainly formed by cross-laminated timber panels (CLT). Finally, the execution programmes for all solutions were compared.

All structural analyzes, both for the current and seismic design, were performed using the finite element calculation software *ETABS*[®]. The seismic effects and the effects of the other actions included in the seismic project were taken into account with an analysis by response spectrum. The design of all alternatives was carried out based on Eurocodes.

This dissertation intends to evaluate the competitiveness of the different structural solutions considered in this work, in relation to the quantities of materials and execution times associated with their constructions.

Keywords: Eurocode 3; Eurocode 4; Eurocode 8; Steel structures; Composite steel-concrete structures; Seismic Design; Medium ductility (DCM); Modal response spectrum analysis.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Estado da arte.....	2
1.2.1. Construção em estrutura metálica e mista aço-betão.....	2
1.2.2. Construção de estruturas compostas por outros materiais.....	4
1.3. Objetivos.....	5
1.4. Estrutura da dissertação.....	6
2. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS E MISTAS AÇO-BETÃO DE ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS	8
2.1. Introdução.....	8
2.2. Dimensionamento segundo o Eurocódigo 3 (EN 1993).....	8
2.2.1. Generalidades	8
2.2.2. Análise global e efeitos de segunda ordem	8
2.2.3. Imperfeições	9
2.2.4. Classificação das secções	9
2.2.5. Estados limites últimos.....	10
2.2.6. Estados limites de serviço	11
2.3. Dimensionamento segundo o Eurocódigo 4 (EN 1994).....	12
2.3.1. Generalidades	12
2.3.2. Análise global de vigas mistas	13
2.3.3. Classificação das secções	17
2.3.4. Estados limites últimos.....	17
2.3.5. Estados limites de serviço	19
2.4. Dimensionamento segundo o Eurocódigo 8 (EN 1998).....	20
2.4.1. Generalidades	20
2.4.2. Princípios do dimensionamento sísmico	21
2.4.3. Ação sísmica.....	22
2.4.4. Elementos sísmicos primários e secundários	24

2.4.5. Análise estrutural	24
2.4.6. Cálculo e limitação do deslocamento relativo entre pisos.....	26
2.4.7. Efeitos de segunda ordem.....	26
2.4.8. Condições de ductilidade global e local	27
2.4.9. Regras específicas para edifícios em aço e mistos aço-betão.....	28
3. ESTUDO PARAMÉTRICO	30
3.1. Introdução	30
3.2. Descrição da estrutura	30
3.3. Materiais	33
3.3.1. Introdução.....	33
3.3.2. Aço	33
3.3.3. Betão.....	33
3.4. Quantificação das ações.....	34
3.4.1. Ações	34
3.4.2. Ação sísmica.....	36
3.5. Combinações de ações.....	37
3.5.1. Coeficientes de simultaneidade	37
3.5.2. Estados limites últimos.....	37
3.5.3. Estados limites de serviço	38
3.6. Solução estrutural em aço S355.....	38
3.6.1. Sem ação sísmica (caso de referência)	38
3.6.2. Considerando a ação sísmica.....	44
3.7. Solução estrutural em aço S460.....	52
3.7.1. Sem ação sísmica.....	52
3.7.2. Considerando a ação sísmica.....	56
3.8. Solução estrutural em aço S355 com núcleos de betão armado	59
3.8.1. Sem ação sísmica.....	59
3.8.2. Considerando a ação sísmica.....	61
4. ANÁLISE COMPARATIVA DAS DIFERENTES SOLUÇÕES	64
4.1. Introdução.....	64

4.2. Análise das quantidades de materiais necessárias	65
4.3. Análise dos planeamentos da execução	69
5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	71
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72
CRÉDITOS DE IMAGEM.....	73
ANEXO A – SOLUÇÕES ADOTADAS PARA AS COLUNAS	A-1

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

Entende-se por ação sísmica o conjunto de acelerações, velocidades e deslocamentos impostos à base de uma determinada estrutura, sendo estes efeitos caracterizados pelas vibrações que ocorrem no solo. Desta interação dinâmica entre o terreno e a estrutura, resultam deformações que por sua vez originam esforços adicionais. Quando sujeita à ação sísmica, o desempenho de uma estrutura é avaliado conforme o nível de danos que esta apresenta, assim como os danos provocados nos elementos não estruturais, devendo ser sempre garantida a proteção das vidas humanas, assim como a operacionalidade das estruturas importantes para a proteção civil (Figura 1.1). Contudo, devido à imprevisibilidade associada a este tipo de ação e às consequências que a mesma poderá trazer, em situação de projeto pode tornar-se difícil encontrar um equilíbrio entre o desempenho mínimo pretendido para a estrutura, e a solução mais económica. Atualmente, em Portugal e em grande parte da Europa, o regulamento para a situação de projeto de estruturas para resistência aos sismos é o Eurocódigo 8 (CEN, 2010a). Segundo esta norma deverá ser utilizado para o dimensionamento de estruturas o método de cálculo pela capacidade real, que ao definir as zonas nas quais deverá ser dada a dissipação, conduz a soluções estruturais mais económicas e fáceis de conceber, comparativamente a uma abordagem na qual todos os seus elementos possuam tal comportamento.



a)



b)

Figura 1.1 – Estruturas sem capacidade para resistir à ação sísmica
a) habitação em Fillmore, 1994. b) Cypress Freeway, Oakland, 1989.

À semelhança do que acontece para a situação de projeto corrente, no dimensionamento sísmico, é fundamental equacionar diferentes materiais para os elementos de uma estrutura, uma vez que, para além do seu desempenho estrutural, também deverão ser tidos em conta os custos associados à matéria prima e à construção, de modo a obter a solução mais competitiva.

1.2. Estado da arte

1.2.1. Construção em estrutura metálica e mista aço-betão

A execução de estruturas metálicas tem vindo em crescendo nas últimas décadas, em particular na construção de edifícios de escritórios, industriais, desportivos e até mesmo habitacionais. Também na construção de pontes esta solução estrutural é recorrentemente a opção escolhida. Mais recentemente, devido à progressiva preocupação em consumir energias renováveis, houve uma forte expansão na construção de torres eólicas (Figura 1.2-a)). Inserida na categoria de construção em estrutura metálica encontra-se também a construção em aço leve ou LSF (“*Light Steel Framing*”) (Figura 1.2-b)). Apesar de ser um sistema estrutural ainda pouco utilizado em Portugal, sobretudo em edifícios com três ou mais pisos, à medida que esta alternativa construtiva vai sendo implementada, conseqüentemente, surgirá uma maior oferta de mercado, tornando este tipo de sistema mais competitivo. Relativamente às estruturas mistas aço-betão, tal como conhecidas nos dias de hoje, são soluções estruturais recorrentemente utilizadas em pontes e edifícios correntes quando é necessário obter resistências elevadas para os elementos, sem que haja um acréscimo considerável das quantidades de materiais (Figura 1.2-c)).



a)



b)



c)

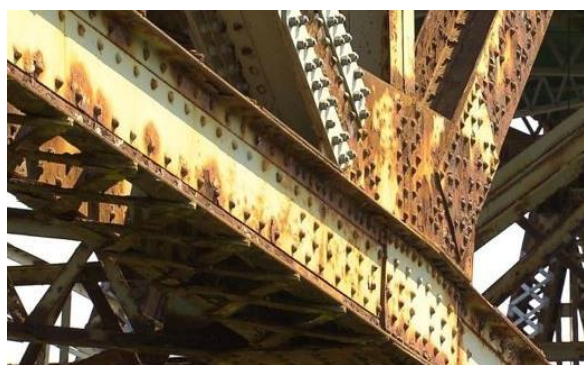
Figura 1.2

a) torres eólicas. b) estrutura em aço leve. c) laje mista com chapa colaborante sobre um viga em aço.

Estabelecendo uma comparação entre estas soluções estruturais e outras alternativas tradicionalmente utilizadas, apesar do elevado custo da fabricação do aço, é possível, através da otimização do processo construtivo, obter soluções bastante competitivas. Como principais vantagens da utilização de sistemas estruturais em aço, podem ser compreendidas o reduzido tempo de elevação da estrutura, assim como a simplicidade da assemblagem da mesma, conduzindo a estaleiros de menores dimensões, onde também é requerida menor presença de mão de obra especializada. Tal eficácia só é possível graças ao desenvolvimento tecnológico dos sistemas de corte e montagem que compõem o processo de pré-fabricação das componentes

de uma estrutura. A elevada resistência do aço estrutural conjugada com o reduzido peso específico do mesmo, permite a obtenção de estruturas compostas por elementos esbeltos. Em pontes e edifícios habitacionais, de escritórios e de estacionamentos, é recorrentemente tirado partido das lajes colocadas sobre perfis metálicos que, se devidamente ligadas, permitem o desenvolvimento de um comportamento misto aço-betão para as vigas. Deste modo, é possível aproveitar a complementaridade dos dois materiais: (i) o betão apresenta um bom comportamento à compressão, enquanto que o aço possui elevado desempenho à tração; (ii) sendo os perfis metálicos esbeltos e conseqüentemente condicionados por problemas de estabilidade, o betão assume a função de elemento estabilizador; (iii) o aço confere ductilidade à estrutura; (iv) o coeficiente de dilatação térmica dos dois materiais é semelhante; (v) as faces dos perfis metálicos em contacto com laje de betão encontram-se protegidas da corrosão e de exposição direta com as chamas na ocorrência de incêndio sobre o piso. Para elementos totalmente embebidos em betão, é garantida proteção total contra a corrosão e um retardamento substancial no aumento das temperaturas dos perfis metálicos em caso de incêndio. Estes aspetos são de extrema importância, uma vez que se traduzem de forma direta nos custos de uma obra, sendo possível conceber estruturas leves, com elevada economia de material. No que toca à sustentabilidade, o aço caracteriza-se por ter um bom comportamento visto que, sempre que seja possível a sua extração após a desconstrução de uma estrutura, este poderá ser reciclado, completando assim o seu ciclo de vida.

As principais desvantagens da construção metálica são, geralmente, a suscetibilidade à corrosão e constante necessidade de manutenção dos esquemas de proteção, assim como a elevada perda das propriedades resistentes do aço quando sujeito a elevadas temperaturas em situação de incêndio (Figuras 1.3). Devido à elevada esbelteza dos perfis metálicos, usualmente o seu dimensionamento encontra-se condicionado por fenómenos de instabilidade. Contudo, apesar das desvantagens enunciadas, a construção em estrutura metálica e mista aço-betão consegue ser em muitos dos casos a solução mais competitiva.



a)



b)

Figura 1.3

a) corrosão em perfis metálicos. b) deformações em perfis metálicos após a ocorrência de um incêndio.

1.2.2. Construção de estruturas compostas por outros materiais

Como principais alternativas às soluções estruturais metálicas e mistas aço-betão encontram-se as estruturas em betão armado e as estruturas compostas por elementos de madeira.

Atualmente em Portugal, o sistema construtivo mais utilizado, sobretudo na construção de edifícios habitacionais, é formado por elementos estruturais de betão armado e paredes, interiores e exteriores, em alvenaria de tijolo furado (Figura 1.4-a)). Relativamente à construção de pontes, as estruturas em betão armado e pré-esforçado hoje em dia continuam a ser maioritariamente a solução adotada. Como principais vantagens da utilização deste material, entendem-se: o bom desempenho quando sujeito a esforços de compressão; versatilidade relativamente à utilização de pré-esforço; reduzido custo de fabricação; possibilidade da utilização de adjuvantes e adições de modo a melhorar certas propriedades ou adquirir propriedades especiais; facilidade de moldagem e elevada trabalhabilidade. Nos últimos anos tem-se verificado uma maior utilização de painéis pré-fabricados de elevadas dimensões e elementos acabados de betão armado em estruturas correntes, conduzindo à minimização escoramentos e betonagens em obra e, consecutivamente, à redução dos tempos de construção (Figura 1.4-b)).



a)



b)

Figura 1.4

a) construção tradicional em betão armado e alvenaria. b) construção com paredes de betão armado pré-fabricadas.

Relativamente às desvantagens da utilização deste material, destacam-se os elevados pesos das estruturas, técnicas construtivas morosas e elevada suscetibilidade à ocorrência de má gestão de mão de obra. A construção em betão armado também se destaca pela elevada produção de resíduos de construção e fraca reciclabilidade.

Como referido anteriormente, outra alternativa às soluções estruturais metálicas e mistas aço-betão são as estruturas compostas por elementos de madeira, sendo os principais processos construtivos a construção em toros (Figura 1.5-a)) e a construção leve ou com painéis de

madeira (Figura 1.5-b)). Em Portugal é possível encontrar ambos os sistemas, sendo, no entanto, a maioria das empresas especializadas em apenas um dos sistemas. Atualmente, à execução destas duas opções está associado um elevado grau de preparação e pré-fabricação, sendo assim possível enviar para o local da obra todo o material na sequência correta, afim de executar as etapas de assemblagem previamente definidas. Deste modo, é possível erguer estruturas de forma célere e minimizar a produção de resíduos de construção. Relativamente à resistência à ação do fogo, a madeira apresenta um bom comportamento, podendo até, através do abaixamento da humidade em situação de incêndio, existir um ligeiro aumento da capacidade de carga, sendo, geralmente, a resistência ao fogo dos elementos de madeira condicionada pela perda de secção estrutural, e não pela degradação das suas propriedades mecânicas (Ferreira, 2009).



a)



b)

Figura 1.5

a) construção em toros. b) construção com painéis de madeira.

Uma das principais desvantagens da utilização deste material é a elevada variabilidade das suas propriedades mecânicas, sendo estas fortemente condicionadas por defeitos e anomalias existentes nas peças de madeira (nós, fio inclinado, fendas, empenos, descaio, taxa de crescimento, bolsas de resina e ataques de fungos e insetos).

Economicamente, a construção em madeira, com soluções suficientemente industrializadas, pode ser bastante competitiva, quando comparada com as alternativas tradicionais.

1.3. Objetivos

A presente dissertação tem como principal objetivo estabelecer uma comparação entre três soluções habitualmente adotadas para a construção de um edifício em estrutura metálica e mista aço-betão. Inserido num estudo elaborado pela Universidade de Coimbra para a fabricante mundial de aço *ArcelorMittal*, *Collective Housing - benchmark study on different structural*

systems for the residential market, o trabalho aqui apresentado constituirá a parte desse mesmo estudo que compreende o dimensionamento das estruturas de acordo com os Eurocódigos, o planeamento da execução e a quantificação global dos custos de um edifício de sete pisos com utilização mista. Serão analisadas três alternativas estruturais compostas por diferentes materiais: uma em aço da classe estrutural S355, seguida de uma alternativa em aço da classe estrutural S460. Por fim, a terceira solução será formada por elementos em aço da classe estrutural S355 com núcleos de betão nas zonas onde serão construídas as escadas e instalados os elevadores. É de referir que todos os edifícios foram estudados considerando a sua localização em duas zonas climáticas distintas, Londres (Reino Unido) e Faro (Portugal), tendo sido na primeira desprezada a ação sísmica. Para a cidade de Faro, admitiu-se que a estrutura estaria sujeita a um sismo de intensidade moderada, tendo que cumprir os requisitos estabelecidos pelo Eurocódigo 8 para pertencer à classe de ductilidade média. Serão também apresentadas as particularidades do dimensionamento de cada uma das alternativas estruturais e justificadas as opções tomadas de maior relevância. Todas as análises estruturais, quer para a situação de projeto corrente, quer para a situação de projeto sísmica, foram realizadas com recurso ao software de cálculo por elementos finitos *ETABS*[®]. Na determinação dos efeitos sísmicos e dos efeitos das outras ações incluídas no projeto sísmico, foi adotado o método de análise modal por espectro de resposta.

Por último, obtidas as quantidades de materiais necessárias para a construção de cada uma das alternativas do edifício em estrutura metálica e mista aço-betão, estas foram comparadas com as quantidades correspondentes a duas outras alternativas inseridas no mesmo estudo: uma estrutura composta essencialmente por elementos pré-fabricados de betão armado, e uma estrutura maioritariamente formada por painéis de madeira lamelada-colada cruzada (CLT). Serão ainda apresentados e comparados de uma forma geral os planeamentos da execução de todas as soluções mencionadas. Desta forma consegue-se obter uma avaliação da competitividade destas soluções quando aplicadas a um edifício residencial com 7 pisos, motivo pelo qual a *Arcelor Mittal* solicitou ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, em particular ao grupo de Construção Metálica e Mista, o desenvolvimento do estudo acima referido.

1.4. Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em 5 capítulos, sendo de seguida descritos os seus conteúdos.

No presente capítulo, **Capítulo 1 - Introdução**, é realizado o enquadramento ao tema, referindo a importância da consideração da ação sísmica no âmbito do projeto de estruturas. É também

efetuada uma breve apresentação das principais soluções construtivas em estrutura metálica e mista aço-betão, mas também de estruturas em betão armado e madeira. Por fim, são apresentados os objetivos da dissertação.

No **Capítulo 2 – Dimensionamento de estruturas metálicas e mistas aço-betão de acordo com os eurocódigos** é apresentado um conjunto de regras que deverão ser seguidas pelo projetista aquando da análise e dimensionamento de um edifício em estrutura metálica e mista aço-betão, com base nas normas europeias EN 1993, EN 1994 e EN 1998.

No **Capítulo 3 – Estudo paramétrico** é efetuada uma descrição das alternativas estruturais analisadas nos dois casos de estudo desenvolvidos na elaboração desta dissertação, assim como a quantificação das ações atuantes e respetivas combinações de ações. Por último, são apresentadas as soluções e aspetos relevantes das análises e dimensionamentos efetuados, acompanhados das verificações mais relevantes relativas aos estados limites dos eurocódigos.

O **Capítulo 4 – Análise comparativa das soluções diferentes obtidas** encontra-se dividido em dois subcapítulos. No subcapítulo 4.1. é realizada a comparação entre as quantidades de materiais obtidas no dimensionamento das alternativas apresentadas no capítulo anterior e duas outras alternativas (estruturas de betão armado e madeira), também elas inseridas no estudo elaborado pela Universidade de Coimbra, *Collective Housing - benchmark study on different structural systems for the residential market*. No subcapítulo 4.2. são estabelecidas comparações entre os planeamentos da execução das alternativas estruturais apresentadas.

No **Capítulo 5 – Conclusões e trabalhos futuros** apresentam-se as conclusões obtidas com base no estudo efetuado e sugestões de trabalhos a realizar futuramente.

2. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS E MISTAS AÇO-BETÃO DE ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS

2.1. Introdução

Neste capítulo são apresentadas de forma sintética as principais regras que deverão ser seguidas pelo projetista aquando da análise e dimensionamento de um edifício em estrutura metálica e mista, com base nos Eurocódigos 3, 4 e 8 (CEN, 2010b; CEN, 2011; CEN, 2010a), respetivamente, referentes ao projeto de estruturas em aço, estruturas mistas aço e betão e projeto de estruturas para resistência aos sismos. Refere-se ainda que todas estas normas se subdividem em várias partes, podendo qualquer uma delas ser utilizada em conjunto com outras normas europeias, tais como a EN 1990 (CEN, 2009a) e EN 1991-1 (CEN, 2009b), que também foram consultadas no desenvolvimento desta dissertação.

2.2. Dimensionamento segundo o Eurocódigo 3 (EN 1993)

2.2.1. Generalidades

Como foi referido anteriormente, o Eurocódigo 3 destina-se ao projeto de estruturas em aço, sendo dispostas na Parte 1-1 as regras gerais e regras para edifícios. No desenvolvimento desta dissertação recorreu-se a esta norma para efetuar a análise e dimensionamento das diferentes alternativas estruturais na fase construtiva. Durante a fase definitiva, podendo tirar partido do comportamento misto das vigas, a EN 1993 apenas foi utilizada no dimensionamento das colunas e das diagonais dos contraventamentos.

2.2.2. Análise global e efeitos de segunda ordem

Os esforços e os deslocamentos de uma estrutura poderão, de uma forma geral, ser determinados com recurso a análises de primeira ou segunda ordem (5.2.1(1) – EN 1993-1-1). Uma análise elástica baseia-se na hipótese de uma relação linear entre as tensões e extensões do material. Por sua vez, uma análise global plástica pressupõe que, em determinadas secções de uma estrutura, é possível a formação de rótulas plásticas, permitindo que haja assim uma redistribuição de esforços. Para tal, é necessário que estas mesmas secções possuam uma elevada capacidade de rotação (Simões, 2017). O comportamento de uma estrutura poderá ser fortemente condicionado pelos efeitos de 2ª ordem, contudo, segundo a cláusula 5.2.1(3), estes efeitos poderão ser desprezados para uma análise elástica se a seguinte condição for respeitada:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad (2.1)$$

em que α_{cr} é o fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global. F_{Ed} é o valor de cálculo do carregamento da estrutura.

2.2.3. Imperfeições

Nas estruturas metálicas, apesar do elevado controlo de qualidade construtiva que possa existir, ocorrem sempre imperfeições, sejam elas de origem material ou geométrica, como por exemplo: tensões residuais, falta de verticalidade e de retilinearidade, ou ainda excentricidades nas ligações da estrutura. Estas imperfeições originam esforços adicionais nos elementos estruturais e, por esse mesmo motivo, devem ser devidamente quantificadas e tidas em conta na análise global e no dimensionamento das estruturas. Na análise global de pórticos, o efeito destas imperfeições pode ser simulado através da aplicação de forças horizontais equivalentes dadas por:

$$F_{horizontal\ equivalente} = \phi \times N_{Ed} \quad (2.2)$$

onde N_{Ed} é a soma das forças verticais no topo da coluna e ϕ é o ângulo que representa a falta de verticalidade, sendo este obtido através da seguinte expressão:

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (2.2.1)$$

em que:

$$\phi_0 = l/200;$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ com } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0;$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)};$$

h é a altura total da estrutura em metros;

m é o número de pilares num alinhamento, com $N_{Ed} \geq 50\%$ do valor médio do esforço axial dos pilares no plano vertical considerado.

2.2.4. Classificação das secções

Aquando do dimensionamento de elementos estruturais, deverá ser devidamente considerada a encurvadura local das suas secções, dada a influência deste fenómeno na sua resistência e capacidade de rotação. Na cláusula 5.5.2(1) da EN 1993-1-1 é feita a classificação das secções transversais dos elementos em quatro classes do seguinte modo:

- Classe 1: são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;

- Classe 2: são aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, contudo a sua capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classe 3: são aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, admitindo uma distribuição elástica, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas que, devido à encurvadura local, poderá não ser atingido o momento resistente plástico;
- Classe 4: são aquelas em que a encurvadura local não permite que seja atingida a tensão de cedência numa ou mais partes da secção.

2.2.5. Estados limites últimos

Neste subcapítulo serão apresentadas as expressões de maior relevância utilizadas na verificação da resistência das secções transversais.

- Encurvadura por compressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (2.3)$$

sendo $N_{b,Rd}$, o valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido, para secções transversais de Classe 1, 2 ou 3, dado por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.3.1)$$

em que χ é o coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante.

- Encurvadura por flexão:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (2.4)$$

sendo $M_{b,Rd}$, o valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura para uma viga sem contraventamento lateral, dado por:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.4.1)$$

em que χ_{LT} é o coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral. O módulo de flexão a utilizar na expressão anterior, para secções das classes 1 ou 2, é igual a $W_{pl,y}$.

- Esforço transversal:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (2.5)$$

sendo $V_{c,Rd}$, o valor de cálculo do esforço transversal resistente de uma secção transversal na ausência de torção, dado por:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (2.5.1)$$

- Encurvadura por flexão composta:

Para que seja verificada a segurança em relação à encurvadura por flexão composta, em elementos constituídos por secções suscetíveis às deformações por torção, tais como as secções em I ou H, deverão ser verificadas as duas condições seguintes:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (2.6)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1.0$$

2.2.6. Estados limites de serviço

Em estruturas metálicas os estados limites de serviço verificados são geralmente relativos à limitação dos deslocamentos verticais, horizontais e vibrações. No que diz respeito aos dois primeiros, a EN 1993 indica que a sua verificação deverá ser efetuada de acordo com o subcapítulo A1.4.3 do Anexo A da EN 1990. Na Figura que se seguem encontram-se representados esquematicamente os deslocamentos verticais (Figura 2.1-a) e os deslocamentos horizontais (Figura 2.1-b)).

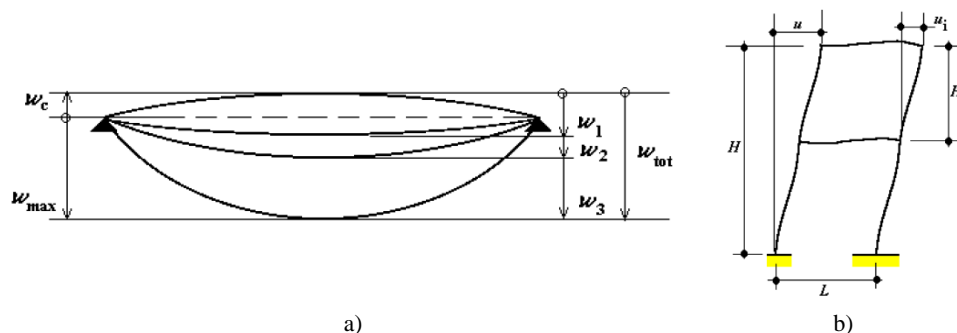


Figura 2.1

a) representação dos deslocamentos verticais. b) representação dos deslocamentos horizontais

em que:

w_c	contraflecha no elemento estrutural não carregado;
w_1	parcela inicial do deslocamento devida às cargas permanentes da combinação de ações relevante;
w_2	parcela de longo prazo do deslocamento devida às cargas permanentes;
w_3	parcela adicional do deslocamento devida às ações variáveis da combinação de ações relevante;
w_{tot}	deslocamento total (soma de w_1 , w_2 , w_3);
w_{max}	deslocamento total deduzido da contraflecha;
u	deslocamento horizontal global à altura H do edifício;
u_i	deslocamento horizontal à altura H_i de um piso.

Os valores limite considerados na verificação dos deslocamentos máximos verticais e deslocamentos máximos horizontais, em cada piso e globalmente na estrutura, foram, respetivamente, $L/250$, $H_i/300$ e $H_i/500$, em que L representa o vão da viga (cláusulas NA-7.2.1(1)B e NA-7.2.2(1)B, EN 1993-1-1).

Relativamente à verificação dos estados limites de vibração, esta foi efetuada recorrendo à cláusula NA-7.2.3(1) do Eurocódigo 3, onde é referido que poderá ser dispensado o cálculo das acelerações verticais máximas caso as frequências próprias associadas a modos verticais sejam superiores a 3 Hz para este tipo de edifício. Nesta mesma cláusula também é referido que caso as flechas devidas às cargas permanentes e à parcela frequente das sobrecargas sejam inferiores a 28mm, para edifícios correntes, poderão ser dispensados os cálculos das frequências próprias ou as análises dinâmicas.

2.3. Dimensionamento segundo o Eurocódigo 4 (EN 1994)

2.3.1. Generalidades

O Eurocódigo 4 é dedicado ao projeto de estruturas mistas aço e betão, sendo na Parte 1-1 apresentados os princípios e requisitos de segurança, utilização e durabilidade deste tipo de estruturas, com particular atenção ao caso dos edifícios (EN 1994-1-1). Na elaboração desta dissertação recorreu-se a esta norma para efetuar a análise e dimensionamento das vigas, sendo por esse mesmo motivo nos subcapítulos seguintes apenas apresentadas as regras aplicáveis a estes elementos. Apesar das lajes utilizadas no edifício serem mistas aço-betão, o seu dimensionamento foi realizado através da consulta de tabelas técnicas de fabricantes.

2.3.2. Análise global de vigas mistas

Na análise de estruturas com elementos mistos aço-betão, muitos dos princípios aplicáveis à análise de estruturas metálicas são igualmente válidos, tais como:

- a) os efeitos das ações nos elementos, e.g. esforços e deslocamentos, poderão ser obtidos com recurso a uma análise elástica, mesmo que a resistência das suas secções transversais seja plástica ou não linear;
- b) a influência da encurvadura local dos elementos em aço na escolha do método de análise com base na classificação das secções transversais.

Contudo, há que ter em atenção outros aspetos na análise estrutural que são característicos das estruturas mistas. Devido ao facto de existirem dois materiais com comportamentos bastantes distintos, quer a rigidez, quer a resistência dos elementos, são bastante afetadas pela forma como a ligação entre os dois materiais é realizada. Diz-se que uma viga tem conexão de corte total quando não é possível aumentar a sua resistência à flexão com o aumento do número de conectores de corte. Por sua vez, o grau de interação entre o perfil de aço e a laje de betão traduz a relação entre a rigidez destes com a rigidez dos conectores. Considera-se que existe interação total, quando a rigidez dos conectores é tal, que a sua deformação possa ser desprezada. Se a flexibilidade dos conectores permitir o escorregamento entre o perfil de aço e o betão, a interação é designada como sendo parcial. Em alternativa, caso não existam conectores o escorregamento entre os dois materiais será máximo. Relativamente às deformações, estas são mínimas no caso de interação total e máximas quando a interação é nula (Calado e Santos, 2010).

Na análise de vigas mistas, um outro aspeto que é necessário ter em atenção é a deformabilidade por corte do banzo de betão. Este efeito, também designado por *shear lag*, para distâncias entre vigas elevadas, provoca uma distribuição de tensões longitudinais não uniformes no banzo de betão (Calado e Santos, 2010). De forma a poder considerar-se uma distribuição uniforme de tensões longitudinais e a ser possível utilizar as expressões da teoria geral da flexão para a determinação de tensões longitudinais e deformações, a norma europeia EN 1994-1-1, nas cláusulas 5.4.1.2(5) e 5.4.1.2(6), indica como é que poderão ser determinadas as larguras efetivas dos banzos, respetivamente, a meio vão ou ao nível de um apoio intermédio e num apoio extremo. A meio vão ou num apoio intermédio, a expressão a utilizar é a seguinte:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (2.7)$$

em que:

b_0 distância entre os centros dos conectores extremos;
 b_{ei} valor da largura efetiva do banzo de betão de cada lado da alma igual a $L_e/8$, mas sem ser superior à largura geométrica b_i . O valor b_i deverá ser considerado igual à distância entre o conector extremo e um ponto situado a meia distância entre almas adjacentes, medida a meia altura do banzo de betão, exceto para um bordo livre em que b_i é a distância ao bordo livre. O vão equivalente L_e deverá ser considerado igual à distância aproximada entre pontos de momento fletor nulo. Para vigas mistas contínuas, em que o dimensionamento é condicionado por uma envolvente de momentos fletores, e para consolas, o valor de L_e poderá ser assumido com base no que é indicado na Figura 2.2.

Junto a um apoio extremo, a largura efetiva do banzo é obtida da seguinte forma:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (2.8)$$

com

$$\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e/b_{ei}) \leq 1.0 \quad (2.8.1)$$

em que:

b_{ei} valor da largura efetiva do banzo de betão a meio vão do tramo de extremidade.

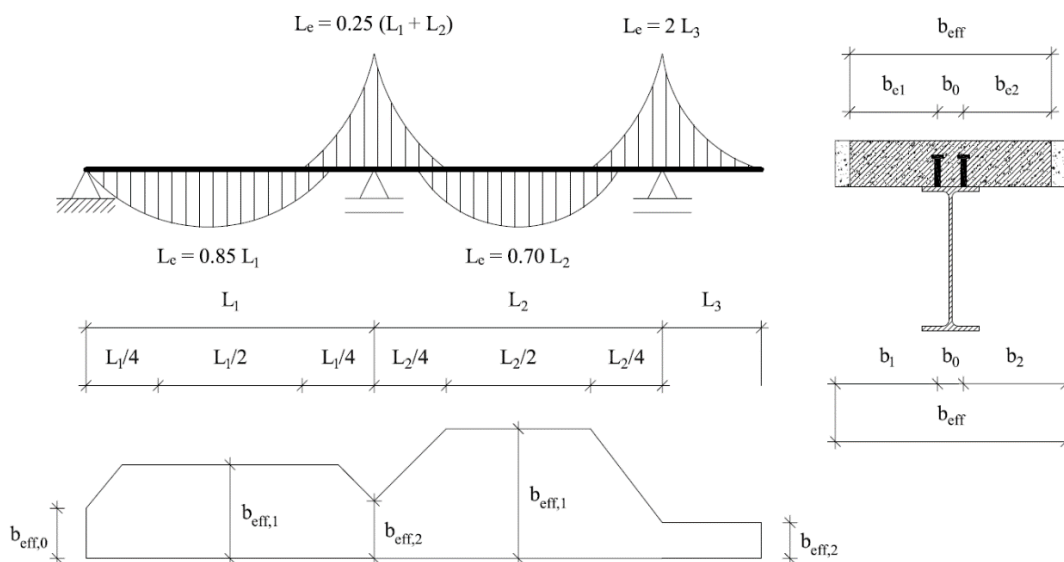


Figura 2.2 – Determinação das larguras efetivas dos banzos de betão

Um outro aspeto que deverá ser considerado é que o processo e a sequência construtiva destes elementos podem influenciar os seus esforços e deformações (Calado e Santos, 2010). Por este motivo, é necessário na análise da estrutura e nas verificações dos diferentes estados limites,

ter em atenção o processo e a sequência construtiva, assim como as ações que poderão estar aplicadas em cada uma das fases. Como foi referido no capítulo anterior, uma das principais vantagens da utilização de lajes mistas é a possibilidade de não ser necessário escoramento na fase construtiva, tornando todo o processo bastante mais célere. Contudo, também há que ser equacionada a utilização de escoramento, sendo por vezes esta a opção mais vantajosa. Na construção não escorada toda a resistência às ações permanentes devidas aos pesos próprios dos elementos estruturais será conferida pelos perfis de aço. A este carregamento será ainda acrescentado o valor da sobrecarga construtiva. Todas as restantes ações serão apenas aplicadas à estrutura já em fase “definitiva”, ou seja, à estrutura mista. No caso de se optar pela construção escorada, durante a fase construtiva todas as ações associadas à mesma serão suportadas pelo escoramento. Após a retirada das escoras, os elementos mistos serão aqueles que irão resistir a todas as ações, incluindo o peso próprio.

Na grande maioria dos casos, o tipo de análise utilizada é elástica linear e de primeira ordem. É, portanto, necessário conhecer a rigidez de flexão dos diversos vãos que compõem uma determinada viga contínua, sendo que para isso requer-se o conhecimento do momento de inércia da secção transversal, que por sua vez depende da largura efetiva do banzo de betão e do coeficiente de homogeneização. De acordo com a cláusula 5.4.2.2(11), em estruturas de edifícios onde não seja necessária uma análise de 2ª ordem, não pré-esforçada e não destinada a armazenamento, os efeitos da fluência e retração nas vigas mistas poderão, simplificarmente, ser tidos em conta substituindo a área de betão, A_c , pela área equivalente em aço, A_c / n , quer para carregamentos de curta duração, quer para carregamentos de longa duração, em que n representa o coeficiente de homogeneização, dado por $n = E_a / E_c$, onde $E_c = E_{cm} / 2$, sendo E_{cm} o módulo de elasticidade secante do betão para cargas de curta duração. Contudo, em vigas mistas de Classe 1 ou 2, os efeitos da retração e fluência poderão simplificarmente ser desprezados na verificação dos estados limites últimos, caso a sua resistência não seja condicionada por encurvadura lateral (5.4.2.2(7), EN 1994-1-1). No que diz respeito à largura efetiva do banzo de betão e apesar dos diferentes valores que esta assume na zona do apoio e na zona do vão, para uma análise global elástica, constata-se que o efeito *shear lag* tem pouca relevância nos resultados obtidos em comparação com a fendilhação do betão na zona de momentos negativos (Johnson, 1994). Atendendo a este aspeto, na cláusula 5.4.1.2(4), para uma análise global elástica, é permitido ignorar a diferença entre os valores da largura efetiva do banzo de betão na zona do vão e na zona do apoio, assumindo uma largura efetiva constante em todo o vão da viga igual ao valor calculado a meio vão. No caso de uma consola é considerado o valor calculado na secção do apoio.

Um outro aspeto que influencia bastante a rigidez de flexão de uma viga mista é a ocorrência de fendilhação do betão nas zonas de momento fletor negativo, tendo um enorme impacto na distribuição de esforços e deformações. Na cláusula 5.4.2.3(2) são apresentados os dois métodos de análise global elástica linear que deverão ser utilizados na determinação dos efeitos da fendilhação em vigas mistas com banzos de betão: análise não fendilhada e análise fendilhada. Na análise não fendilhada é considerada uma rigidez de flexão constante em cada um dos vãos da viga mista determinada com base no princípio de que o betão nas zonas em que se encontra tracionado não está fendilhado. A largura efetiva do banzo de betão é determinada para a secção a meio vão com $n = E_a / (E_{cm} / 2)$. Sendo a secção homogeneizada para aço, a rigidez de flexão é dada por $E_a I_1$, em que na determinação de I_1 , inércia mista da secção, é geralmente desprezada a contribuição das armaduras longitudinais presentes na largura efetiva do banzo de betão (Figura 2.3).

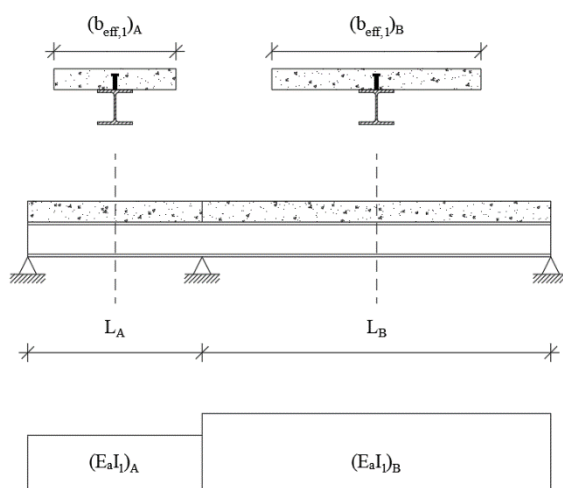


Figura 2.3 - Rigidez de flexão em análise não fendilhada

Caso a tensão de tração na fibra extrema do betão seja superior ao dobro do valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples, f_{ctm} , é necessário considerar a fendilhação do betão na determinação dos diagramas de esforços. Segundo a cláusula 5.4.2.3(2), nesta situação, deverá ser considerada nas zonas fendilhadas a rigidez da secção fendilhada, $E_a I_2$, em que na determinação de I_2 , inércia mista da secção, é desprezada a contribuição do betão à tração e consideradas as armaduras longitudinais presentes na largura efetiva do banzo de betão. Para vigas compostas contínuas com banzos de betão na parte superior das secções dos perfis metálicos, não pré-esforçadas, caso a relação entre os comprimentos dos vãos adjacentes de uma mesma viga (mais curto/ mais comprido) entre apoios seja pelo menos 0.6, o efeito da fendilhação poderá ser considerado admitindo que a zona fendilhada corresponde a 15% de cada um dos vãos em cada um dos lados do apoio interno. Nas restantes zonas deverá ser considerada a rigidez da secção não fendilhada, $E_a I_1$ (5.4.2.3(3)) (Figura 2.4).

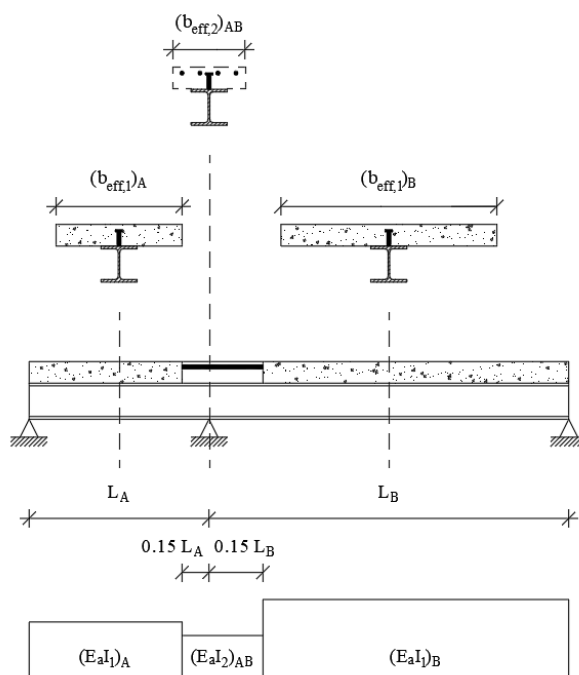


Figura 2.4 – Rigidez de flexão em análise fendilhada

2.3.3. Classificação das secções

À semelhança do que acontece nas estruturas metálicas, nas estruturas mistas a classificação das secções transversais também tem influência, quer no tipo de análise que poderá ser realizada, quer na resistência das secções transversais dos elementos. No subcapítulo 5.5.2 é indicada a forma como devem ser classificadas as secções transversais. De acordo o ponto (1), um banzo de aço que se encontre comprimido e efetivamente restringido pelo banzo de betão de modo a que não encurve, assume-se ser da Classe 1. A classificação das restantes partes é realizada de acordo a EN 1993-1-1. Caso o perfil de aço não se encontre betonado e a sua alma pertença à Classe 3 e os seus banzos às Classes 1 ou 2, poderá ser considerado da Classe 2 com uma alma efetiva calculada de acordo com o que é indicado na subsecção 6.2.2.4.

2.3.4. Estados limites últimos

Na Parte 1-1 do Eurocódigo 4 em 6.1.1(3), são mencionadas as verificações que deverão ser realizadas para que seja garantida a segurança das vigas mistas aço-betão, sendo estas: (i) a resistência das secções transversais críticas; (ii) a resistência à encurvadura lateral e encurvadura por esforço transverso; (iii) a resistência ao corte longitudinal. De seguida são apresentados alguns aspetos relevantes a considerar nas verificações referidas, assim como algumas das regras de cálculo mais importantes.

• Momento fletor resistente plástico, $M_{pl,Rd}$:

A determinação do momento fletor resistente plástico numa determinada secção é realizada através da resolução de um sistema equações onde é feito o equilíbrio das tensões plásticas. A distribuição plástica de tensões de uma secção mista aço-betão é, geralmente, determinada com base nas seguintes hipóteses:

- existe interação total entre os perfis metálicos, as armaduras e o betão;
- as fibras da secção efetiva do perfil de aço encontram-se com a tensão de cedência de cálculo f_{yd} instalada, em tração e em compressão;
- as armaduras longitudinais contidas na largura efetiva do banzo de betão encontram-se com a tensão de cedência de cálculo f_{sd} instalada, em tração e em compressão;
- a resistência do betão à tração é desprezável;
- a resistência das armaduras longitudinais em compressão é desprezável;
- a resistência da área de betão efetiva em compressão resiste a uma tensão igual a $0.85 f_{cd}$, constante ao longo da espessura da laje compreendida entre o eixo neutro plástico e a fibra de betão mais comprimida;
- a resistência das chapas perfiladas em compressão é desprezável.

No caso de se utilizarem conectores dúcteis, a relação entre o momento fletor resistente, M_{Rd} , e o grau de conexão, η , é dada pela seguinte expressão (6.2.1.3(5), EN 1994-1-1):

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \eta \quad (2.9)$$

com:

$$\eta = \frac{N}{N_f} \quad (2.9.1)$$

em que:

- N número de conectores existentes num determinado comprimento L_x para um grau de conexão, $\eta < 1.00$, ou seja, conexão parcial;
- N_f número de conectores existentes num determinado comprimento L_x para um grau de conexão, $\eta = 1.00$, ou seja, conexão total.

• Esforço transversal:

No que diz respeito ao esforço transversal, em geral, é apenas considerada a resistência que as almas dos perfis em aço conferem, de acordo com a norma europeia EN 1993.

- Encurvadura lateral:

À exceção dos banzos dos perfis metálicos que se encontrem devidamente ligados aos banzos de betão (conexão de acordo com o subcapítulo 6.6 da EN 1994-1-1), em todos os restantes deverá ser verificada a estabilidade em relação a fenómenos de encurvadura lateral (6.4.1, EN 1994-1-1). Contudo, simplificadamente, para vigas mistas contínuas com secções transversais pertencentes às Classes 1, 2 ou 3, poderá dispensar-se a verificação da resistência à encurvadura lateral, se as seguintes condições forem cumpridas (6.4.3, EN 1994-1-1):

- Os vãos de tramos adjacentes não diferem mais de 20% do vão mais curto. No caso de existir uma consola, o seu comprimento não exceder 15% do vão adjacente;
- Os carregamentos em cada vão serem uniformemente distribuídos, e o valor de cálculo da carga permanente exceder 40% da carga total de cálculo;
- O banzo superior do perfil metálico é ligado à laje de betão armado ou mista através de conectores de acordo com o subcapítulo 6.6 da EN 1994-1-1;
- A mesma laje está ligada a outro elemento de apoio aproximadamente paralelo à viga mista considerada, de modo a formar um “U” invertido;
- Em cada um dos apoios do perfil de aço, o banzo inferior está lateralmente restringido e a sua alma é reforçada. Nas restantes zonas da viga, a alma poderá não estar reforçada;
- Se o elemento de aço for uma secção IPE, não parcialmente betonada, com altura não superior a 400 mm e 270 mm, respetivamente, para aços das classes estruturais S355 e S460.

2.3.5. Estados limites de serviço

Relativamente às vigas mistas, as principais verificações dos Estados Limites de Serviço, que deverão ser realizadas com base nesta norma, encontram-se associadas aos deslocamentos verticais, tais como as deformações e vibrações, e ao controlo da fendilhação na zona dos apoios. Sendo a construção não escorada, o processo de verificação das deformações máximas que ocorrem nestes elementos é bastante semelhante ao que é realizado para as vigas em aço. Contudo, há que ter em atenção os seguintes aspetos relativamente à análise: (i) a deformação total das vigas mistas resulta da soma das deformações do elemento durante a fase construtiva (viga metálica) e das deformações obtidas na fase definitiva (viga mista); (ii) os deslocamentos devidos às cargas consideradas em fase construtiva deverão ser calculados de acordo com a EN 1993, não devendo esse carregamento ser novamente considerado na fase definitiva, i.e. peso

próprio; (iii) deverá ser adotada uma análise elástica para determinar as deformações das vigas contabilizando os efeitos da fluência e retração mencionados num dos subcapítulos anteriores; (iv) poderá ser desprezada a influência do escorregamento na quantificação das deformações se o cálculo da conexão for realizado de acordo com a subsecção 6.6, o grau de conexão for superior a 50% ou os esforços nos conectares no estado limite de utilização forem inferiores a P_{Rd} e, no caso de um laje mista com nervuras transversais à viga, a altura das nervuras não exceder 80 mm.

Relativamente à verificação das vibrações, no Eurocódigo 4 não é fornecida qualquer informação relevante, uma vez que apenas é indicado que deverão ser satisfeitos os critérios presentes no Anexo A1.4.4. da EN 1990. Para a análise das frequências das vigas mistas foi considerado que estas não se encontravam fendilhadas e desprezados os efeitos da retração e fluência. Devendo, para edifícios de habitação, a frequência fundamental de uma viga mista ser superior a 4 Hz, recorreu-se à seguinte expressão para calcular as frequências próprias das vigas simplesmente apoiadas:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta}} \quad (2.10)$$

em que:

- f frequência própria de uma viga simplesmente apoiada (Hz);
- δ flecha instantânea da viga mista (mm);
- g aceleração da gravidade (9.81 m/s²).

O controlo da fendilhação nas zonas de momentos fletores negativos efetuou-se adotando para estas zonas uma área de armadura superior à armadura mínima (equação 7.1, EN 1994-1-1) cujos diâmetros máximos e/ ou espaçamentos máximos se encontram limitados pelos valores presentes nos quadros 7.1 e 7.2, respetivamente. Não foram verificadas as tesões instaladas nas secções críticas das vigas uma vez que no ponto 7.2.2(1) do Eurocódigo 4 é indicado que se, nas verificações dos Estados Limites Últimos, não é requerida a verificação da ocorrência de fadiga e nas vigas não sejam instalados cordões de pré-esforço e/ ou aplicadas contraflechas, não é necessário ter em atenção a limitação das tensões.

2.4. Dimensionamento segundo o Eurocódigo 8 (EN 1998)

2.4.1. Generalidades

O Eurocódigo 8, destinado a ser aplicado ao projeto e à construção de edifícios e de outras obras de engenharia civil, tem como objetivo assegurar que, na ocorrência de sismos, as vidas humanas sejam protegidas, se limitem os danos e que possa ser mantida a operacionalidade das

estruturas importantes para a proteção civil. No desenvolvimento desta dissertação, recorreu-se a esta norma para a realização das análises e dimensionamentos das estruturas.

2.4.2. Princípios do dimensionamento sísmico

Entende-se por ductilidade a capacidade que um elemento ou uma estrutura têm para se deformarem em regime plástico sem que haja uma perda significativa da sua capacidade de carga. Portanto, quando sujeita às cargas de dimensionamento, a segurança da estrutura está diretamente relacionada com a ductilidade que esta apresenta quando sujeita a estas cargas. Contudo, no que diz respeito ao dimensionamento sísmico, não é economicamente viável ou possível conceber uma estrutura na qual todos os seus elementos possuam tal comportamento. Posto isto, na prática, uma estrutura dúctil ou dissipativa é composta por elementos dissipativos (dúcteis) e elementos não dissipativos (frágeis) (Landolfo et al, 2017). De modo a assegurar um comportamento global dissipativo e dúctil, é necessário que se evitem roturas frágeis e formações prematuras de mecanismos instáveis, sendo muitas das vezes utilizado o método de cálculo pela capacidade real. Este método consiste na escolha de alguns elementos do sistema estrutural que deverão ser devidamente projetados e pormenorizados para assegurar a dissipação de energia quando submetidos a grandes deformações. Os restantes elementos estruturais deverão ser dimensionados de modo a que a sua resistência permita que a forma de dissipação de energia seja a pretendida. Em termos práticos, utilizando este método, os projetistas deverão seguir o que é indicado nos pontos 1) e 2):

- 1) Comportamento elástico e cálculo das forças internas de relevância, F_{Ed} , para o dimensionamento dos elementos dissipativos, tendo estes que satisfazer a seguinte condição:

$$F_{dúctil,Rd} > F_{Ed} \quad (2.11)$$

Os elementos dúcteis, para além da resistência necessária, deverão apresentar uma ductilidade correspondente à que é admitida para a estrutura.

- 2) Resposta não elástica da estrutura e dimensionamento dos elementos não dissipativos em função da resistência plástica dos elementos dissipativos adjacentes. De modo a que a dissipação de energia seja dada nos elementos pretendidos pelo projetista, os elementos não dissipativos deverão possuir uma sobrerresistência em relação aos elementos dissipativos:

$$F_{frágil,Rd} > \Omega F_{dúctil,Rd} \quad (2.12)$$

Relativamente ao dimensionamento sísmico, também é importante referir os dois princípios de dimensionamento no qual este se pode basear. Ao dimensionar uma estrutura, pode-se assumir para esta um comportamento de baixa dissipação (e/ ou não dissipativo), ou um comportamento dissipativo. Segundo o Eurocódigo 8, uma estrutura para a qual se pretenda um comportamento dissipativo deverá pertencer a uma de duas classes de ductilidade (classe de ductilidade média ou classe de ductilidade alta) e cumprir o conjunto de regras específicas indicadas nas respetivas subsecções. Do ponto de vista da segurança estrutural, é aconselhável que a estrutura projetada seja dúctil e dissipativa, podendo desse modo evitar a rotura de elementos frágeis. Economicamente esta solução revela-se vantajosa no caso de a estrutura se situar em zonas de média ou elevada sismicidade, uma vez que as estruturas dúcteis são dimensionadas geralmente para resistir a forças sísmicas significativamente inferiores às forças necessárias para que se obtenha uma resposta elástica quando sujeita à ação sísmica correspondente ao estado limite último (Landolfo et al, 2017). Se a estrutura a ser construída se localizar numa zona de baixa sismicidade, a opção mais competitiva na grande maioria das vezes acaba por ser a adoção de um comportamento de baixa dissipação.

2.4.3. Ação sísmica

Na terceira secção do Eurocódigo 8 são apresentadas as regras para a representação das ações sísmicas, sendo esta dividida em sismos do tipo 1 e sismos do tipo 2. Um sismo do tipo 1 caracteriza-se por ter o seu epicentro afastado da estrutura, ter uma curta duração e ser de elevada magnitude. Por sua vez, um sismo do tipo 2 apresenta uma magnitude inferior, com epicentro mais próximo da estrutura. No âmbito desta norma, o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, sendo este espectro considerado para ambos os requisitos referidos no subcapítulo anterior. A ação sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta (3.2.2.1(3), EN 1998-1). Para a grande maioria das estruturas a componente vertical da ação sísmica pode ser desprezada, devendo apenas ser considerada se o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno segundo esta direção for superior $0.25g$ (aproximadamente 2.5 m/s^2) e a estrutura em análise tiver pelo menos uma das seguintes características: (i) elementos estruturais horizontais ou quase horizontais com vãos iguais ou superiores a 20 m; (ii) elementos horizontais ou quase horizontais em consola com mais de 5 m de comprimento; (iii) elementos pré-esforçados horizontais ou quase horizontais; (iv) vigas que suportam pilares; (v) a estrutura possui isolamento de base (4.3.3.5.2(1), EN 1998-1). A Figura 2.5 contém uma representação genérica de um espectro de resposta elástico.

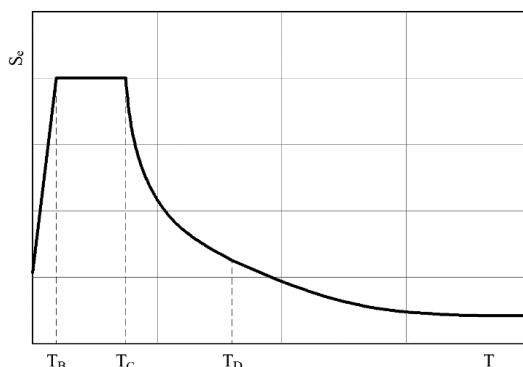


Figura 2.5 – Representação genérica de um espectro de resposta elástica

O espectro de resposta a utilizar para as componentes horizontais da ação sísmica, $S_d(T)$, é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (2.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{array} \right. \quad (2.15)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{array} \right. \quad (2.16)$$

em que:

$S_d(T)$	espectro de cálculo;
T	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
a_g	valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);
S	coeficiente de solo;
T_B	limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
T_C	limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;
T_D	valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
β	coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

Quando for necessário considerar a componente vertical da ação sísmica, o seu espectro de cálculo deverá ser determinado com recurso às equações apresentadas anteriormente, com o valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical, a_{vg} , substituindo a_g , e S igual a 1.

2.4.4. Elementos sísmicos primários e secundários

Entende-se por elementos primários o conjunto de elementos estruturais que contribuem para a resistência às ações sísmicas. Aos restantes elementos da estrutura cabe apenas a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos devidos à situação de projeto sísmica mais desfavorável, devendo estes e as suas ligações serem convenientemente dimensionados e pormenorizados para tal. A sua contribuição para a rigidez lateral deverá ser desprezada, não sendo também requerido aos elementos secundários que obedeçam ao conjunto de regras específicas para edifícios indicadas nas secções 5 a 9 do Eurocódigo 8. No cálculo destes elementos deverão ter-se em consideração os efeitos de segunda ordem (abordados mais à frente neste capítulo). Contudo, existem limitações à escolha destes elementos, não podendo a contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários ser superior a 15% da contribuição de todos os elementos sísmicos primários, nem ter como finalidade a alteração da classificação da estrutura de não regular para regular (4.2.2, EN 1998-1). Aquando do dimensionamento sísmico de um edifício, a escolha de determinados elementos como elementos sísmicos secundários poderá ter um impacto económico substancial, devendo ser tirado partido desta opção.

2.4.5. Análise estrutural

2.4.5.1. Efeitos da torção

De forma a ter em conta a incerteza da localização das massas e da variação espacial do movimento sísmico, no ponto 4.3.2(1)P é indicado que o centro de massa calculado em cada piso i deve ser deslocado, em cada direção, em relação ao seu centro de gravidade de uma excentricidade accidental, dada por:

$$e_{ai} = \pm 0.05 L_i \quad (2.17)$$

em que:

e_{ai} excentricidade accidental;
 L_i dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Ao utilizar um modelo de análise espacial, os efeitos accidentais de torção referidos acima poderão ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de momentos torsores, M_{ai} , de eixo vertical contendo o centro de massa de cada piso i :

$$M_{ai} = e_{ai} F_i \quad (2.18)$$

em que:

F_i força horizontal atuando no piso i .

A força horizontal a aplicar em cada piso, F_i , resulta de uma distribuição da força de corte na base, F_b , determinada com base nos deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental. As expressões que permitem determinar estas forças são apresentadas de seguida:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (2.19)$$

$$F_b = S_b(F_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (2.19.1)$$

em que:

- s_i, s_j deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental;
 m_i e m_j massas dos pisos, determinadas através das combinações das forças gravíticas;
 m massa total da superestrutura, determinadas através das combinações das forças gravíticas;
 $S_d(T_1)$ ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 na direção considerada;
 λ fator de correção igual a 0.85 se $T_1 \leq 2 T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda = 1.0$ nos outros casos.

2.4.5.2. Métodos de análise

A EN 1998 permite que sejam determinados os efeitos da ação sísmica e os efeitos de outras ações incluídas na situação de projeto sísmica com base no comportamento elástico da estrutura, sendo o método de referência o da análise modal por espectro de resposta, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de cálculo apresentado anteriormente. Em alguns é também possível que a análise elástica linear seja realizada recorrendo ao método de análise por forças laterais, mediante o cumprimento de determinadas condições por parte da estrutura. Também são indicadas no Eurocódigo 8 como alternativas, dois métodos não lineares: análise estática não linear (*pushover*) e análise (dinâmica) temporal não linear, desde que também sejam satisfeitas determinadas condições especificadas no pontos (5) e (6) da subsecção 4.3.3.4. No desenvolvimento do trabalho realizado no âmbito desta dissertação, foi adotado o método de análise modal por espectro de resposta aplicado a um modelo espacial, considerando a atuação da ação sísmica segundo as duas direções principais do edifício.

2.4.5.3. Análise modal por espectro de resposta

A análise modal por espectro de resposta é considerada como sendo o método de cálculo de referência para a determinação das forças de dimensionamento na situação de projeto sísmica, uma vez que tem em conta as propriedades dinâmicas da estrutura. Quando considerado um número suficiente de modos de vibração, a resposta sísmica estrutural calculada é bastante próxima da resposta elástica real da estrutura (Landolfo et al, 2017). Segundo o Eurocódigo 8,

deverão ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam de forma significativa para a resposta global da estrutura. Este requisito considera-se satisfeito se a soma das massas modais efetivas para os modos considerados representar pelo menos 90% da massa total da estrutura, ou se todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total forem considerados. As respostas modais máximas, podem ser combinadas através do método da Combinação Quadrática Completa (CQC).

2.4.6. Cálculo e limitação do deslocamento relativo entre pisos

Quando realizada uma análise elástica linear, os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo deverão ser determinados através da seguinte expressão (4.3.4(1)P):

$$d_r = q_d \cdot d_e \quad (2.20)$$

em que:

- d_r deslocamentos de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;
- q_d coeficiente de comportamento;
- d_e deslocamento elástico do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Considera-se satisfeito o requisito da limitação de danos apresentado anteriormente, para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis, se os deslocamentos relativos entre pisos, d_r , respeitarem as seguintes condições:

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h \quad (2.21)$$

em que:

- h altura entre pisos;
- v coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito da limitação de danos.

2.4.7. Efeitos de segunda ordem

Relativamente aos efeitos de segunda ordem (efeitos $P-\Delta$) a EN 1998 propõe que a sua avaliação seja feita através de um coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ : se θ for inferior a 0.10, estes efeitos poderão ser desprezados; se $0.10 < \theta \leq 0.20$, a avaliação dos efeitos de segunda ordem poderá ser realizada de forma simplicidade, multiplicando os esforços sísmicos por um fator igual a $1/(1-\theta)$; θ não poderá ser superior a 0.30.

O coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos é determinado através da seguinte expressão:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (2.22)$$

em que:

P_{tot}	carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;
d_r	valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;
V_{tot}	força de corte sísmica total no piso considerado;
h	altura entre pisos.

2.4.8. Condições de ductilidade global e local

No que diz respeito às condições de ductilidade global e local, poderão ser encontradas nas secções 5 a 9 do Eurocódigo 8, regras específicas que permitem garantir a ductilidade adequada e expectável, quer para os elementos, quer para a estrutura no seu todo. Também poderão ser encontradas regras de cálculo pela capacidade real que permitem estabelecer uma hierarquia de resistência das várias componentes estruturais, garantindo desta forma a localização pretendida para as rótulas plásticas e que se evitem modos de rotura frágeis. Neste subcapítulo apresenta-se a condição que deverá ser respeitada de modo a que se evitem formações de mecanismos plásticos de piso flexível, uma vez que através deste mecanismo poderá ser induzido, nos pilares do piso flexível, exigências de ductilidade local excessivas. Considera-se satisfeito o requisito referido, em edifícios com estrutura porticada, incluindo sistemas equivalentes a pórticos, com dois ou mais pisos, se for cumprida a seguinte condição em todos os nós das vigas com os pilares primários:

$$\sum M_{RC} \geq 1.3 \sum M_{RB} \quad (2.23)$$

em que:

$\sum M_{RC}$	soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó. Na expressão acima deverá utilizar-se o valor mínimo dos momentos resistentes dos pilares na gama de esforços normais dos pilares devidos à situação de projeto sísmica;
$\sum M_{RB}$	soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó. Quando são adotadas ligações de resistência parcial, os momentos resistentes dessas ligações são tidos em conta nesta soma.

2.4.9. Regras específicas para edifícios em aço e mistos aço-betão

2.4.9.1. Introdução

Neste subcapítulo serão apresentadas algumas das regras específicas para edifícios em aço e edifícios mistos aço-betão mais relevantes, podendo estas e as restantes regras aqui não mencionadas ser consultadas com mais detalhe nas secções 6 e 7 da EN 1998.

2.4.9.2. Coeficiente de comportamento (q)

Na determinação do valor do coeficiente de comportamento, em primeiro lugar deverá classificar-se a estrutura quanto ao seu tipo. Sendo que as alternativas estruturais 1 e 2, respetivamente, em aço da classe estrutural S355 e S460, numa direção (transversal) resistem às forças horizontais através de elementos sujeitos a esforços normais (contraventamentos centrados), e na outra direção (longitudinal) esta resistência é garantida através de elementos predominantemente em flexão, a estrutura possui uma diferente classificação para cada uma das duas direções consideradas para a ação sísmica, sendo estas, respetivamente, pórticos mistos e pórticos mistos com contraventamento centrado. Contudo, consultando o quadro 6.2 do Eurocódigo 8, observa-se que os limites superiores dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura são iguais para as duas classificações mencionadas. Para as alternativas 1 e 2, considerando que ambas pertenciam à classe de ductilidade média, foi admitido para um valor de q igual a 4. Relativamente à terceira alternativa, em aço da classe estrutural S355 com núcleos de betão armado, não sendo regular em planta, adotou-se um coeficiente de comportamento igual 3.3, admitindo que esta estrutura também pertencia à classe de ductilidade média.

2.4.9.3. Regras de cálculo

Na Tabela 2.1 são apresentadas de forma resumida as verificações requeridas pelo Eurocódigo 8 relativamente à segurança dos elementos dos pórticos simples com contraventamento centrado.

Tabela 2.1 - Verificações requeridas para elementos dos pórticos simples com contraventamento centrado

Pórticos simples com contraventamento centrado	
Elementos diagonais	Vigas e colunas
$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1.0$ (2.24)	$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$ (2.25)
em que:	
<p>N_{Ed}: valor de cálculo do esforço axial; $N_{pl,Rd}$: resistência ao esforços axial de acordo com a EN 1993.</p>	<p>$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$: valor de cálculo da resistência à encurvadura da viga ou da coluna de acordo com a EN 1993, tendo em conta a interação da resistência à encurvadura com o momento fletor M_{Ed}, definido pelo seu valor de cálculo na situação de projeto sísmica; $N_{Ed,G}$, $N_{Ed,E}$ e γ_{ov}: definidos acima; Ω: valor mínimo de $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ em todas as diagonais do sistema de contraventamento; $N_{Ed,i}$ é o valor de cálculo do esforço normal diagonal i na situação de projeto sísmica e $M_{pl,Rd,i}$ é a resistência de cálculo correspondente.</p>

Segundo o ponto (1) e (4) da subsecção 6.7.3 do Eurocódigo 8, em pórticos com contraventamentos diagonais em X de edifícios com mais de dois pisos, a esbelteza normalizada (definida na EN 1993-1-1:2005) deverá ser limitada a: $1.3 < \bar{\lambda} \leq 2.0$.

Relativamente aos elementos mistos aço-betão, é importante referir que na situação de projeto sísmica deverá ser adotado um coeficiente de homogeneização $n = 7$ (7.4.2(1), EN 1998-1), existindo também novas regras, comparando com as que foram apresentadas no subcapítulo 3.3.2., para determinação da largura efetiva dos banzos de betão para a análise elástica da estrutura e para a avaliação dos momentos plásticos (Quadros 7.5 I e 7.5 II, EN 1998-1, respetivamente).

3. ESTUDO PARAMÉTRICO

3.1. Introdução

O estudo paramétrico realizado baseia-se em dois casos de estudo, sendo que em cada um deles foram consideradas três soluções estruturais diferentes. No caso de estudo 1, as três estruturas foram dimensionadas admitindo a sua localização em Londres, Reino Unido, e desprezando a ação sísmica. Relativamente ao caso de estudo 2, os dimensionamentos estruturais foram realizados considerando que as estruturas seriam construídas em Faro, Portugal, e que estariam sujeitas à ação sísmica. Na primeira solução, todos os elementos estruturais são secções metálicas em aço da classe S355JR. A segunda difere da anterior apenas na classe de aço, sendo esta S460M. Por último, a terceira alternativa considerada consiste numa estrutura metálica composta por secções em aço da classe S355JR com núcleos de betão armado. Esta solução tem também a particularidade de todo o primeiro piso ser construído em betão armado.

Relativamente às ações do vento e da neve, ambas foram determinadas para as duas localizações, contudo, no dimensionamento estrutural apenas foram considerados os valores mais desfavoráveis destas ações.

Nos subcapítulos seguintes serão descritas com detalhe as três soluções estruturais referidas, quantificadas as ações a que estas se encontram sujeitas e a forma como estas se combinam. Por fim, serão apresentadas, para cada uma das alternativas, quais foram as secções finais adotadas, assim como o porquê da escolha das mesmas.

3.2. Descrição da estrutura

Como foi dito anteriormente, o edifício aqui analisado foi concebido para ter uma utilização mista, sendo o rés-do-chão destinado a espaços de comércio e restauração, e os restantes 6 pisos a habitações do tipo T1 e T2 (Figura 3.1). As distâncias entre os topos de lajes consecutivas são de 4.50 m para o primeiro piso, e 3.35 m para os pisos seguintes. O edifício possui uma área de implantação de 1789.80 m² e uma área de construção de cada um dos pisos habitacionais igual a 1724.38 m². Contudo, relativamente à estrutura, como é possível observar na Figura 3.2, existe uma parte desta que se encontra em consola segundo a menor dimensão do edifício em planta. Na cobertura existe ainda uma área reservada para instalações técnicas com uma área de construção de 424.02 m² e uma altura total de 2.90 m. Estas instalações técnicas têm a sua própria cobertura, sendo esta executada com painéis sandwich. Para os pavimentos das alternativas 1 e 2 (estrutura em aço estrutural da classe S355 e S460, respetivamente), adotaram-se lajes mistas com chapa colaborante do tipo Confraplus 60 com 120 mm de espessura, sendo

a chapa colaborante em aço S350 GD com 0.88 mm de espessura. Os pavimentos são suportados por pórticos com ligações viga-coluna semirrígidas no caso de estudo 1 (sem considerar a ação sísmica) e ligações rígidas no caso de estudo 2 (considerando a ação sísmica), segundo a direção paralela à menor dimensão do edifício em planta. As vigas associadas a estes pórticos designam-se por vigas principais. Na direção longitudinal, adotou-se um conjunto de vigas com ligações rotuladas nas extremidades. Estas vigas (secundárias) têm como principal função transmitir as cargas verticais provenientes do pavimento às vigas principais, que, por sua vez, as irão descarregar nas colunas a que estas se encontram ligadas.

O principal sistema de resistência às ações horizontais são os contraventamentos centrados colocados nas zonas das escadas e dos elevadores. Contudo, no caso de estudo 2, por motivos que serão explicados mais à frente, não foi possível adotar contraventamentos de forma eficaz, do ponto de vista estrutural e construtivo, segundo a direção longitudinal do edifício. Deste modo, para não introduzir qualquer alteração na arquitetura, foi necessário implementar um sistema de pórticos rígidos segundo esta direção, uma solução que não se encontrava inicialmente prevista.

Relativamente à alternativa 3 (estrutura em aço estrutural da classe S355 com núcleos de betão armado), o primeiro piso é composto por elementos de betão armado, com o pavimento formado por painéis com 5 cm de espessura de betão armado pré-fabricado que posteriormente será betonado in-situ criando uma laje com uma altura total de 25 cm, sendo este sistema designado por pré-laje. Para todas as vigas e colunas de betão armado foram adotadas secções transversais de 40 cm x 40 cm. Para os restantes pisos a solução estrutural adotada para suportar as cargas verticais é semelhante à da alternativa 1, existindo apenas variação nas dimensões das secções transversais das colunas. Nas zonas das escadas e dos elevadores encontram-se os núcleos de betão armado, sendo estes compostos por painéis com duas laminas de betão armado pré-fabricadas, de espessura variável consoante o caso de estudo, cujo espaço entre as laminas será preenchido por betão na fase construtiva.

É de referir que para todas as alternativas estruturais, quer a ligação entre os pavimentos e os elementos que os suportam, quer o dimensionamento das próprias lajes, se encontram dimensionados de forma a que sejam respeitadas as regras estabelecidas nos Eurocódigos, por forma a que possa ser assumido que estas possuem um comportamento do tipo diafragma e tenham capacidade de fazer uma correta distribuição das ações horizontais consideradas em projeto. Relativamente ao processo construtivo, optou-se por não utilizar escoramento nas vigas metálicas, lajes mistas com chapa colaborante e lajes com painéis de betão armado pré-fabricados, de forma a reduzir o tempo e os custos de execução da obra (requisito importante para a entidade que adjudicou o estudo).

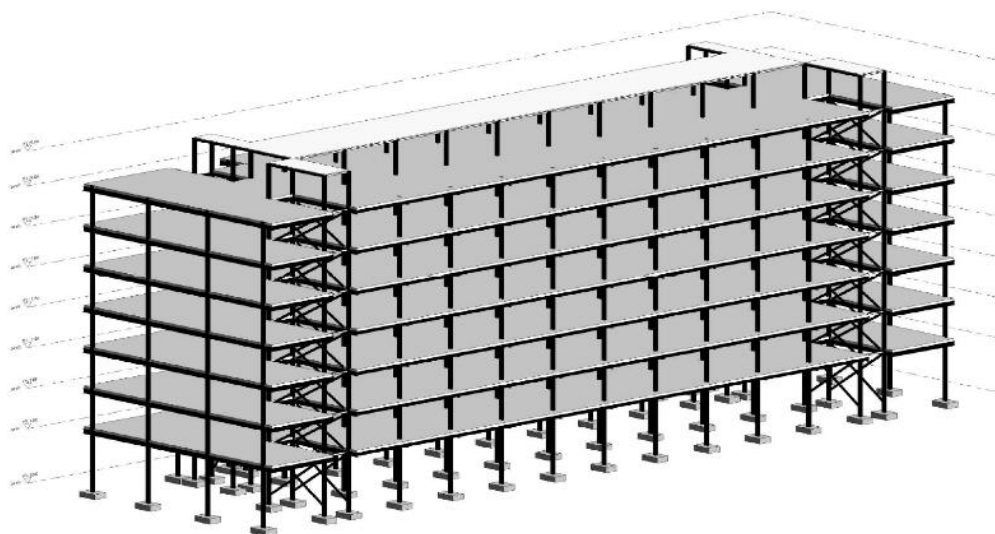


Figura 3.1 – Representação da estrutura (caso de referência)

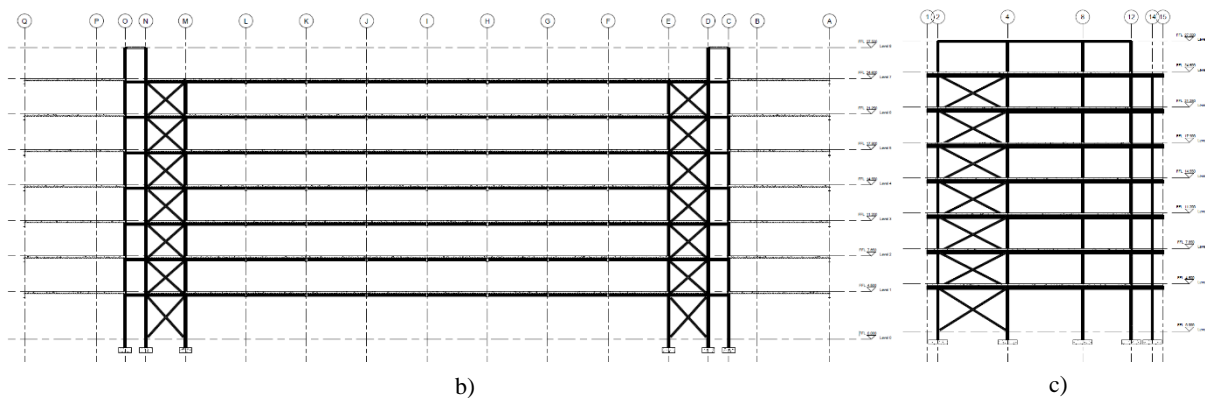
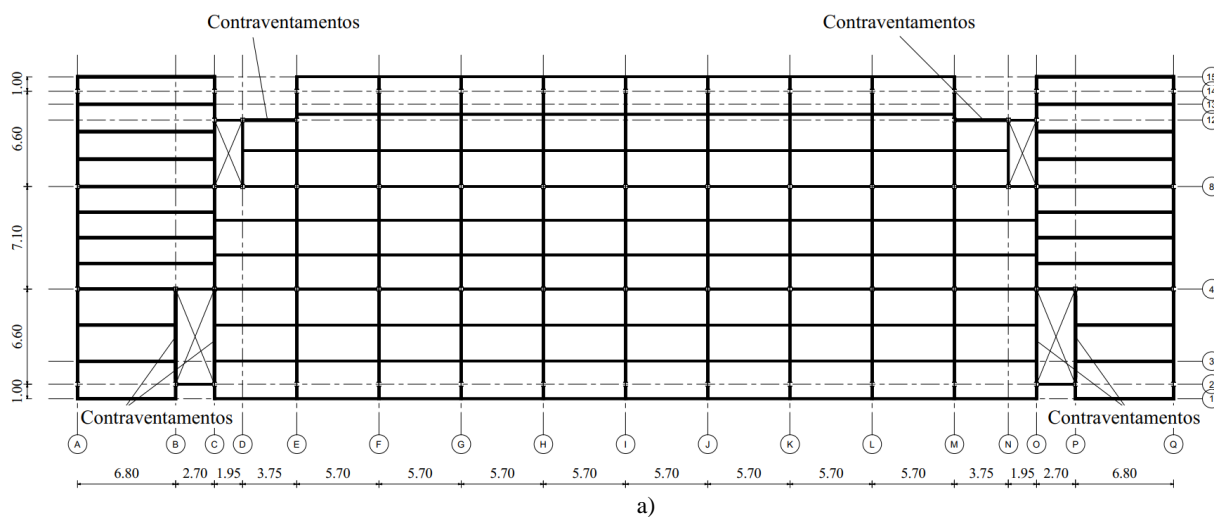


Figura 3.2
a) planta estrutural tipo. b) corte - eixo 12. c) corte - eixo C.

3.3. Materiais

3.3.1. Introdução

De seguida são indicados os materiais considerados nos dimensionamentos estruturais realizados e alguns dos aspetos considerados de relevância.

3.3.2. Aço

3.3.2.1. Perfis metálicos laminados a quente

- Alternativa 1: aço S355 JR (EN 10025);
- Alternativa 2: aço S460 M (EN 10025);
- Alternativa 3: aço S355 JR (EN 10025).

3.3.2.2. Aço em varão nervurado

- Todas as alternativas: aço A500NR SD (S500).

3.3.3. Betão

3.3.3.1. Fundações

- Todas as alternativas:
 - Classe de exposição: XC2 (NP EN 206-1);
 - Classe de resistência: C30/37 (NP EN 1992-1-1, quadro NA-E.1N);
 - Classe estrutural: S4 (NP EN 1992-1-1, quadro NA-4.3N);
 - Recobrimento: 50mm (NP EN 1992-1-1, subsecções 4.4.1.2 e 4.4.1.3, quadros 4.4N e NA.II).

3.3.3.2. Colunas e vigas

- Todas as alternativas:
 - Classe de exposição: XC3 (NP EN 206-1);
 - Classe de resistência: C30/37 (NP EN 1992-1-1, quadro NA-E.1N);
 - Classe estrutural: S4 (NP EN 1992-1-1, quadro NA-4.3N);
 - Recobrimento: 35mm (NP EN 1992-1-1, subsecções 4.4.1.2 e 4.4.1.3, quadros 4.4N e NA.II).

3.3.3.3. Lajes

- Todas as alternativas:
 - Classe de exposição: XC3 (NP EN 206-1);
 - Classe de resistência: C30/37 (NP EN 1992-1-1, quadro NA-E.1N);
 - Classe estrutural: S3 (NP EN 1992-1-1, quadro NA-4.3N);
 - Recobrimento: 30mm (NP EN 1992-1-1, subsecções 4.4.1.2 e 4.4.1.3, quadros 4.4N e NA.II).

3.4. Quantificação das ações

3.4.1. Ações

3.4.1.1. Ações verticais

Na Tabela 3.1 são apresentados os valores das ações verticais, permanentes e variáveis, que foram consideradas nos dimensionamentos estruturais. Os valores das sobrecargas foram obtidos através da consulta do quadro NA-6.2 da EN 1991-1-1 para uma utilização da categoria A (habitações) e escadas. Para a cobertura, sendo esta não acessível (categoria H), o valor da sobrecarga de utilização correspondente, foi obtido através do quadro 6.10 da mesma norma.

Tabela 3.1 – Ações verticais

Ações		Permanentes	Variáveis
2º ao 7º piso e cobertura	Laje mista com chapa colaborante	2.08 kN/m ²	-----
	Camada dessolidarizante + Absorção acústica + Revestimento	0.04 kN/m ²	-----
	Equipamentos suspensos	0.23 kN/m ²	-----
	Microbetão afagado (75mm)	1.13 kN/m ²	-----
	Envidraçados (zona dos elevadores e escadas)	1.00 kN/m	-----
2º ao 7º piso	Divisórias	0.80 kN/m ²	-----
	Paredes exteriores (Sistema Archisol)	1.42 kN/m	-----
	Sobrecarga de utilização (Categoria A)	-----	2.00 kN/m ²
	Sobrecarga de utilização (Escadas)	-----	3.00 kN/m ²
Cobertura	Painel sandwich + revestimento externo da Mechanical Penthouse	0.10 kN/m ²	-----
	Equipamentos mecânicos	2.00 kN/m ²	-----
	Paredes exteriores da Mechanical Penthouse (Sistema Archisol)	1.42 kN/m	-----
	Sobrecarga de utilização (Categoria H)	-----	0.40 kN/m ²

3.4.1.2. Ação da neve

Como referido anteriormente, a ação da neve foi determinada para as duas localizações, em Portugal e no Reino Unido, contudo, apenas se considerou no dimensionamento a ação da neve calculada para Londres, visto esta ação aqui ser mais desfavorável.

A carga vertical a ser aplicada na cobertura do edifício, s , foi calculada através da EN 1991-1-3 pela seguinte equação:

$$s_i = C_e C_t s_k \mu_i \quad (3.1)$$

em que C_e e C_t são o coeficiente de exposição e o coeficiente térmico, respetivamente, ambos assumidos igual a 1.0 (valores recomendados na EN 1991-1-3). s_k é o valor característico da ação da neve ao nível do terreno e é calculado de forma diferente para cada região através das expressões que poderão ser consultadas na Tabela C.1 da referida norma. O coeficiente μ_i assume o valor de 0.8 para coberturas planas. Foi considerado que a estrutura se encontra a 49 m de altitude. Efetuados os cálculos, o valor obtido para a ação da neve na região de Londres, s_i , foi, aproximadamente, 0.222 kN/m².

3.4.1.3. Ação do vento

As pressões exercidas pelo vento nas zonas correspondentes foram determinadas com recurso ao Eurocódigo 1 parte 1-4 e respetivo Anexo Nacional. Para o dimensionamento estrutural apenas se considerou a ação do vento calculada para a localização mais desfavorável (Faro). Sendo as áreas expostas do edifício simétricas longitudinal e transversalmente, apenas foi necessário quantificar esta ação segundo um sentido para cada uma das suas direções principais: vento a 0° (atuando na direção transversal) e vento a 90° (atuando na direção longitudinal). Considerando como altura de referência, z_e , o piso da cobertura (desprezando a zona destinada às instalações técnicas), o valor obtido para a pressão dinâmica de pico, $q_p(z_e)$, foi, aproximadamente, 1.06 kN/m². Na Tabela 3.2 apresentam-se os valores das pressões internas e externas atuando em cada uma das zonas definidas nas Figuras 7.5 e 7.6 da EN 1991-1-4.

Tabela 3.2 – Ação do vento, pressões internas e externas

Zona		Fachadas					Cobertura				
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	
θ= 0°	w_e (kN/m ²)		-1.28	-0.85	-----	0.85	-0.53	-1.91	-1.28	-0.74	±0.21
	w_i (kN/m ²)	$C_{pi} = 0.20$	0.21								
		$C_{pi} = -0.30$	-0.32								
θ= 90°	w_e (kN/m ²)		-1.28	-0.85	-0.53	0.80	-0.43	-1.91	-1.28	-0.74	-0.21
	w_i (kN/m ²)	$C_{pi} = 0.20$	0.21								
		$C_{pi} = -0.30$	-0.32								

Nota: uma pressão exercida contra a superfície é considerada positiva, enquanto que uma pressão que se afasta da superfície (sucção) é considerada negativa.

3.4.2. Ação sísmica

Conforme referido anteriormente, foi considerada a ação sísmica para as estruturas localizadas em Faro. Este sismo caracteriza-se por ser do tipo 2, com os parâmetros de definição do espectro de resposta apresentados na Tabela 3.3. É importante referir ainda que a estrutura é da classe de importância II ($a_g = a_{gr}$) e foi para esta admitido um coeficiente de amortecimento, ξ , de 5%. O solo no qual a estrutura será implantada é do tipo B.

Tabela 3.3 – Parâmetros de definição do espectro de resposta

Sismo tipo 2, Solo tipo B, Faro				
a_g (m/s ²)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
1.7	1.35	0.10	0.25	2.00

Relativamente aos efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo, estes deverão ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas às forças gravíticas combinadas da seguinte forma:

$$\sum G_{k,j} \text{''+''} \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (3.2)$$

em que $\Psi_{E,i}$ é o coeficiente de combinação para a ação variável i :

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (3.2.1)$$

com φ igual a 1.0 e 0.8, respetivamente, para coberturas e pisos com ocupações correlacionadas em edifícios da categoria A. $G_{k,j}$ e $Q_{k,i}$ são o valor o valor característico da ação permanente j e o valor característico da ação variável i , respetivamente. Os coeficientes de simultaneidade, $\Psi_{2,i}$, são apresentados no subcapítulo seguinte. Na Figura 3.3 está representado o espectro de cálculo determinado com os parâmetros definidos anteriormente e com o coeficiente de comportamento igual a 4.

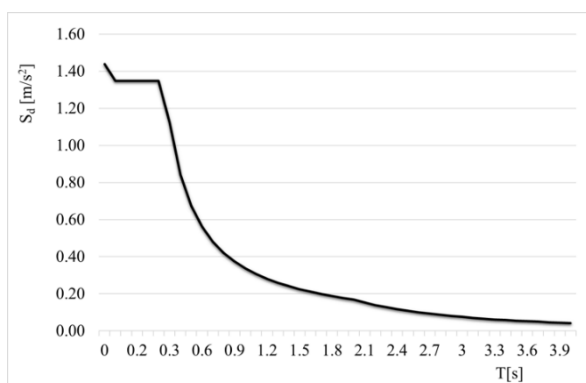


Figura 3.3 – Espectro de cálculo com o coeficiente de comportamento igual a 4

3.5. Combinações de ações

3.5.1. Coeficientes de simultaneidade

Consultando o Anexo A da EN 1990 (Quadro A1.1), foram obtidos os valores dos coeficientes de simultaneidade apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - coeficientes de simultaneidade

Ação		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga	Categoria A	0.7	0.5	0.3
	Categoria H	0	0	0
Neve		0.5	0.2	0
Vento		0.6	0.2	0

3.5.2. Estados limites últimos

Os estados limites últimos (ULS) referem-se essencialmente à segurança das pessoas e/ou à segurança da estrutura, podendo por vezes dizer respeito à proteção do interior das construções. Posto isto, aquando do dimensionamento de qualquer estrutura, quando pertinente, deverão ser realizadas as seguintes verificações ULS: (i) perda de equilíbrio do conjunto ou de parte da estrutura, considerada como corpo rígido; (ii) ruína por deformação excessiva, transformação do conjunto ou de parte da estrutura um mecanismo, rotura, perda de estabilidade ou de parte da estrutura; (iii) rotura devido a fadiga ou outros efeitos dependentes do tempo (subsecção 3.3, EN 1990). Nos dimensionamentos realizados, foram consideradas as combinações de ações que constam nas subsecções 6.4.3.2 e 6.4.3.4 da EN 1990, referentes às situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais) e às situações de sísmicas, respetivamente. As expressões gerais das combinações efetuadas são apresentadas abaixo.

3.5.2.1. Combinações fundamentais:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.3)$$

3.5.2.2. Combinações sísmicas:

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.4)$$

com $G_{k,j}$ e $Q_{k,i}$ definidos no subcapítulo anterior e Ψ apresentados na Tabela 3.4. A_{Ed} é o valor de cálculo da ação sísmica e γ os coeficientes parciais.

3.5.3. Estados limites de serviço

Os estados limites serviço (SLS) referem-se ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspeto da construção. Nos dimensionamentos realizados foram consideradas as seguintes combinações de ações SLS:

3.5.3.1. Combinações características:

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.5)$$

3.5.3.2. Combinações frequentes:

$$\sum G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

3.5.3.3. Combinações quase-permanentes:

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

com $G_{k,j}$ e $Q_{k,i}$ definidos no subcapítulo anterior e Ψ apresentados na Tabela 3.4. A_{Ed} é o valor de cálculo da ação sísmica e γ os coeficientes parciais.

3.6. Solução estrutural em aço S355

3.6.1. Sem ação sísmica (caso de referência)

A solução estrutural em aço S355 a ser analisada no caso de estudo 1 servirá como referência na comparação com os restantes edifícios. Deste modo, começou-se por modelar a estrutura em fase construtiva e colocadas as respetivas ações (incluindo as imperfeições através da aplicação das forças horizontais equivalentes), assim como todas as combinações de ações relevantes. De seguida foi verificado se havia necessidade de ter em consideração os efeitos de segunda ordem. Tendo sido os valores obtidos para α_{cr} superiores a 10, segundo a cláusula 5.2.1(3), estes efeitos puderam ser desprezados. Posto isto, iniciou-se o processo de dimensionamento da estrutura com recurso ao software de cálculo estrutural *ETABS*[®], onde, após a análise da estrutura, foi verificada a segurança dos perfis metálicos de acordo com os Eurocódigos.

Tratando-se de uma estrutura mista aço-betão não escorada, começou-se por analisar a estrutura durante a fase construtiva: procurou-se que nesta fase, em que só os perfis de aço resistem às

ações, as deformações (obtidas através das combinações de ações características) não fossem excessivas de modo a que fosse possível verificar as limitações impostas pelo Eurocódigo na fase definitiva; admitiu-se as ligações base de coluna e as ligações viga principal-coluna como sendo rígidas, e que as ligações nas extremidades das vigas secundárias e dos contraventamentos não permitiam a transmissão de momentos; as colunas foram pré-dimensionadas de modo a que estas tivessem aproximadamente o dobro da resistência necessária em relação ao esforço axial, garantindo assim que, na fase definitiva, onde a verificação da resistência à encurvadura por flexão composta é mais condicionante, a secção pré-dimensionada se encontrasse próxima da secção final.

Obtida uma primeira aproximação para os elementos em aço, foi modelada a estrutura em fase definitiva considerando na determinação das propriedades geométricas das secções das vigas mistas o coeficiente de homogeneização para carregamentos de curta duração ($n = E_a / E_c \approx 6.4$). Recorrendo ao software *CoP2*, foram pré-dimensionadas as ligações mistas viga principal-coluna semirrígidas, sendo a rigidez inicial, $S_{j,ini}$, modelada na extremidade correspondente de cada viga mista. Nos casos em que os momentos fletores atuantes, M_{Ed} , eram superiores a 2/3 dos momentos resistentes da respetiva ligação, $M_{j,Rd}$, a rigidez modelada, $S_{j,MODEL}$, foi 1/2 da rigidez inicial dessa ligação.

Durante o dimensionamento foi tido em conta o processo construtivo que usualmente é adotado para estruturas metálicas e mistas aço-betão correntes, tendo este aspeto não só impacto na escolha das secções de cada perfil metálico, mas também nos seus comprimentos e ligações entre os diferentes elementos. Deste modo, procurou-se que as ligações de transição entre segmentos de colunas fossem simples de fabricar, fáceis de montar em obra e em número reduzido. Optou-se também por, sempre que justificasse efetuar uma redução da secção das colunas em altura, as transições entre segmentos ocorressem entre perfis HEB e perfis HEA com diferenças reduzidas entre as alturas das secções. As ligações coluna-coluna fazem-se aproximadamente a meio da altura do terceiro piso (entre os segmentos 1 e 2) e a meio do sexto piso (entre os segmentos 2 e 3), evitando assim a necessidade de recorrer a transportes especiais durante a fase de construção. Adotou-se ainda uma filosofia de minimização de processos de soldadura em obra, sendo as ligações entre os conectores e as vigas as únicas soldaduras executadas no local.

Após algumas iterações, foi obtida, para a verificação dos estados limites últimos, uma solução bastante otimizada, avançando-se de seguida para as verificações SLS. Com recurso ao software de cálculo estrutural *Robot Structural Analysis*, foram calculados os valores da rigidez das ligações viga principal-coluna em fase construtiva e modeladas de acordo com o descrito anteriormente. Foi ainda criado um modelo para avaliar os deslocamentos esperados para a

estrutura em serviço na fase definitiva, onde foram considerados os efeitos da fluência e retração do betão, calculando as propriedades geométricas das secções transversais das vigas mistas homogeneizando o banzo de betão através do coeficiente $n = E_a / (E_c / 2) \approx 12.7$ (simplificação prevista na cláusula 5.4.2.2(11) da EN 1994-1). Os deslocamentos laterais foram avaliados com base nas combinações de ações características, enquanto que os deslocamentos verticais em fase definitiva foram obtidos através das combinações de ações quase-permanentes. Contudo, tendo sido inicialmente estabelecido que para os elementos horizontais não seria adotado escoramento na fase construtiva, foi necessário que nos topos do edifício se aumentasse consideravelmente o número de vigas secundárias e/ou a secção transversal destes elementos de forma a que fosse possível respeitar os limites para os deslocamentos verticais impostos pelo Eurocódigo 0. Não sendo usual que as dimensões das secções transversais das vigas principais sejam inferiores às das vigas secundárias, foram adotados os mesmos perfis para ambas nestas zonas. Na Figura 3.4 encontram-se indicadas as secções finais dos perfis das vigas em todos os pisos. No Anexo A poderão ser consultadas tabelas que incluem informação sobre quais foram as secções adotadas para todas as colunas.

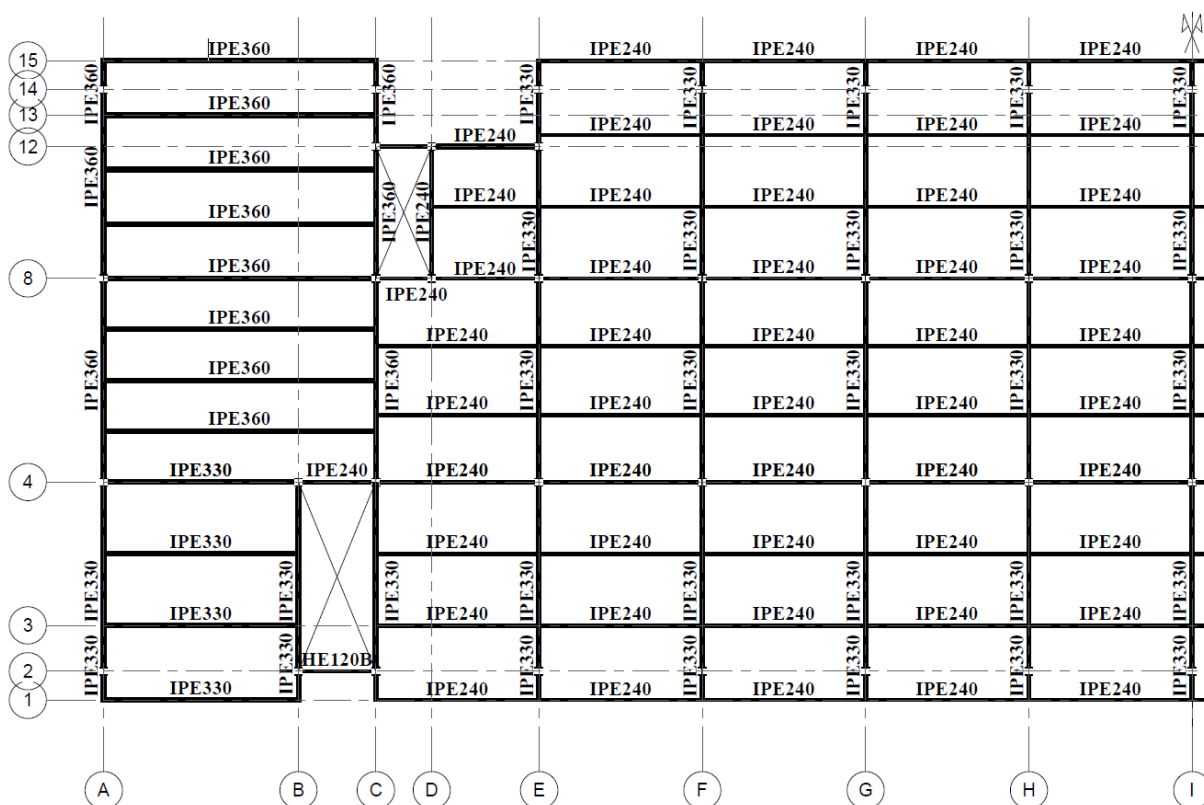


Figura 3.4 – Solução adotada para as vigas, edifício em aço da classe estrutural S355 (caso de referência)

Nas Tabelas 3.5, 3.6 e 3.7, são apresentados os esforços e as verificações mais relevantes relativamente à segurança das vigas, colunas e diagonais dos contraventamentos, respetivamente.

Tabela 3.5 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das vigas

Solução estrutural em aço S355 (caso de referência)						
Vigas		Secção	M _{Ed} (kNm)	Equação 2.4	V _{Ed} (kN)	Equação 2.5
Eixo	Tramo					
A	1 - 2	IPE 330	-45.02	0.15	53.14	0.08
	2 - 4	IPE 330	101.56	0.25	102.61	0.16
			-100.37	0.32		
	4 - 8	IPE 360	170.79	0.34	140.63	0.20
			-150.15	0.40		
	8 - 14	IPE 360	154.20	0.31	131.46	0.18
-142.85			0.38			
14 - 15	IPE 360	-50.55	0.13	59.50	0.08	
C	4 - 8	IPE 360	292.47	0.51	202.96	0.28
			-159.72	0.42		
I	1 - 2	IPE 330	-72.40	0.23	83.99	0.13
	2 - 4	IPE 330	181.98	0.38	155.89	0.25
			-145.71	0.44		
	4 - 8	IPE 330	155.54	0.32	138.31	0.22
-151.31			0.45			
3	A - B	IPE 330	144.65	0.37	85.09	0.13
	I - J	IPE 240	99.83	0.45	70.06	0.18
13	A - C	IPE 360	217.95	0.44	92.02	0.13

Tabela 3.6 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das colunas

Solução estrutural em aço S355 (caso de referência)						
Colunas / Segmento		Secção	N _{Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	Eq. 2.6
A - 2	1	HEA 280	1078.57	0.72	4.89	0.53
	2	HEA 280	756.39	21.48	0.74	0.34
	3	HEA 280	267.46	23.06	0.29	0.16
A - 4	1	HEB 280	2006.20	0.91	7.50	0.67
	2	HEA 280	1400.54	2.77	1.14	0.60
	3	HEA 280	455.63	41.77	4.15	0.29
A - 8	1	HEB 280	2425.96	6.58	9.71	0.78
	2	HEA 280	1673.87	0.83	0.67	0.65
	3	HEA 280	534.66	27.87	5.05	0.28
A - 14	1	HEA 280	1522.86	7.02	4.70	0.73
	2	HEA 280	1074.62	36.90	0.01	0.48
	3	HEA 280	377.71	41.17	0.01	0.25
B - 2	1	HEA 280	1221.22	27.42	9.18	0.58
	2	HEA 280	854.13	43.00	0.73	0.33
	3	HEA 280	308.33	42.89	0.28	0.22
B - 4	1	HEB 280	1630.40	4.57	0.19	0.53
	2	HEA 280	1109.78	3.13	0.16	0.50
	3	HEA 280	377.10	42.45	2.18	0.26

Tabela 3.6 (cont.) – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das colunas (continuação)

Solução estrutural em aço S355 (caso de referência)						
Colunas / Segmento		Secção	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	Eq. 2.6
C - 2	1	HEA 280	1395.58	18.37	9.15	0.66
	2	HEA 280	1035.00	8.30	1.03	0.46
	3	HEA 280	388.91	30.10	0.48	0.21
C - 4	1	HEB 280	2568.58	8.88	0.31	0.81
	2	HEA 280	1746.40	2.94	0.23	0.73
	3	HEA 280	608.62	55.46	2.72	0.38
C - 8	1	HEB 280	2585.53	8.97	6.08	0.85
	2	HEA 280	1797.08	3.78	0.59	0.78
	3	HEA 280	638.90	68.94	4.61	0.43
E - 12	1	HEA 280	1356.25	3.69	4.50	0.63
	2	HEA 280	747.82	19.83	2.20	0.33
	3	HEA 280	180.42	3.50	0.13	0.16
I - 2	1	HEA 280	1641.64	0.40	4.98	0.74
	2	HEA 280	1156.50	12.63	0.75	0.48
	3	HEA 280	420.99	14.81	0.29	0.19
I - 4	1	HEB 280	2811.90	5.06	12.22	0.90
	2	HEA 280	1995.96	1.06	0.60	0.74
	3	HEA 280	699.47	25.41	0.21	0.32

Tabela 3.7 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das diagonais dos contraventamentos

Solução estrutural em aço S355 (caso de referência)				
Direção longitudinal				
Eixos	Piso	Secção	N_{Ed} (kN)	Eq. 2.3
B e P	7	CHS 152.4 x 4	28.85	0.17
	6		40.49	0.24
	5		51.14	0.30
	4		61.85	0.37
	3		70.98	0.42
	2		80.64	0.48
	1		98.04	0.65
C e O	7		123.58	0.73
	6		131.05	0.77
	5		135.86	0.80
	4		137.85	0.81
	3		133.74	0.79
	2		128.91	0.76
	1		136.74	0.90

Solução estrutural em aço S355 (caso de referência)				
Direção transversal				
Eixo	Piso	Secção	N_{Ed} (kN)	Eq. 2.3
12	7	CHS 152.4 x 4	69.03	0.22
	6		99.93	0.31
	5		135.24	0.42
	4		169.44	0.52
	3		202.52	0.62
	2		241.76	0.75
	1		245.26	0.91

Ao observar a Tabela 3.6 constata-se que não se obteve valores da resolução da Equação 2.6 superiores a 0.90, o que poderá levar a concluir que a solução adotada para as colunas poderia ainda ser ligeiramente otimizada. Contudo, a justificação para os resultados obtidos corresponderem à solução final, prende-se com facto de ser necessária uma margem de segurança adicional para que seja possível verificar a resistência da estrutura ao fogo de acordo as normas EN 1993-1-2 e EN 1994-1-2, não abordadas no âmbito desta dissertação, sendo, no entanto, fundamentais no desenvolvimento do projeto de estruturas de um edifício e efetuadas no estudo realizado pela Universidade de Coimbra, no qual esta dissertação se insere. Relativamente às vigas mistas, ao realizar as verificações requeridas para a resistência à ação do fogo, os valores obtidos para as equações equivalentes às Equações 2.4 e 2.5, nas referidas normas, foram superiores, não tendo sido, no entanto, o fator condicionante no dimensionamento desta alternativa estrutural, à exceção das vigas principais IPE 330, como será visto de seguida. Para os contraventamentos, por uma questão de simplicidade construtiva, foi adotada a mesma secção para todas as diagonais em todos os pisos.

Na Tabela 3.8 são apresentadas as verificações mais relevantes dos deslocamentos verticais das vigas. Nas Tabelas 3.9 e 3.10 encontram-se as verificações dos deslocamentos horizontais entre pisos e dos deslocamentos globais da estrutura, respetivamente, na direção longitudinal e transversal.

Tabela 3.8 – Verificações mais relevantes dos deslocamentos verticais das vigas

Solução estrutural em aço S355 (caso de referência)						
Vigas		Secção	δ_{const} (mm)	$\delta_{def.}$ (mm)	δ_{total} (mm)	δ_{limite} (mm)
Eixo	Tramo					
A	14 - 15	IPE 360	0.84	0.03	0.87	8.00
C	4 - 8	IPE 360	11.44	2.38	13.81	28.40
3	A - B	IPE 330	13.00	5.30	18.30	27.20
	I - J	IPE 240	19.87	2.16	22.02	22.80
13	A - C	IPE 360	28.23	3.62	31.85	38.00

Tabela 3.9 – Verificações dos deslocamentos horizontais na direção longitudinal

Solução estrutural em aço S355 (caso de referência)						
Direção longitudinal						
Piso	h (m)	d_{pisso} (mm)	$d_{relativo}$ (mm)	d_{limite} (h/300) (mm)	d_{global} (mm)	d_{limite} (h/500) (mm)
7	24.35	31.50	4.47	11.17	27.97	40.20
6	21.00	27.04	4.72	11.17		
5	17.65	22.32	4.91	11.17		
4	14.30	17.41	4.93	11.17		
3	10.95	12.48	4.69	11.17		
2	7.60	7.79	4.26	11.17		
1	4.25	3.53	3.53	14.17		

Tabela 3.10 – Verificações dos deslocamentos horizontais na direção transversal

Solução estrutural em aço S355 (caso de referência)						
Direção transversal						
Piso	h (m)	d _{piso} (mm)	d _{relativo} (mm)	d _{limite (h/300)} (mm)	d _{global} (mm)	d _{limite (h/500)} (mm)
7	24.35	2.74	0.34	11.17	2.21	40.20
6	21.00	2.40	0.41	11.17		
5	17.65	2.00	0.43	11.17		
4	14.30	1.57	0.40	11.17		
3	10.95	1.17	0.33	11.17		
2	7.60	0.85	0.31	11.17		
1	4.25	0.53	0.53	14.17		

Como é possível concluir pela análise dos resultados apresentados nas tabelas anteriores, o dimensionamento das vigas encontra-se fortemente condicionado pela opção tomada relativamente ao processo construtivo (construção não escorada). No que diz respeito aos deslocamentos horizontais, conclui-se que o sistema de resistência às ações horizontais, nomeadamente os contraventamentos, são bastante eficazes neste aspeto, uma vez que é possível verificar largamente os limites impostos pela EN 1990.

3.6.2. Considerando a ação sísmica

3.6.2.1. Introdução

Obtida a solução final da primeira das três alternativas estruturais para o caso de estudo 1, procedeu-se à análise e dimensionamento da estrutura considerando a ação sísmica do tipo 2, em Faro. Tendo como ponto de partida a solução de referência obtida anteriormente, foi realizada uma análise modal por espectro de resposta e, obtidos os esforços e deslocamentos da estrutura para a situação de projeto sísmica, após várias iterações relativamente às secções transversais dos elementos que deveriam ser adotadas, a conceção estrutural inicialmente estabelecida revelou-se ineficaz no cumprimento dos limites impostos pelo Eurocódigo 8 no que diz respeito aos efeitos de segunda ordem e limitação de danos. Deste modo, foi necessário alterar o sistema de resistência às ações horizontais.

Segundo o ponto 6.6.4(2) c) da EN 1998-1, quando utilizadas ligações dissipativas, o efeito da deformação da ligação no deslocamento lateral global é avaliado através de uma análise estática não linear (*pushover*) global ou por uma análise não linear no domínio do tempo. Seguindo uma abordagem recorrentemente utilizada no desenvolvimento de projetos de estruturas, optou-se pela utilização de ligações rígidas viga principal-coluna, evitando deste modo a realização de um dos dois tipos de análise mencionados. Na solução em aço da classe estrutural S355 considerando a ação sísmica, as ligações semirrígidas referidas no subcapítulo anterior foram

substituídas por ligações rígidas. Foram ainda criados pórticos rígidos na zona central do edifício (assinalados na Figura 3.5) cujas secções das colunas possuem a maior inércia segundo a direção longitudinal do edifício. As restantes ligações no caso referência admitidas como rotuladas, mantêm-se.

Relativamente ao sistema de contraventamentos, também foram realizadas alterações. Retiraram-se as diagonais dos eixos B e P, estando estas agora colocadas, respetivamente, nos eixos C e O junto aos elevadores (Figura 3.6). Analisando o comportamento da estrutura, nomeadamente os esforços nas colunas onde se encontram ligadas as diagonais, esta alteração revelou-se bastante mais eficaz na resistência à ação sísmica quando esta atuava predominantemente nesta direção. Atendendo ao que foi indicado no subcapítulo 3.4.11.3 relativamente à limitação das esbeltezas normalizadas das diagonais de pórticos com contraventamentos em X com mais de dois pisos (definidas na EN 1993-1-1:2005), para as diagonais colocadas segundo o eixo 12 não foi possível encontrar uma solução que respeitasse simultaneamente os limites impostos ($1.3 < \bar{\lambda} \leq 2.0$) e a condição de segurança em relação ao esforço normal destes elementos. Foi ainda estudada a hipótese de utilizar contraventamentos em V centrados, uma vez que para estes apenas existe um limite máximo para a esbelteza normalizada das diagonais ($\bar{\lambda} \leq 2.0$). Contudo, após algumas iterações, rapidamente se concluiu que as secções transversais que se iriam obter para as diagonais quando sujeitas a compressão teriam dimensões elevadas, conduzindo a soluções construtivas pouco usuais. É de referir ainda que na análise global da estrutura com contraventamentos em X apenas foram consideradas as diagonais tracionadas, enquanto que na análise da estrutura com contraventamentos em V foram consideradas as diagonais quer em tração, quer em compressão. No entanto, de modo a evitar-se uma análise *pushover* ou uma análise não linear no domínio do tempo, não foram consideradas em simultâneo diagonais tracionadas e comprimidas (6.7.2(3) a), EN 1998-1). Por fim, relativamente ao dimensionamento destes elementos, é importante ainda referir que, ao garantir que a sobrerresistência máxima Ω_i não difere em mais de 25% do valor mínimo Ω , de modo a obter um comportamento dissipativo homogéneo das diagonais (6.7.3(8), EN 1998-1), não foi possível garantir uma simplicidade estrutural semelhante à do caso de estudo 1, existindo uma grande variação em altura nas secções adotadas para estes elementos (Figura 3.6).

Na Figura 3.7 encontram-se indicadas as secções finais dos perfis das vigas em todos os pisos. No Anexo A poderão ser consultadas tabelas que incluem informação sobre quais foram as secções adotadas para todas as colunas.

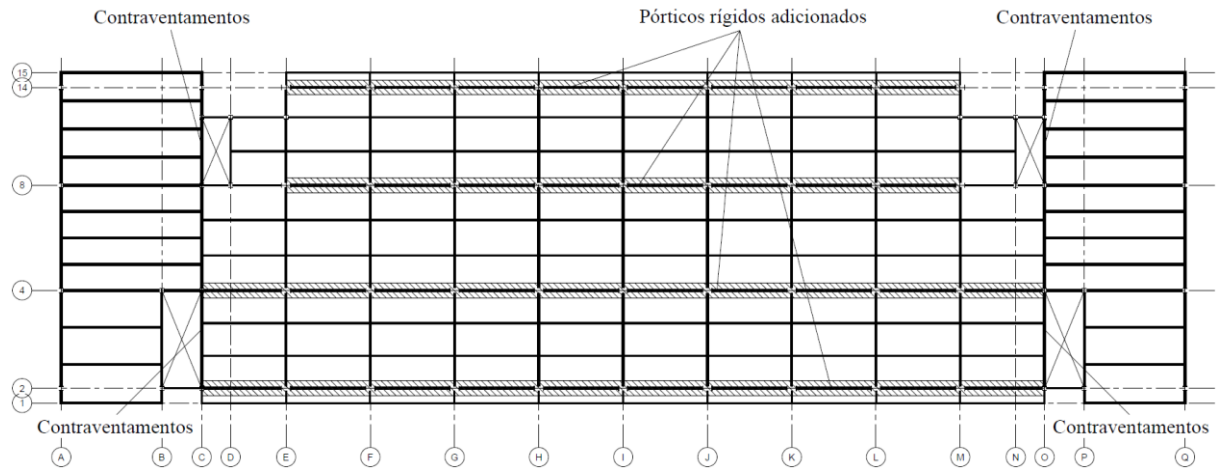


Figura 3.5 – Alterações no sistema de resistência às ações horizontais

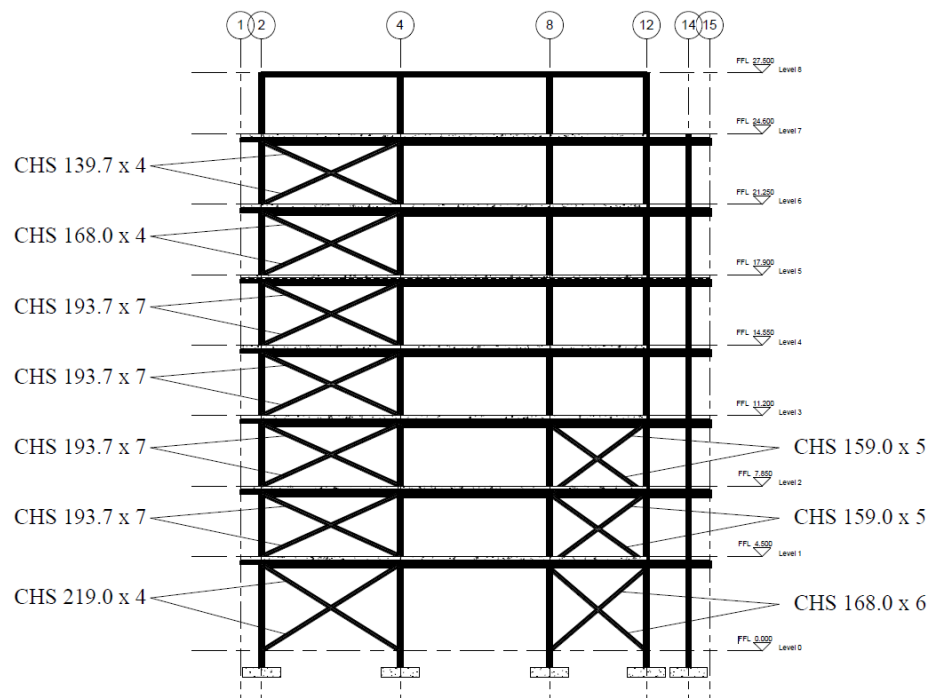


Figura 3.6 – Solução adotada para as diagonais dos contraventamentos, edifício em aço da classe estrutural S355 considerando a ação sísmica

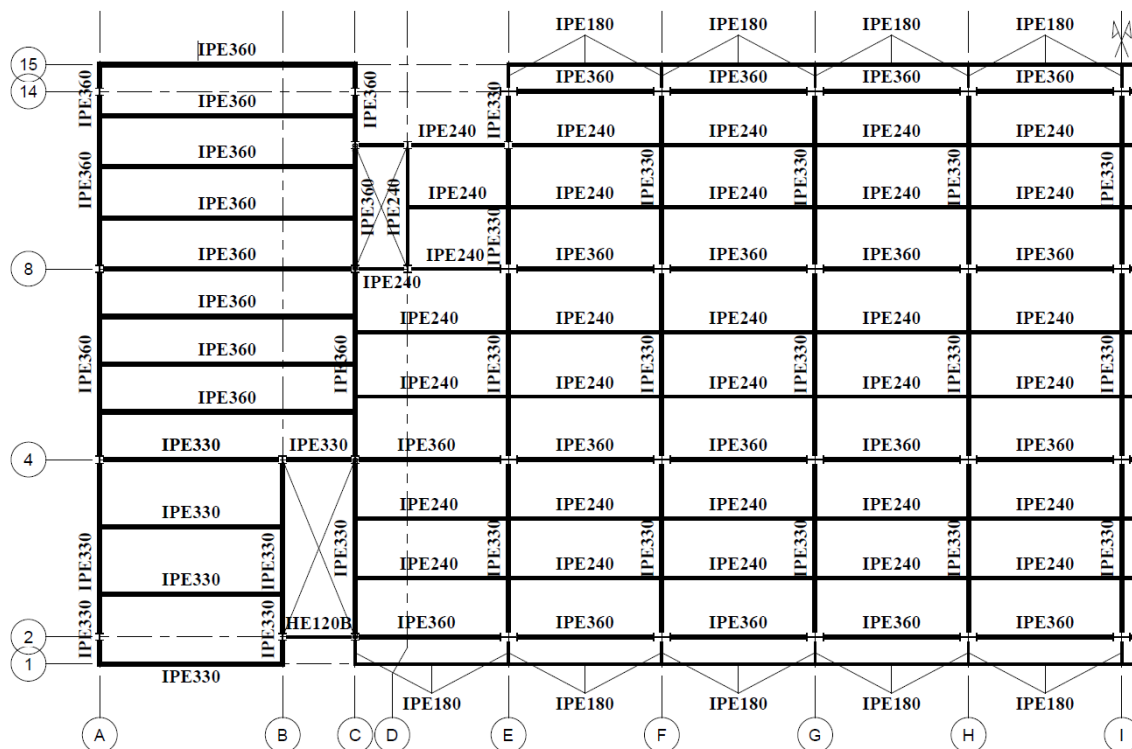


Figura 3.7 - Solução adotada para as vigas, edifício em aço da classe estrutural S355 considerando a ação sísmica

3.6.2.2. Análise modal por espectro de resposta e efeitos da torção

Como havia sido referido anteriormente, para as situações de projeto sísmicas abordadas nesta dissertação, os efeitos das ações foram obtidos com base no comportamento elástico da estrutura efetuando uma análise modal por espectro de resposta. Relativamente aos modos de vibração considerados, é possível afirmar que as suas respostas contribuem significativamente para a resposta global da estrutura se a soma das massas modais efetivas correspondentes for pelo menos 90% da massa total da estrutura (4.3.3.3.1(3), EN 1998-1). Na Tabela 3.11 encontram-se os períodos correspondentes aos modos necessários para que o critério acima referido seja cumprido, assim como as percentagens da massa total associadas a cada um desses modos. Na Figura 3.8 estão representados os modos de vibração fundamentais segundo as direções transversais e longitudinais.

Tabela 3.11 – Períodos e participação dos principais modos de vibração

Modo	T_i (s)	$M_{i,ux}$ (%)	$M_{i,uy}$ (%)	$\Sigma M_{i,ux}$ (%)	$\Sigma M_{i,uy}$ (%)
1	1.51	0.00	82.24	0.00	82.24
2	1.50	80.80	0.00	80.80	82.24
3	1.26	0.07	0.00	80.87	82.24
4	0.52	0.00	12.25	80.87	94.49
5	0.45	11.14	0.00	92.01	94.49

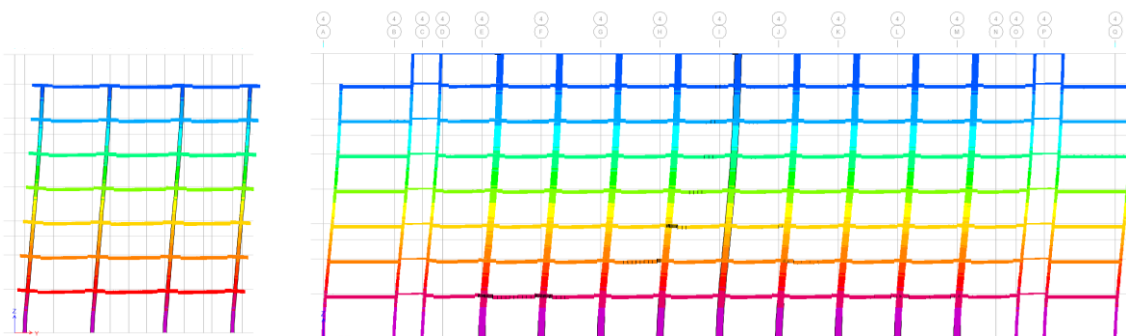


Figura 3.8 – Modos de vibração fundamentais segundo as direções transversal e longitudinal, respetivamente, à esquerda e à direita.

Relativamente aos efeitos da torção abordados no subcapítulo 3.4.7.2 deste documento, a sua consideração foi realizada de forma automática pelo software de análise estrutural por elementos finitos *ETABS*[®].

3.6.2.3. Efeitos de segunda ordem

A avaliação da necessidade de considerar os efeitos $P-\Delta$, foi realizada através da determinação do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ , apresentado no subcapítulo 3.4.9, para ambas as direções. Os valores de θ e os respetivos fatores de multiplicação $1/(1-\theta)$ obtidos encontram-se na Tabela 3.12. Analisando os resultados da Tabela 3.12, conclui-se que os esforços obtidos na situação de projeto sísmica deverão ser multiplicados em todos pisos pelo fator $1/(1-\theta)$, à exceção dos elementos dos pisos 6 e 7.

Tabela 3.12 – Valores de θ e os respetivos fatores de multiplicação $1/(1-\theta)$

	Piso	h (m)	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_r (mm)	θ	$1/(1-\theta)$
Direção longitudinal	7	3.35	8733.39	550.13	10.03	0.05	-----
	6	3.35	19174.88	1013.02	13.90	0.08	-----
	5	3.35	29616.78	1322.14	17.48	0.12	1.13
	4	3.35	40061.01	1553.23	20.29	0.16	1.19
	3	3.35	50505.24	1777.98	21.86	0.19	1.23
	2	3.35	60954.79	1978.84	20.98	0.19	1.24
	1	4.50	71406.96	2088.06	15.68	0.12	1.14
Direção transversal	7	3.35	8733.39	566.97	9.87	0.05	-----
	6	3.35	19174.88	992.22	15.48	0.09	-----
	5	3.35	29616.78	1305.74	18.88	0.13	1.15
	4	3.35	40061.01	1584.96	20.85	0.16	1.19
	3	3.35	50505.24	1793.26	19.15	0.16	1.19
	2	3.35	60954.79	1974.97	19.95	0.18	1.23
	1	4.50	71406.96	2117.65	22.51	0.17	1.20

3.6.2.4. Ligações dos pórticos rígidos

Como foi dito anteriormente, foi necessário alterar o sistema de resistência às ações horizontais de modo a que os deslocamentos relativos entre pisos para a situação de projeto sísmica fossem menores, tendo sido a solução adotada a criação de pórticos rígidos em ambas as direções. Segundo a direção longitudinal estes pórticos encontram-se na zona central do edifício entre os eixos C e O, com a maior inércia das colunas orientada no sentido de desenvolvimento desses mesmos pórticos. De modo a saber qual o impacto da decisão de projeto tomada para as ligações (rígidas e dissipativas) em termos construtivos, foram dimensionadas as ligações do nó I-4, uma vez que estas se repetem em grande número. Na Figura 3.9 encontram-se as representações das ligações no referido nó, para o caso de estudo 1 (à esquerda) apresentado anteriormente, e para o caso de estudo 2 (à direita).

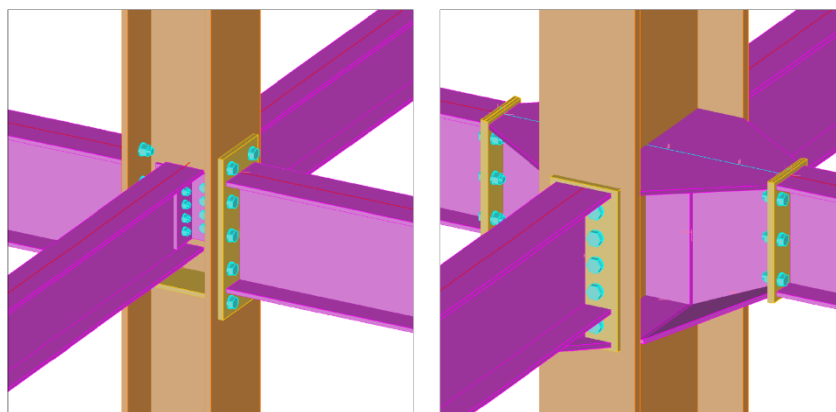


Figura 3.9 - Representações das ligações no nó I-4, para os casos de estudo 1 e 2, respetivamente, à esquerda e à direita

Ao observar a Figura 3.10, constata-se que para as ligações do caso de estudo 2 são requeridas quantidades de aço bastante superiores às do caso de estudo 1. Globalmente, o peso das ligações no caso de referência representa, aproximadamente, 6.3% do peso dos perfis metálicos, enquanto que, ao considerar a ação sísmica, o valor obtido para este parâmetro é de 11.4%.

3.6.2.5. Dimensionamento dos elementos

Sendo que a estrutura aqui analisada tem como base a estrutura dimensionada no subcapítulo 3.6.1, não tendo sido efetuadas alterações na estrutura que diminuam a sua resistência às ações ou que conduzam a um pior desempenho em serviço, os esforços e as verificações apresentadas de seguida dizem apenas respeito à situação de projeto sísmica. No dimensionamento sísmico das vigas mistas (não embebidas/ parcialmente embebidas em betão), na grande maioria dos casos, a resistência à encurvadura por flexão, quando necessária a sua consideração, ou a resistência ao esforço transversal quando se admite que a dissipação é dada nas extremidades

destes elementos, são os fatores condicionantes. Ao assumir que a dissipação ocorre nas ligações viga-coluna e nas diagonais dos contraventamentos, a segurança das vigas mistas é verificada garantindo que, para além da resistência aos esforços resultantes das combinações sísmicas, estas possuem uma sobrerresistência em relação às zonas dissipativas. Na Tabela 3.13 são apresentadas as verificações segurança relevantes para as vigas mistas. Todos os valores dos esforços atuantes encontram-se majorados pelo fator $1/(1-\theta)$ correspondente.

Tabela 3.13 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das vigas mistas

Solução estrutural em aço S355							
Eixo	Vigas		Secção	M _{Ed} (kNm)	Equação 2.4	V _{Ed} (kN)	Equação 2.5
	Tramo						
A	1 - 2		IPE 330	-32.05	0.11	39.83	0.06
	2 - 4		IPE 330	84.65	0.25	99.29	0.16
				-117.68	0.37		
	4 - 8		IPE 360	119.26	0.28	118.59	0.16
				-156.71	0.41		
8 - 14		IPE 360	112.58	0.26	141.93	0.20	
			-148.29	0.39			
14 - 15		IPE 360	-36.74	0.10	45.47	0.06	
C	4 - 8		IPE 360	181.06	0.37	167.25	0.23
				-203.01	0.46		
I	1 - 2		IPE 180	-26.82	0.38	26.83	0.12
	2 - 4		IPE 330	130.84	0.33	116.94	0.19
				-137.29	0.41		
4 - 8		IPE 330	116.32	0.29	107.89	0.17	
			-136.23	0.41			
4	I - J		IPE 360	50.43	0.11	66.04	0.09
				-91.19	0.20		

Na Tabela 3.14 é apresentada a verificação da resistência ao esforço axial das diagonais dos contraventamentos, tendo sido os valores dos esforços atuantes majorados pelo fator $1/(1-\theta)$ correspondente.

Tabela 3.14 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das diagonais

Solução estrutural em aço S355 (considerando a ação sísmica)					
Eixos	Piso	Secção	N _{Ed} (kN)	Equação 2.24	
C e O	7	CHS 139.7 x 4	121.35	0.91	
	6	CHS 168.0 x 4	198.84	0.88	
	5	CHS 193.7 x 7	423.66	0.75	
	4	CHS 193.7 x 7	474.57	0.84	
	3		CHS 193.7 x 7	469.26	0.83
			CHS 159.0 x 5	264.50	0.73
	2		CHS 193.7 x 7	509.17	0.90
			CHS 159.0 x 5	307.03	0.82
	1		CHS 219.0 x 4	353.79	0.83
			CHS 168.0 x 6	429.24	0.97

Observando os valores obtidos para a Equação 2.24, constata-se que os valores das sobrerresistências Ω_i , dados por $N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$, não diferem em mais de 25%.

De seguida são apresentadas as verificações de segurança mais relevantes relativamente às colunas (Tabela 5.15), tendo sido os valores de cálculo do esforço axial das colunas dos pórticos com contraventamento centrado determinados através da Expressão 2.25, e majorados pelo fator $1/(1-\theta)$ correspondente.

Tabela 3.15 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das colunas

Solução estrutural em aço S355 (considerando a ação sísmica)						
Colunas / Segmento		Secção	N _{Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	Equação 2.25
A - 2	1	HEA 360	775.98	79.17	3.36	0.34
	2	HEA 360	540.55	18.31	0.42	0.20
	3	HEA 360	191.02	41.40	0.43	0.11
A - 4	1	HEA 360	1247.87	85.57	4.19	0.47
	2	HEA 360	870.94	24.51	1.84	0.29
	3	HEA 360	3114.95	59.16	3.76	0.17
A - 8	1	HEA 360	1444.13	85.20	4.38	0.52
	2	HEA 360	1008.69	18.53	1.99	0.31
	3	HEA 360	370.49	40.65	4.13	0.16
A - 14	1	HEA 360	1034.49	85.67	3.41	0.42
	2	HEA 360	722.31	22.31	0.42	0.24
	3	HEA 360	258.30	47.65	0.44	0.14
B - 2	1	HEA 360	799.30	85.68	6.15	0.39
	2	HEA 360	563.21	49.06	1.46	0.31
	3	HEA 360	206.32	49.23	1.15	0.17
B - 4	1	HEB 360	975.24	86.85	14.75	0.93
	2	HEA 360	795.20	23.31	5.48	0.97
	3	HEA 360	274.51	51.20	12.50	0.38
C - 2	1	HEA 450	1575.37	0.18	8.61	0.46
	2	HEA 450	964.49	35.86	12.85	0.23
	3	HEA 450	210.23	3.44	21.12	0.12
C - 4	1	HEB 450	2302.22	178.74	6.87	0.66
	2	HEB 450	1532.29	40.47	4.96	0.39
	3	HEB 450	506.16	91.34	9.17	0.18
C - 8	1	HEB 360	1843.15	115.80	5.07	0.50
	2	HEA 360	1075.67	33.33	1.80	0.36
	3	HEA 360	435.71	82.50	3.92	0.23
E - 12	1	HEA 360	597.64	82.44	3.83	0.30
	2	HEA 360	395.26	53.28	1.72	0.18
	3	HEA 360	136.77	48.71	0.98	0.11
I - 2	1	HEB 650	1119.11	245.45	18.19	0.35
	2	HEB 650	785.08	83.66	32.75	0.21
	3	HEB 650	280.28	28.31	3.91	0.11
I - 4	1	HEB 650	1691.71	240.15	10.87	0.40
	2	HEB 650	1205.61	83.03	10.49	0.22
	3	HEB 650	479.40	28.80	0.72	0.11

3.6.2.6. Limitação de danos

A verificação da limitação de danos foi realizada como indicado no subcapítulo 2.4.6., através da Expressão 2.21. Na Tabela 3.16 são apresentados os resultados obtidos.

Tabela 3.16 – Verificação da limitação de danos

	Piso	h (m)	$d_{r,e}$ (mm)	d_r (mm)	$d_{r,v}$ (mm)	d_{limite} (mm)
Direção longitudinal	7	3.35	2.51	10.03	5.52	25.13
	6	3.35	3.47	13.90	7.64	25.13
	5	3.35	4.37	17.48	9.61	25.13
	4	3.35	5.07	20.29	11.16	25.13
	3	3.35	5.46	21.86	12.02	25.13
	2	3.35	5.25	20.98	11.54	25.13
	1	4.50	3.92	15.68	8.62	33.75
Direção transversal	7	3.35	2.47	9.87	5.43	25.13
	6	3.35	3.87	15.48	8.52	25.13
	5	3.35	4.72	18.88	10.39	25.13
	4	3.35	5.21	20.85	11.47	25.13
	3	3.35	4.79	19.15	10.53	25.13
	2	3.35	4.99	19.95	10.97	25.13
	1	4.50	5.63	22.51	12.38	33.75

3.7. Solução estrutural em aço S460

3.7.1. Sem ação sísmica

3.7.1.1. Introdução

Nesta secção é apresentada a solução obtida para o edifício com perfis metálicos em aço da classe estrutural S460 sem consideração da ação sísmica, assim como as verificações ULS e SLS mais relevantes no dimensionamento efetuado.

Como foi visto anteriormente, no dimensionamento estrutural realizado no caso de referência, a limitação dos deslocamentos verticais das vigas, na maioria dos casos, foi condicionante na determinação das secções transversais a adotar para os perfis metálicos destes elementos. Por sua vez, o dimensionamento das colunas e das diagonais dos contraventamentos foram condicionados pelas suas resistências. Tendo como ponto de partida a solução obtida em 3.6.1., para a determinação da solução estrutural em aço S460, começou-se por alterar no modelo de cálculo a classe de resistência dos elementos metálicos, procurando de seguida otimizar as suas secções transversais sempre que possível. Observando a Figura 3.10, onde são indicadas as secções transversais obtidas para as vigas em todos os pisos, comparando com o caso de referência, constata-se que apenas foi possível reduzir as secções transversais IPE 330 para IPE 300 que, no caso das vigas principais, se encontram condicionadas pela resistência à ação do fogo. Relativamente às vigas secundárias cujo dimensionamento no caso de referência é governado pelas limitações dos deslocamentos verticais, como expetável, não foi possível diminuir as suas secções transversais.

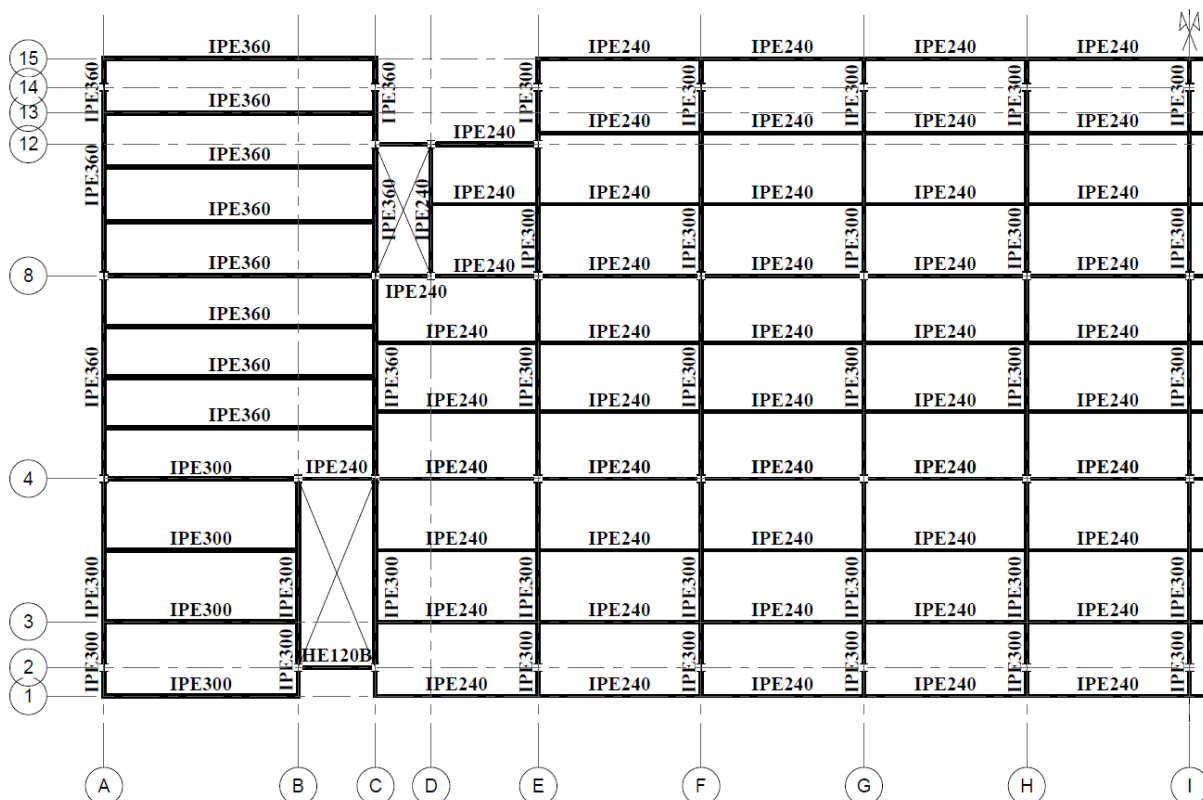


Figura 3.10 - Solução adotada para as vigas, edifício em aço da classe estrutural S355 sem ação sísmica

No que diz respeito às colunas, os segmentos de secções transversais HEB 280 e HEA 280, puderam ser reduzidos, respetivamente, para secções HEB 240 e HEA 240. Esta alteração, que implica uma maior flexibilidade da estrutura, resultou numa maior solicitação por parte dos elementos dos contraventamentos, levando a um aumento das secções transversais das diagonais.

3.7.1.2. Dimensionamento dos elementos

Nas Tabelas 3.17, 3.18 e 3.19, são apresentados os esforços e as verificações mais relevantes relativamente à segurança das vigas, pilares e contraventamentos, respetivamente.

Tabela 3.17 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das vigas

Solução estrutural em aço S460 (sem ação sísmica)						
Vigas		Secção	M _{Ed} (kNm)	Equação 2.4	V _{Ed} (kN)	Equação 2.5
Eixo	Tramo					
A	1 - 2	IPE 300	-45.85	0.15	52.89	0.08
	2 - 4	IPE 300	103.19	0.25	104.84	0.15
			-97.29	0.30		
	4 - 8	IPE 360	191.16	0.31	142.55	0.15
			-131.93	0.27		
8 - 14	IPE 360	167.33	0.27	131.47	0.14	
		-124.19	0.26			
14 - 15	IPE 360	-51.77	0.11	59.54	0.06	

Tabela 3.17 (cont.) – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das vigas

Solução estrutural em aço S460 (sem ação sísmica)						
Vigas		Secção	M _{Ed} (kNm)	Equação 2.4	V _{Ed} (kN)	Equação 2.5
Eixo	Tramo					
C	4 - 8	IPE 360	298.02	0.42	203.94	0.22
			-160.65	0.33		
I	1 - 2	IPE 300	-74.05	0.23	83.92	0.12
	2 - 4	IPE 300	195.92	0.41		
			-123.62	0.37		
	4 - 8	IPE 300	177.77	0.37	138.34	0.20
-129.47			0.39			
3	A - B	IPE 300	144.42	0.27	85.09	0.12
	I - J	IPE 240	99.83	0.29	70.06	0.14
13	A - C	IPE 360	217.95	0.28	92.02	0.10

Tabela 3.18 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das colunas

Solução estrutural em aço S460 (sem ação sísmica)						
Colunas / Segmento		Secção	N _{Ed} (kN)	M _{y,Ed} (kNm)	M _{z,Ed} (kNm)	Equação 2.6
A - 2	1	HEA 240	1072.68	1.57	3.22	0.53
	2	HEA 240	752.56	21.37	0.72	0.33
	3	HEA 240	265.63	23.08	0.13	0.17
A - 4	1	HEB 240	1993.45	0.86	5.19	0.64
	2	HEA 240	1391.90	0.84	1.05	0.56
	3	HEA 240	452.75	28.04	3.47	0.26
A - 8	1	HEB 240	2396.23	4.12	6.22	0.74
	2	HEA 240	1649.68	0.69	0.57	0.62
	3	HEA 240	527.64	23.79	4.34	0.27
A - 14	1	HEA 240	1543.71	5.40	3.12	0.73
	2	HEA 240	1090.65	34.64	0.00	0.48
	3	HEA 240	382.89	40.11	0.00	0.26
B - 2	1	HEA 240	1197.39	25.77	6.24	0.59
	2	HEA 240	836.67	42.96	0.67	0.40
	3	HEA 240	298.31	0.91	0.06	0.23
B - 4	1	HEB 240	1637.63	4.58	0.16	0.52
	2	HEA 240	1115.96	2.32	0.13	0.50
	3	HEA 240	374.20	39.88	1.60	0.26
C - 2	1	HEA 240	1405.62	19.15	6.21	0.69
	2	HEA 240	1045.01	8.64	0.99	0.48
	3	HEA 240	391.39	29.63	0.27	0.22
C - 4	1	HEB 240	2540.17	7.63	0.26	0.79
	2	HEA 240	1723.12	1.57	0.18	0.70
	3	HEA 240	597.16	47.28	2.34	0.36
C - 8	1	HEB 240	2568.28	7.45	4.00	0.81
	2	HEA 240	1786.13	2.68	0.50	0.76
	3	HEA 240	684.50	55.97	4.79	0.43
E - 12	1	HEA 240	1350.47	2.77	2.94	0.62
	2	HEA 240	739.03	18.88	1.97	0.32
	3	HEA 240	178.62	29.93	1.22	0.17
I - 2	1	HEA 240	1702.20	3.45	3.08	0.79
	2	HEA 240	1194.12	18.47	0.71	0.52
	3	HEA 240	420.45	23.45	0.11	0.22
I - 4	1	HEB 240	2787.22	1.81	8.22	0.87
	2	HEA 240	1973.08	0.34	0.59	0.69
	3	HEA 240	670.61	23.93	0.00	0.35

Tabela 3.19 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das diagonais dos contraventamentos

Solução estrutural em aço S460 (sem ação sísmica)					Solução estrutural em aço S460 (sem ação sísmica)					
Direção longitudinal					Direção transversal					
Eixos	Piso	Secção	N _{Ed} (kN)	Eq.	Eixo	Piso	Secção	N _{Ed} (kN)	Eq.	
B e P	7	CHS 159.0 x 4	25.70	0.13	12	7	CHS 159.0 x 4	72.75	0.19	
	6		41.34	0.21		6		107.22	0.27	
	5		55.42	0.28		5		145.57	0.36	
	4		69.75	0.34		4		183.08	0.45	
	3		80.47	0.40		3		218.75	0.54	
	2		93.15	0.46		2		261.29	0.64	
	1		120.84	0.67		1		287.43	0.87	
C e O	7			132.83	0.65					
	6			143.17	0.70					
	5			151.34	0.74					
	4			156.61	0.77					
	3			153.68	0.75					
	2			150.54	0.74					
	1		169.13	0.93						

Na Tabela 3.20 são apresentadas as verificações mais relevantes dos deslocamentos verticais das vigas. Nas Tabelas 3.21 e 3.22 encontram-se as verificações dos deslocamentos horizontais entre pisos e deslocamentos globais da estrutura, respetivamente, na direção longitudinal e transversal.

Tabela 3.20 – Verificações mais relevantes dos deslocamentos verticais das vigas

Solução estrutural em aço S460 (sem ação sísmica)						
Vigas		Secção	δ_{const}	$\delta_{def.}$	δ_{total}	δ_{limite}
Eixo	Tramo		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
A	14 - 15	IPE 360	0.84	0.03	0.87	8
C	4 - 8	IPE 360	11.1	2.25	13.35	28.4
3	A - B	IPE 300	18.3	3.39	21.69	27.2
	I - J	IPE 240	19.87	2.16	22.02	22.8
13	A - C	IPE 360	28.23	3.62	31.85	38

Tabela 3.21 – Verificações dos deslocamentos horizontais na direção longitudinal

Solução estrutural em aço S460 (sem ação sísmica)						
Direção longitudinal						
Piso	h (m)	d _{piso} (mm)	d _{relativo} (mm)	d _{limite (h/300)} (mm)	d _{global} (mm)	d _{limite (h/500)} (mm)
7	24.35	38.53	5.74	11.17	34.48	40.20
6	21.00	32.79	5.97	11.17		
5	17.65	26.82	6.12	11.17		
4	14.30	20.70	6.05	11.17		
3	10.95	14.66	5.65	11.17		
2	7.60	9.01	4.97	11.17		
1	4.25	4.04	4.04	14.17		

Tabela 3.22 – Verificações dos deslocamentos horizontais na direção transversal

Solução estrutural em aço S460 (sem ação sísmica)						
Direção transversal						
Piso	h (m)	d _{piso} (mm)	d _{relativo} (mm)	d _{limite} (h/300) (mm)	d _{global} (mm)	d _{limite} (h/500) (mm)
7	24.35	4.31	0.60	11.17	3.62	40.20
6	21.00	3.71	0.67	11.17		
5	17.65	3.04	0.68	11.17		
4	14.30	2.36	0.63	11.17		
3	10.95	1.73	0.54	11.17		
2	7.60	1.19	0.50	11.17		
1	4.25	0.69	0.69	14.17		

3.7.2. Considerando a ação sísmica

3.7.2.1. Introdução

Sabendo as soluções e condicionantes das alternativas apresentadas anteriormente, avançou-se para o dimensionamento da estrutura em aço S460 considerando a ação sísmica com a configuração de vigas mistas principais e secundárias representadas na Figura 3.11. Relativamente ao sistema de resistência às ações horizontais, foi mantido o mesmo esquema estrutural adotado para a alternativa 1 no caso de estudo 2, com as mesmas secções transversais para as colunas e contraventamentos.

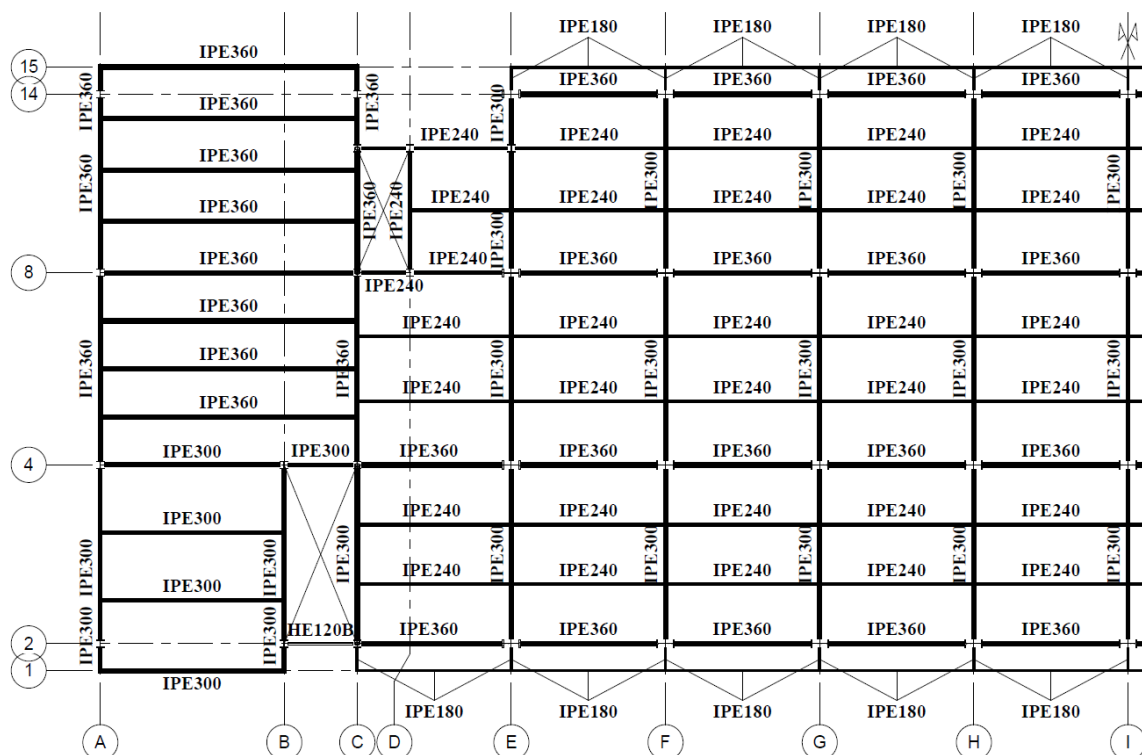


Figura 3.11 - Solução adotada para as vigas, edifício em aço da classe estrutural S460 considerando a ação sísmica

3.7.2.2. Dimensionamento dos elementos

De seguida são apresentadas as verificações relevantes para o dimensionamento desta alternativa, encontrando-se nas Tabelas 3.23, 3.24, 3.25 e 3.26, as verificações relativas aos efeitos de segunda ordem, ULS dos contraventamentos, ULS das colunas e limitação de danos, respetivamente.

Tabela 3.23 – Valores de θ e os respetivos fatores de multiplicação $1/(1-\theta)$

	Piso	h (m)	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_r (mm)	θ	$1/(1-\theta)$
Direção longitudinal	7	3.35	8712.29	554.95	10.09	0.05	-----
	6	3.35	19132.69	1014.44	13.97	0.08	-----
	5	3.35	29553.50	1321.19	17.56	0.12	1.13
	4	3.35	39976.63	1551.48	20.36	0.16	1.19
	3	3.35	50399.77	1775.98	21.93	0.19	1.23
	2	3.35	60828.23	1975.80	21.03	0.19	1.24
	1	4.50	71259.30	2083.32	15.69	0.12	1.14
Direção transversal	7	3.35	8712.29	565.88	11.10	0.05	-----
	6	3.35	19132.69	981.30	17.00	0.10	-----
	5	3.35	29553.50	1296.93	20.55	0.14	1.16
	4	3.35	39976.63	1579.03	22.55	0.17	1.21
	3	3.35	50399.77	1784.24	20.55	0.17	1.21
	2	3.35	60828.23	1959.74	21.20	0.20	1.24
	1	4.50	71259.30	2094.50	23.11	0.17	1.21

Tabela 3.24 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das diagonais

Solução estrutural em aço S460 (considerando a ação sísmica)				
Eixos	Piso	Secção	N_{Ed} (kN)	Equação 2.24
C e O	7	CHS 139.7 x 4	128.90	0.92
	6	CHS 168.0 x 4	210.39	0.87
	5	CHS 193.7 x 7	448.66	0.73
	4	CHS 193.7 x 7	501.49	0.82
	3	CHS 193.7 x 7	491.32	0.80
		CHS 159.0 x 5	284.12	0.69
	2	CHS 193.7 x 7	529.86	0.86
		CHS 159.0 x 5	324.03	0.79
	1	CHS 219.0 x 4	359.51	0.77
		CHS 168.0 x 6	437.64	0.91

Tabela 3.25 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das colunas

Solução estrutural em aço S460 (com ação sísmica)						
Colunas / Segmento		Secção	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	Equação 2.25
A - 2	1	HEA 360	757.87	78.58	3.37	0.25
	2	HEA 360	527.85	16.79	0.42	0.16
	3	HEA 360	186.91	37.86	0.43	0.08
A - 4	1	HEA 360	1262.23	86.05	4.19	0.35
	2	HEA 360	881.15	24.31	1.87	0.22
	3	HEA 360	317.79	58.82	3.75	0.13
A - 8	1	HEA 360	1444.32	87.13	4.38	0.38
	2	HEA 360	1008.91	19.41	1.99	0.23
	3	HEA 360	370.60	43.63	4.13	0.12
A - 14	1	HEA 360	1040.82	87.25	3.43	0.31
	2	HEA 360	727.00	22.64	0.42	0.19
	3	HEA 360	259.81	49.27	0.44	0.10
B - 2	1	HEA 360	786.07	85.00	6.16	0.29
	2	HEA 360	549.61	16.36	1.12	0.50
	3	HEA 360	204.81	46.43	1.35	0.13
B - 4	1	HEB 360	929.81	39.61	14.53	0.96
	2	HEA 360	759.30	16.89	5.52	0.99
	3	HEA 360	263.86	35.66	12.41	0.36
C - 2	1	HEA 450	1623.11	4.19	8.70	0.35
	2	HEA 450	993.43	34.26	13.09	0.22
	3	HEA 450	212.29	2.14	21.30	0.09
C - 4	1	HEB 450	2344.32	180.40	6.70	0.55
	2	HEB 450	1566.05	39.98	4.55	0.34
	3	HEB 450	510.46	92.58	8.40	0.15
C - 8	1	HEB 360	1865.43	118.10	5.08	0.37
	2	HEA 360	1075.82	34.29	1.80	0.27
	3	HEA 360	435.90	85.97	3.92	0.18
E - 12	1	HEA 360	608.90	81.77	3.84	0.22
	2	HEA 360	407.85	48.65	1.72	0.13
	3	HEA 360	141.97	44.93	1.86	0.08
I - 2	1	HEB 650	1129.42	246.03	18.03	0.30
	2	HEB 650	792.31	84.15	31.39	0.20
	3	HEB 650	283.45	29.10	3.32	0.10
I - 4	1	HEB 650	1685.54	240.77	10.68	0.33
	2	HEB 650	1201.53	83.52	9.34	0.18
	3	HEB 650	477.70	28.91	0.88	0.09

Tabela 3.26 – Verificação da limitação de danos

	Piso	h (m)	$d_{r,e}$ (mm)	d_r (mm)	$d_r v$ (mm)	d_{limite} (mm)
Direção longitudinal	7	3.35	2.52	10.09	5.55	25.13
	6	3.35	3.49	13.97	7.68	25.13
	5	3.35	4.39	17.56	9.66	25.13
	4	3.35	5.09	20.36	11.20	25.13
	3	3.35	5.48	21.93	12.06	25.13
	2	3.35	5.26	21.03	11.57	25.13
	1	4.50	3.92	15.69	8.63	33.75

Tabela 3.26 – Verificação da limitação de danos (continuação)

	Piso	h (m)	$d_{r,e}$ (mm)	d_r (mm)	$d_{r,v}$ (mm)	d_{limite} (mm)
Direção transversal	7	3.35	2.77	11.10	6.10	25.13
	6	3.35	4.25	17.00	9.35	25.13
	5	3.35	5.14	20.55	11.30	25.13
	4	3.35	5.64	22.55	12.40	25.13
	3	3.35	5.14	20.55	11.30	25.13
	2	3.35	2.77	11.10	6.10	25.13
	1	4.50	4.25	17.00	9.35	25.13

3.8. Solução estrutural em aço S355 com núcleos de betão armado

3.8.1. Sem ação sísmica

A terceira alternativa estrutural estudada é bastante distinta das apresentadas anteriormente, sendo o sistema de resistência às ações horizontais formado por núcleos com paredes de betão armado, contrariamente às alternativas 1 e 2, onde a transmissão das forças horizontais até às fundações é essencialmente realizada através de perfis metálicos tubulares. Como foi dito no início deste capítulo, o primeiro é piso formado inteiramente por elementos em betão armado, sendo as lajes formadas por painéis pré-fabricados (pré-lajes) que durante a fase construtiva serão colocados sobre as vigas e posteriormente betonados (Figura 3.12). Relativamente às paredes, a solução adotada é semelhante, com estas a serem constituídas por duas lâminas de betão armado pré-fabricadas, colocadas piso a piso, com o espaço entre as mesmas a ser betonado na fase construtiva a cada três painéis instalados. Sobre a laje do primeiro piso apoiar-se-á a estrutura metálica em aço da classe estrutural S355, cuja principal função é o suporte das cargas verticais. A solução adotada para as vigas mistas é a mesma que a do caso de referência (Figura 3.4). Para as colunas metálicas não foi adotada nenhuma redução de secção transversal entre segmentos, contudo, por razões já apresentadas anteriormente, será feita uma divisão em dois segmentos sensivelmente a meio do quinto piso. De seguida serão apresentados alguns aspetos da análise e verificações de relevância efetuadas.

Optar pela utilização de paredes de betão armado, do ponto de vista estrutural e económico, poderá revelar-se uma opção bastante competitiva permitindo tirar vantagem da rigidez destes elementos na direção do seu desenvolvimento com um material com custos reduzidos de fabricação. Na alternativa agora apresentada, a colocação e configuração dos núcleos de betão armado foi estabelecida com base nos requisitos arquitetónicos, levando a que existam, nas zonas dos elevadores e das escadas, paredes cujas inércias das secções transversais segundo as suas maiores dimensões sejam elevadas. No dimensionamento desta solução, optou-se por paredes com uma espessura total de 15 cm, não sendo comum neste tipo de estruturas que se adotem espessuras menores. Sendo uma das principais características das estruturas metálicas e mistas o seu reduzido peso, como seria de esperar, a capacidade de carga das paredes é

bastante superior aos esforços atuantes. Nas alternativas 1 e 2 do caso de estudo 1, a verificação dos deslocamentos horizontais não se revelou condicionante no dimensionamento da estrutura. Deste modo, dadas as características da solução aqui apresentada, como se poderá observar de seguida, relativamente à limitação dos deslocamentos relativos entre pisos e deslocamentos globais, é possível tirar a mesma conclusão. Nas Tabelas 3.27, 3.28 e 3.29, são apresentadas as verificações de segurança mais relevantes para as colunas em aço e as verificações SLS relativamente aos deslocamentos horizontais na direção longitudinal e transversal, respetivamente.

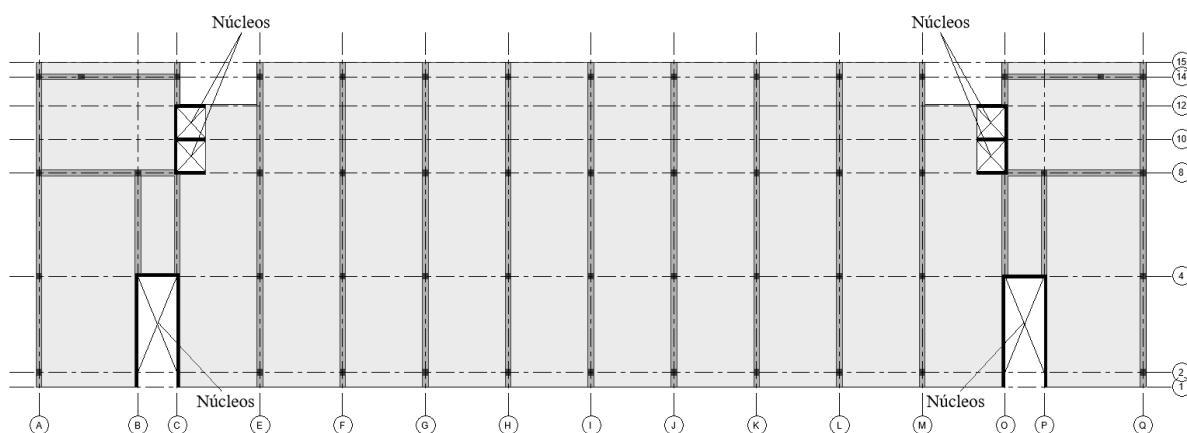


Figura 3.12 – Configuração estrutural do 1º piso, com vigas, colunas, núcleos e lajes, do edifício em aço da classe estrutural S355 com núcleos de betão armado

Tabela 3.27 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das colunas

Solução estrutural em aço S355 com núcleos de betão armado (sem ação sísmica)						
Colunas / Segmento		Secção	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	Equação 2.6
A - 2	1	HEA 240	900.28	28.96	0.18	0.56
	2	HEA 240	422.76	18.64	0.02	0.28
A - 4	1	HEA 280	1714.78	1.52	0.49	0.66
	2	HEA 280	810.16	28.32	5.09	0.38
A - 8	1	HEA 280	2038.46	41.12	18.92	0.92
	2	HEA 280	965.45	10.66	6.03	0.39
A - 14	1	HEA 280	1315.95	10.25	1.26	0.89
	2	HEA 280	622.06	41.93	0.00	0.34
I - 2	1	HEA 240	1407.98	42.15	0.24	0.84
	2	HEA 240	660.33	14.47	0.02	0.38
I - 4	1	HEA 280	2426.18	2.54	0.42	0.88
	2	HEA 280	1194.61	3.78	0.04	0.44

Tabela 3.28 – Verificações dos deslocamentos horizontais na direção longitudinal

Solução estrutural em aço S355 com núcleos de betão armado (sem ação sísmica)						
Direção longitudinal						
Piso	h (m)	d _{piso} (mm)	d _{relativo} (mm)	d _{limite} (h/300) (mm)	d _{global} (mm)	d _{limite} (h/500) (mm)
7	24.35	4.11	0.72	11.17	3.86	40.20
6	21.00	3.39	0.73	11.17		
5	17.65	2.66	0.71	11.17		
4	14.30	1.95	0.67	11.17		
3	10.95	1.29	0.59	11.17		
2	7.60	0.70	0.45	11.17		
1	4.25	0.25	0.25	14.17		

Tabela 3.29 – Verificações dos deslocamentos horizontais na direção transversal

Solução estrutural em aço S355 com núcleos de betão armado (sem ação sísmica)						
Direção transversal						
Piso	h (m)	d _{piso} (mm)	d _{relativo} (mm)	d _{limite} (h/300) (mm)	d _{global} (mm)	d _{limite} (h/500) (mm)
7	24.35	0.66	0.13	11.17	0.62	40.20
6	21.00	0.53	0.13	11.17		
5	17.65	0.40	0.12	11.17		
4	14.30	0.29	0.11	11.17		
3	10.95	0.18	0.09	11.17		
2	7.60	0.09	0.06	11.17		
1	4.25	0.04	0.04	14.17		

3.8.2. Considerando a ação sísmica

3.8.2.1. Introdução

Neste subcapítulo é apresentada a terceira alternativa estrutural considerando a ação sísmica. Relativamente à solução apresentada em 4.7.1, apenas foi alterada a espessura total das paredes de betão armado de 15 cm para 25 cm, de modo a cumprir o requisito geométrico para paredes dúcteis estabelecido no Eurocódigo 8 (5.4.1.2.3(1), EN 1998-1). Atendendo ao desempenho desta estrutura no caso de estudo 1, foi avaliada a possibilidade de considerar as paredes de betão armado como único sistema resistente às forças laterais. Após essa análise, constatou-se que a contribuição de todos os restantes elementos para a rigidez lateral do edifício era inferior a 15% da contribuição de todas as paredes, sendo então permitido que apenas estas sejam classificadas como elementos sísmicos primários. De modo a não considerar a resistência e a rigidez dos elementos secundários às ações sísmicas, no modelo de cálculo foi desprezada a rigidez de flexão das colunas.

3.8.2.2. Análise modal por espectro de resposta

Na Tabela 3.30 encontram-se os períodos e as percentagens da massa total da estrutura associadas a alguns dos modos que são necessários considerar na resposta global da estrutura

Na Figura 3.13 estão representados os 15º e 16º modos de vibração segundo as direções longitudinais e transversais.

Tabela 3.30 - Períodos e participação dos principais modos de vibração

Modo	T_i (s)	$M_{i,ux}$ (%)	$M_{i,uy}$ (%)	$\Sigma M_{i,ux}$ (%)	$\Sigma M_{i,uy}$ (%)
1	2.116	0.12	0.00	0.12	0.00
15	0.993	64.53	0.00	66.19	0.00
16	0.462	0.00	64.98	66.19	64.98
75	0.098	7.82	0.00	95.64	66.84
76	0.097	0.00	23.41	95.64	90.25

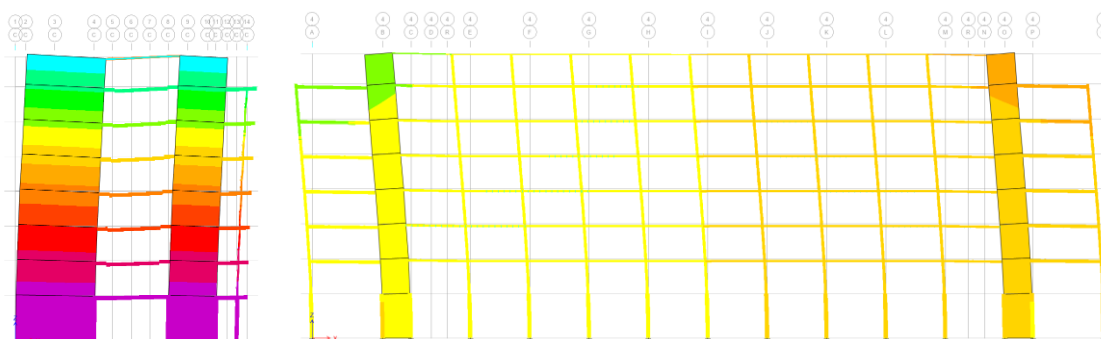


Figura 3.13 – 15º e 16º modos de vibração segundo as direções transversal e longitudinal, respetivamente, à esquerda e à direita.

3.8.2.3. Efeitos de segunda ordem e limitação de danos

Na Tabela 3.31 encontram-se as verificações relativas aos efeitos de segunda ordem que, como era expectável, devido à rigidez conferida pelas paredes, puderam ser desprezados.

Tabela 3.31 – Valores de θ e os respetivos fatores de multiplicação $1/(1-\theta)$

	Piso	h (m)	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_r (mm)	θ	$1/(1-\theta)$
Direção longitudinal	7	3.35	11066.09	1501.35	10.47	0.02	-----
	6	3.35	22202.46	1984.54	10.57	0.04	-----
	5	3.35	33338.82	2024.59	10.19	0.05	-----
	4	3.35	44475.19	2184.19	9.36	0.06	-----
	3	3.35	55611.56	2712.96	8.13	0.05	-----
	2	3.35	66747.93	3388.03	6.36	0.04	-----
	1	4.50	85167.47	4206.88	3.87	0.02	-----
Direção transversal	7	3.35	11066.09	2061.83	14.15	0.02	-----
	6	3.35	22202.46	3360.12	14.10	0.03	-----
	5	3.35	33338.82	4204.28	13.51	0.03	-----
	4	3.35	44475.19	4912.83	12.29	0.03	-----
	3	3.35	55611.56	5586.48	10.38	0.03	-----
	2	3.35	66747.93	6177.92	7.66	0.02	-----
	1	4.50	85167.47	6880.89	4.76	0.01	-----

À semelhança das alternativas anteriores, uma vez verificado que o coeficiente de sensibilidade do deslocamento relativo entre pisos, θ , é inferior a 0.30, também é possível garantir que o critério da limitação de danos é respeitado (Tabela 3.32).

Tabela 3.32 – Verificação da limitação de danos

	Piso	h (m)	$d_{r,e}$ (mm)	d_r (mm)	$d_{r,v}$ (mm)	d_{limite} (mm)
Direção longitudinal	7	3.35	3.17	10.47	5.76	25.13
	6	3.35	3.20	10.57	5.81	25.13
	5	3.35	3.09	10.19	5.60	25.13
	4	3.35	2.84	9.36	5.15	25.13
	3	3.35	2.46	8.13	4.47	25.13
	2	3.35	1.93	6.36	3.50	25.13
	1	4.50	1.17	3.87	2.13	33.75
Direção transversal	7	3.35	4.29	14.15	7.78	25.13
	6	3.35	4.27	14.10	7.76	25.13
	5	3.35	4.09	13.51	7.43	25.13
	4	3.35	3.73	12.29	6.76	25.13
	3	3.35	3.15	10.38	5.71	25.13
	2	3.35	2.32	7.66	4.21	25.13
	1	4.50	1.44	4.76	2.62	33.75

3.8.2.4. Dimensionamento das colunas

Considerando as paredes como únicos elementos sísmicos primários, os esforços atuantes nas colunas são apenas devidos às ações gravíticas. Como poderá ser observado na Tabela 3.33, é possível garantir a segurança destes elementos com uma margem considerável.

Tabela 3.33 – Esforços e verificações mais relevantes relativamente à segurança das colunas

Solução estrutural em aço S355 com núcleos de betão armado (considerando a ação sísmica)						
Colunas / Segmento		Secção	N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	Equação 2.6
A - 2	1	HEA 240	509.23	0.00	0.08	0.25
	2	HEA 240	240.56	0.07	0.50	0.12
A - 4	1	HEA 280	1045.02	0.00	0.31	0.38
	2	HEA 280	499.20	0.10	2.58	0.19
A - 8	1	HEA 280	1295.77	0.02	0.32	0.46
	2	HEA 280	617.54	0.06	2.84	0.23
A - 14	1	HEA 280	742.20	0.03	0.13	0.46
	2	HEA 280	353.07	0.17	0.77	0.13
I - 2	1	HEA 240	819.33	0.10	0.00	0.40
	2	HEA 240	383.71	0.05	0.00	0.19
I - 4	1	HEA 280	1451.82	0.04	0.00	0.52
	2	HEA 280	726.51	0.02	0.00	0.26

4. ANÁLISE COMPARATIVA DAS DIFERENTES SOLUÇÕES

4.1. Introdução

Neste capítulo serão estabelecidas comparações entre as quantidades de materiais necessárias para a construção das alternativas estruturais dos casos de estudo 1 e 2 já apresentadas anteriormente, e duas outras soluções estruturais inseridas no mesmo estudo: uma estrutura composta maioritariamente por paredes e lajes com painéis pré-fabricados de betão armado, e uma estrutura em madeira lamelada-colada, também ela essencialmente formada por painéis (CLT). Na estrutura em madeira, é de salientar que, à semelhança do edifício em aço da classe estrutural S355 com núcleos de betão armado, todo o primeiro piso é constituído por elementos de betão armado, sendo a sua configuração estrutural igual à do edifício com estrutura em betão armado, existindo apenas variação nas dimensões de algumas vigas e colunas (Figura 4.1). Nos restantes pisos desta alternativa estrutural, os pavimentos são formados por lajes em CLT, com uma lâmina de betão de espessura reduzida pré-fabricada em conjunto com o painel de madeira (Figura 4.2). As lajes encontram-se simplesmente apoiadas nos painéis verticais que constituem as paredes, à exceção dos topos do edifício em planta, onde foi necessário colocar algumas vigas em madeira, não tendo sido possível, por motivos arquitetónicos, a colocação de painéis verticais nessas zonas. Na estrutura em betão armado, como seria de esperar, verifica-se esta mesma restrição no diz respeito à colocação de painéis de parede, tendo sido para os topos criados alguns pórticos em betão armado destinados a suportarem os pavimentos (Figura 4.3). Por fim, serão ainda apresentados e comparados de uma forma geral os planeamentos da execução de todas as soluções mencionadas. Os dimensionamentos destas alternativas estruturais foram realizados com recurso aos Eurocódigos 2 e 5, respetivamente, para o projeto de estruturas de betão e projeto de estruturas de madeira.

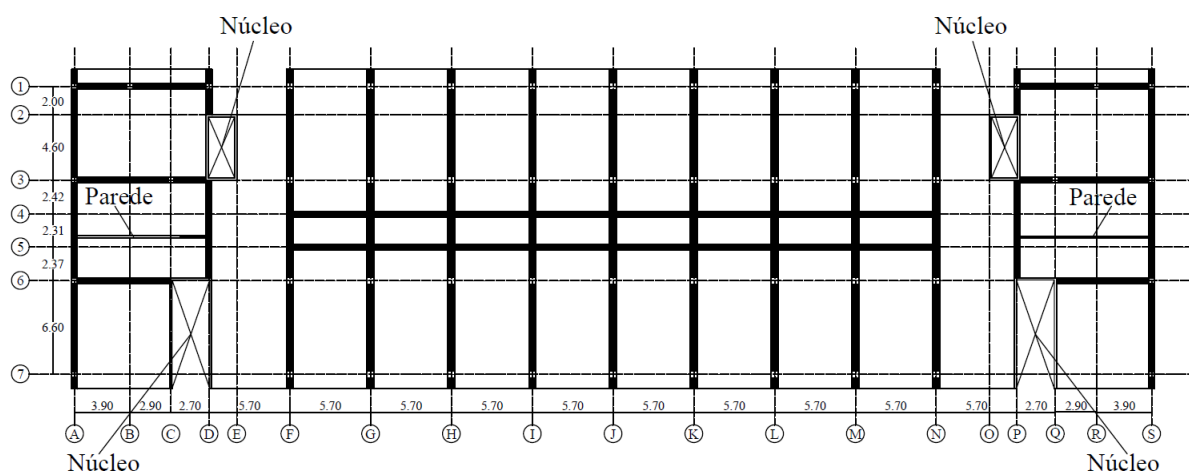


Figura 4.1 – Pórticos (a cheio), paredes e núcleos de betão armado do primeiro piso, comuns aos edifícios em betão armado e CLT

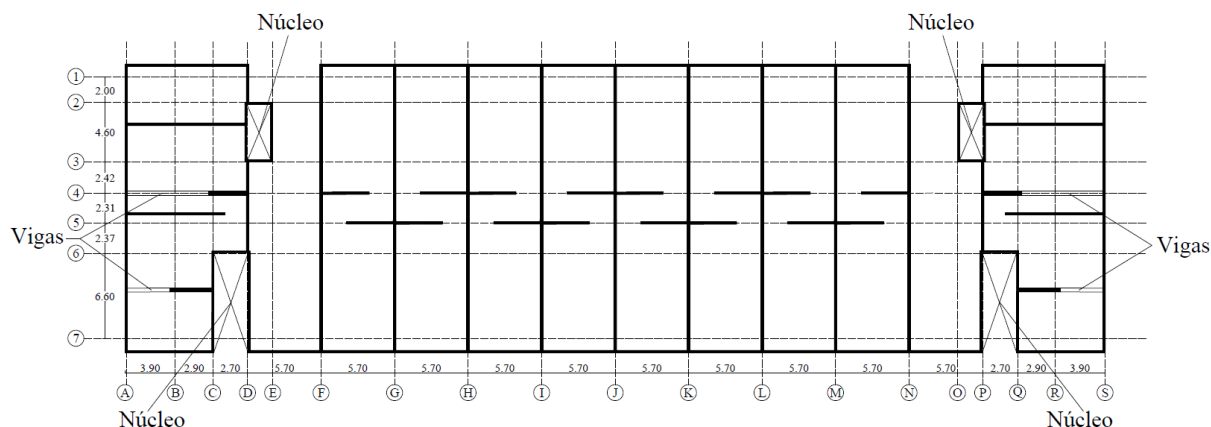


Figura 4.2 – Configuração estrutural do 2º ao 7º piso do edifício em CLT (paredes a cheio)

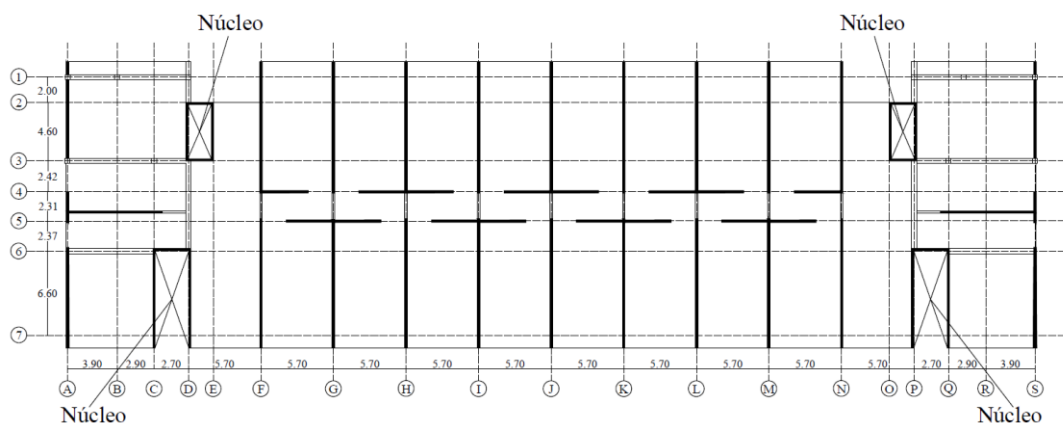


Figura 4.3 - Configuração estrutural do 2º ao 7º piso do edifício em betão armado (paredes a cheio)

4.2. Análise das quantidades de materiais necessárias

Na Tabela 4.1 encontram-se os pesos totais das fundações, lajes, pórticos, diagonais e paredes das diferentes soluções estruturais obtidas para os dois casos de estudos.

Tabela 4.1 - Pesos totais das fundações, lajes, pórticos, diagonais e paredes das diferentes soluções estruturais

Pesos totais das diferentes soluções estruturais (ton)								
Alternativa	Ação sísmica	Subestrutura		Superestrutura			Total	
		Fundações	Lajes	Pórticos	Diagonais	Paredes		
1	S355	Não	773.33	2542.54	495.99	8.20	0.00	3820.05
		Sim	1016.92	2548.47	757.44	6.82	0.00	4329.65
2	S460	Não	773.33	2542.54	450.54	9.10	0.00	3775.50
		Sim	1016.92	2548.47	742.34	6.82	0.00	4314.55
3	S355 com núcleos de betão armado	Não	782.70	3190.66	572.20	0.00	581.80	5127.36
		Sim	1005.92	3190.66	572.20	0.00	1038.27	5807.05
4	Betão armado	Não	1564.33	7243.81	2900.06	0.00	2662.45	14370.65
		Sim	2212.07	7243.81	4529.08	0.00	3531.56	17516.52
5	Madeira	Não	858.72	3130.33	441.34	0.00	1047.24	5477.63
		Sim	1220.85	3130.33	537.78	0.00	1276.28	6165.24

Tabela 4.2 - Divisão dos peso das superestruturas das diferentes soluções estruturais

Divisão dos peso das superestruturas das diferentes soluções estruturais (ton)										
Alternativa	Ação sísmica	Lajes			Paredes		Pórticos			Diagonais
		Mistas aço-betão	Betão armado	CLT	Betão armado	CLT	Aço	Betão armado	Madeira	
S355	Não	2542.5	0.0	0.0	0.0	0.0	496.0	0.0	0.0	8.2
	Sim	2548.5	0.0	0.0	0.0	0.0	757.4	0.0	0.0	6.8
S460	Não	2542.5	0.0	0.0	0.0	0.0	450.5	0.0	0.0	9.1
	Sim	2548.5	0.0	0.0	0.0	0.0	742.3	0.0	0.0	6.8
S355 com núcleos de betão armado	Não	2190.1	1000.6	0.0	581.8	0.0	333.4	238.8	0.0	0.0
	Sim	2190.1	1000.6	0.0	1038.3	0.0	333.4	238.8	0.0	0.0
Betão armado	Não	0.0	7243.8	0.0	2662.5	0.0	0.0	2900.1	0.0	0.0
	Sim	0.0	7243.8	0.0	3531.6	0.0	0.0	4529.1	0.0	0.0
Madeira	Não	0.0	1034.8	2095.5	180.8	866.4	0.0	380.3	61.0	0.0
	Sim	0.0	1034.8	2095.5	265.1	1011.2	0.0	463.4	74.4	0.0

Analisando os valores apresentados, relativamente às três alternativas estudadas no capítulo anterior é possível tirar as seguintes conclusões:

- a superestrutura da alternativa em aço da classe estrutural S460 é 1.46% mais leve que a superestrutura da alternativa em aço da classe estrutural S355. A reduzida diferença entre os valores obtidos para os pesos totais das duas superestruturas, prende-se com o facto dos dimensionamentos da grande maioria das vigas secundárias se encontrarem condicionados pelas deformações destes elementos. Como referido anteriormente, tal acontece devido ao facto se ter optado pelo não escoramento dos elementos horizontais em fase construtiva;
- atendendo ao que é referido no ponto anterior, para as alternativas 1 e 2 foram obtidas as mesmas soluções para as fundações;
- no caso de estudo 1, o peso total dos pórticos da alternativa 3 é, em média, 20.90% superior ao peso total dos pórticos das alternativas 1 e 2. Este aumento de peso deve-se à existência das vigas e colunas de betão armado no primeiro piso da estrutura em aço da classe estrutural S355 com núcleos de betão armado;
- no caso de estudo 1, a solução estrutural com núcleos de betão armado apresenta um peso total das fundações 1.21% superior, em relação às alternativas em aço da classe estrutural S355 e S460. Contudo, no caso de estudo 2, a situação inverte-se, verificando-se que as fundações da terceira alternativa são 1.08% mais leves. Ao considerar as paredes de betão armado como sendo os únicos elementos sísmicos primários e, sendo

as suas espessuras superiores no segundo caso de estudo, apenas as fundações destes elementos se encontram submetidas a esforços superiores em relação ao dimensionamento efetuado no caso de estudo 1;

- a consideração da ação sísmica conduziu a um aumento do peso total das superestruturas das alternativas em aço da classe estrutural S355 e S460 de 8.73% e 9.84%, respetivamente. Como seria de esperar, verificou-se um aumento superior na solução obtida para a segunda alternativa estrutural, tendo a limitação dos deslocamentos relativos entre pisos condicionado os dimensionamentos efetuados na situação de projeto sísmica. Na alternativa em aço da classe estrutural S355 com núcleos de betão observou-se um aumento de 10.51% no peso total da superestrutura;
- no caso de estudo 2, observou-se uma redução de 16.79% e 25.06% no peso total das diagonais dos contraventamentos, respetivamente, para as alternativas 1 e 2, sendo esta redução resultado das alterações efetuados no sistema de resistência às ações horizontais. Na solução estrutural com núcleos de betão armado, o dimensionamento sísmico resultou num aumento de 78.46% no peso de todas as paredes;
- em média, registou-se um aumento de 13.62% no peso total das três alternativas quando considerada a ação sísmica.

Considerando os valores obtidos para todas as soluções estruturais no caso de estudo 1, conclui-se que:

- a **superestrutura da alternativa em betão armado** é, em média, 323.43% mais pesada que as superestruturas das alternativas 1 e 2, 194.76% mais pesada que a superestrutura da alternativa 3 e 177.26% mais pesada que a superestrutura da alternativa 5;
- a **superestrutura da alternativa em CLT** é, em média, 52.72% mais pesada que as superestruturas das alternativas 1 e 2, e 6.31% mais pesada que a superestrutura da alternativa 3;
- as **fundações da alternativa em betão armado** são, em média, 101.48% mais pesadas que as fundações das alternativas 1, 2 e 3, e 82.17% mais pesadas que fundações da alternativa 5;
- as **fundações da alternativa em CLT** são, em média, 10.60% mais pesadas que as fundações das alternativas 1, 2 e 3;
- a **estrutura da alternativa em betão armado** é, em média, 278.40% mais pesada que as estruturas das alternativas 1 e 2, 180.27% mais pesada que a estrutura da alternativa 3, e 162.35% mais pesada que a estrutura da alternativa 5;
- a **estrutura da alternativa em CLT** é, em média, 44.23% mais pesada que as estruturas das alternativas 1 e 2, e 6.83% mais pesada que a estrutura da alternativa 3;

Considerando os valores obtidos para todas as soluções estruturais no caso de estudo 2, é possível concluir que:

- a **superestrutura da alternativa em betão armado** é, em média, 363.04% mais pesada que as superestruturas das alternativas 1 e 2, 218.77% mais pesada que a superestrutura da alternativa 3 e 209.53% mais pesada que a superestrutura da alternativa 5;
- a **superestrutura da alternativa em CLT** é, em média, 49.60% mais pesada que as superestruturas das alternativas 1 e 2, e 2.98% mais pesada que a superestrutura da alternativa 3;
- as **fundações da alternativa em betão armado** são, em média, 118.32% mais pesadas que as fundações das alternativas 1, 2 e 3, e 81.19% mais pesadas que fundações da alternativa 5;
- as **fundações da alternativa em CLT** são, em média, 20.49% mais pesadas que as fundações das alternativas 1, 2 e 3;
- a **estrutura da alternativa em betão armado** é, em média, 305.28% mais pesada que as estruturas das alternativas 1 e 2, 201.64% mais pesada que a estrutura da alternativa 3, e 184.12% mais pesada que a estrutura da alternativa 5;
- a **estrutura da alternativa em CLT** é, em média, 42.64% mais pesada que as estruturas das alternativas 1 e 2, e 6.17% mais pesada que a estrutura da alternativa 3;

Na alternativa em betão armado, a consideração da ação sísmica teve um impacto de 41.41%, 19.51% e 21.89%, respetivamente, no aumento do peso das fundações, superestrutura e estrutura. Por sua vez, na alternativa em CLT, a percentagens correspondentes obtidas foram 42.17%, 7.05% e 12.55%.

Globalmente, constata-se que, das soluções obtidas no caso de estudo 1 para a soluções obtidas no caso de estudo 2, é na alternativa em CLT que ocorre o maior aumento das quantidades de materiais necessárias para construir as fundações. Relativamente à superestrutura e à estrutura como um todo, foi no edifício em betão armado que se registou um maior aumento de peso para a solução obtida na situação de projeto sísmica. A superestrutura da alternativa em CLT foi a que revelou um melhor desempenho partindo do caso de estudo 1, não necessitando de aumentar substancialmente o peso da estrutura de modo a cumprir os requisitos de dimensionamento sísmico. Contudo, as alternativas dimensionadas no âmbito desta dissertação, 1, 2 e 3, são aquelas que apresentam uma menor variação entre os dois casos de estudo em relação ao peso total das fundações e ao peso total das soluções obtidas.

4.3. Análise dos planeamentos da execução

Na Tabela 4.3 encontram-se os tempos de execução das diferentes alternativas, sendo importante referir os seguintes aspetos definidos no desenvolvimento do estudo *Collective Housing - benchmark study on different structural systems for the residential market*:

- durante o processo construtivo serão utilizadas duas gruas torre, sendo para as alternativas 3, 4 e 5 adotadas gruas com capacidades de carga bastante superiores às gruas utilizadas nos edifícios em aço da classe estrutural S355 e S460. As duas gruas serão colocadas sensivelmente a um terço e a dois terços da maior dimensão do edifício em planta, tendo sido realizada uma análise custo-benefício revelando esta opção como sendo a mais vantajosa, comparativamente com a utilização de apenas uma grua;
- em todas as alternativas serão admitidos cinco dias para preparação do local de obra (colocação de vedações, sinalização, etc);
- não serão contabilizados os tempos de fabricação dos perfis metálicos, dos elementos das ligações e soldaduras que ocorram em estaleiro. Também não serão considerados os tempos de fabricação dos painéis pré-fabricados, quer em betão armado, quer em CLT;
- serão considerados 14 dias úteis de cura para o betão colocado sobre/ entre os elementos pré-fabricados de betão armado e sobre as chapas colaborantes, e 20 dias úteis de cura para o betão das vigas e colunas;
- em nenhuma das alternativas será adotado escoramento para os elementos horizontais, à exceção das vigas em betão armado, onde este é imprescindível;
- devido à natureza das ligações entre os painéis pré-fabricados em betão armado das lajes e os elementos sobre os quais estes se apoiam (vigas e painéis pré-fabricados em betão armado das paredes), não é possível avançar com a construção em altura sem que todos os painéis de laje do piso anterior se encontrem colocados. Por sua vez, só é possível ter concluída a instalação de todos os painéis de laje após as vigas e colunas das extremidades longitudinais da estrutura terem adquirido a resistência necessária para suportar a laje.

Tabela 4.3 – Planeamentos da execução

Alternativa	Ação sísmica	Preparação do estaleiro	Escavações	Fundações	Superestrutura	Total	
1	S355	Não	5	5	25	80	115
		Sim	5	6	27	81	119
2	S460	Não	5	5	25	80	115
		Sim	5	6	27	81	119
3	S355 com núcleos de betão armado	Não	5	6	24	131	166
		Sim	5	7	26	132	170
4	Betão armado	Não	5	8	31	343	387
		Sim	5	10	36	351	402
5	Madeira	Não	5	6	25	132	168
		Sim	5	7	30	133	175

Analisando os valores apresentados, é possível tirar as seguintes conclusões:

- a alternativa estrutural em betão armado é a que mais tempo demora a estar concluída.
- as construções das alternativas em aço da classe estrutural S355 e S460 demoram, em média, em relação às alternativas 3, 4 e 5, respetivamente, menos 51, 278 e 172 dias a estarem concluídas;
- o maior aumento dos tempos de execução das soluções obtidas para o caso de estudo 2, em relação ao caso de estudo 1, verificou-se na alternativa em betão;
- à exceção da alternativa 4, é possível constatar que a consideração da ação sísmica não teve um impacto significativo nos tempos de execução das superestruturas;
- nas atividades relacionadas com a construção das fundações, foi nas alternativas 1, 2 e 3, que a consideração da ação sísmica teve menor impacto;
- devido à necessidade de cura do betão, nas alternativas estruturais onde o primeiro piso é formado por elementos de betão armado, existe uma perda de competitividade relativamente aos tempos de execução destas soluções.

Observando os valores obtidos para os planeamentos da execução e comparando-os com os valores dos pesos totais de cada uma das alternativas, constata-se que existe uma relação direta entre ambos.

5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação teve como principal objetivo estabelecer uma comparação entre três soluções habitualmente adotadas para a construção de um edifício em estrutura metálica e mista aço-betão. Estando inseridos no estudo *Collective Housing - benchmark study on different structural systems for the residential market*, pretendiam-se realizar comparações entre os resultados obtidos neste trabalho e duas outras alternativas estruturais: uma estrutura de betão armado maioritariamente pré-fabricada, e uma estrutura maioritariamente formada por painéis CLT, ambas desenvolvidas por outros membros da equipa do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra para a elaboração do estudo. As comparações a efetuar seriam relativas às quantidades de materiais necessárias para construir todas as alternativas estruturais, com e sem consideração da ação sísmica, assim como o tempo necessário para executar a construção das mesmas. Analisados todos os resultados, concluiu-se que as soluções obtidas para as estruturas em aço da classe estrutural S355 e S460, são as estruturas mais leves e mais rápidas de construir. Por sua vez, as soluções em betão armado, nos dois casos de estudo efetuados, revelaram ser as opções mais pesadas e lentas de construir. Na situação de projeto sísmica, a estrutura em aço da classe estrutural da classe S355 com núcleos de betão armado apresentou um excelente comportamento relativamente aos deslocamentos relativos entre pisos, tendo sido tirado proveito da rigidez conferida pelos núcleos. Foi também possível concluir que ao adotar as paredes de betão armado como únicos elementos sísmicos primários, consegue-se obter um equilíbrio entre o peso total da estrutura, e a rigidez lateral pretendida quando considerada a ação sísmica. Fazendo uma comparação direta entre as alternativas em aço da classe estrutural S355 e S460, conclui-se que, optando pelo não escoramento das vigas, não existem vantagens significativas na escolha do aço com a resistência superior. Tendo sido o dimensionamento sísmico das colunas condicionado pela limitação os deslocamentos relativos entre pisos, também neste caso não foi possível tirar partido da maior resistência do aço da classe estrutural S460.

De forma a obter uma visão mais completa sobre quais serão as soluções estruturais mais competitivas, para um edifício semelhante ao que foi estudado ao longo do desenvolvimento deste trabalho, serão dimensionadas nas mesmas condições, e inseridas no mesmo estudo realizado pela Universidade de Coimbra, duas alternativas em aço leve (LSF) com núcleos de betão armado e aços das classes estruturais S350 GD+Z e S550 GD+Z, e uma outra alternativa em madeira serrada de conceção estrutural semelhante às estruturas em LSF. Por fim, serão quantificados os custos globais de todas as alternativas. Pretende-se que este estudo, num futuro próximo, agregado a trabalhos semelhantes onde sejam feitas variações relativamente às conceções estruturais e à intensidade da ação sísmica, sirvam de base para as fases iniciais de um projeto de estruturas de um edifício residencial semelhante.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CEN (2010a). “NP EN 1998-1:2010 - Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.

Ferreira, V. (2009). “Viabilidade Técnico-económica de Construções de Madeira em Portugal”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

CEN (2010b). “NP EN 1993-1-1:2010 - Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.

CEN (2011). “NP EN 1994-1-1:2011 - Eurocódigo 4: Projecto de estruturas mistas aço-betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.

CEN (2009a). “NP EN 1990:2009 - Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa

CEN (2009b). “NP EN 1991-1-1:2009 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas e edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.

Simões, R. (2007). “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”, 2ª ed. CMM, Coimbra.

Calado, L., Santos, J. (2010), 1ª ed. IST PRESS, Lisboa.

Johnson, R. P. e Anderson, D. (2004). “Designers’ Guide to EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of Steel and Concrete Structure – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings”.

Landolfo, L., Mazzolani, F., Dubina, D., Simões da Silva, L., D’Aniello, M. (2017). “Design of Steel Structures for Buildings in Seismic Areas”. ECCS Press / Ernst & Sohn, Wiley.

CRÉDITOS DE IMAGEM

Figura 1.1-a)

Fonte:<https://www.latimes.com/local/california/la-me-quake-home-explainer-20150213-story.html>

Consultada em setembro de 2020

Figura 1.1-b)

Fonte:<https://www.forbes.com/sites/timbajarin/2019/10/17/1989-loma-prieta-earthquake-highlighted-critical-flaws-in-telecommunications/#6e62b2951f32>

Consultada em setembro de 2020

Figura 1.2-a)

Fonte:<https://renewablesnow.com/news/res-sells-25-mw-subsidy-free-wind-project-in-uk-to-erg-652663/>

Consultada em setembro de 2020

Figura 1.2-b)

Fonte:<https://tecniconstroi.pt/casas-lsf/>

Consultada em setembro de 2020

Figura 1.2-c)

Fonte:https://constructalia.arcelormittal.com/en/case_study_gallery/luxembourg

Consultada em setembro de 2020

Figura 1.3-a)

Fonte:<http://www.relianttechnologyinstitute.com/blog/tekla/corrosion-of-steel/>

Consultada em setembro de 2020

Figura 1.3-b)

Fonte:<https://www.structuremag.org/?p=12304>

Consultada em setembro de 2020

Figura 1.4-a)

Fonte:<https://portal.to.gov.br/noticia/2016/9/29/governo-constroi-predio-moderno-e-funcional-para-abrigar-forum-de-araguaina/>

Consultada em setembro de 2020

Figura 1.4-b)

Fonte: <https://www.constructionspecifier.com/architectural-acoustic-properties-of-precast-wall-panels-outlined-in-brief/>

Consultada em setembro de 2020

Figura 1.5-a)

Fonte: <https://www.engenhariacivil.com/construcao-casa-toros-madeira>

Consultada em setembro de 2020

Figura 1.5-b)

Fonte: <https://www.phcppros.com/articles/7146-fire-protection-research-foundation-releases-new-findings-on-cross-laminated-timber>

Consultada em setembro de 2020

Figura 2.1-a)

Fonte: CEN (2009a). “NP EN 1990:2009 - Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa

Figura 2.1-b)

Fonte: CEN (2009a). “NP EN 1990:2009 - Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas”. Instituto Português da Qualidade, Lisboa

ANEXO A – SOLUÇÕES ADOTADAS PARA AS COLUNAS

Nota: localização das colunas de acordo com a Figura 3.4

Solução estrutural em aço S355 (caso de referência)													
Colunas / Segmento	Secção	Colunas / Segmento	Secção	Colunas / Segmento	Secção	Colunas / Segmento	Secção	Colunas / Segmento	Secção				
A - 2	1	HEA 280	E - 12	1	HEA 280	I - 8	1	HEB 280	M - 8	1	HEB 280		
	2			2			HEA 280	2		HEA 280			
	3			3			HEA 280	3		HEA 280			
A - 4	1	HEB 280	E - 14	1	HEA 280	I - 12	1	HEA 280	M - 12	1	HEA 280		
	2	HEA 280		2			HEA 280			2		HEA 280	
	3	HEA 280		3			HEA 280			3		HEA 280	
A - 8	1	HEB 280	F - 2	1	HEA 280	J - 2	1	HEA 280	M - 14	1	HEA 280		
	2	HEA 280		2			HEA 280			2		HEA 280	
	3	HEA 280		3			HEA 280			3		HEA 280	
A - 12	1	HEA 280	F - 4	1	HEB 280	J - 4	1	HEB 280	N - 8	1	HEA 280		
	2			HEA 280	2		HEA 280	2		HEA 280			
	3			HEA 280	3		HEA 280	3		HEA 280			
B - 2	1	HEA 280	F - 8	1	HEB 280	J - 8	1	HEB 280	N - 12	1	HEA 280		
	2			HEA 280	2		HEA 280	2		HEA 280			
	3			HEA 280	3		HEA 280	3		HEA 280			
B - 4	1	HEB 280	F - 14	1	HEA 280	J - 14	1	HEA 280	O - 2	1	HEA 280		
	2	HEA 280		2			HEA 280			2		HEA 280	
	3	HEA 280		3			HEA 280			3		HEA 280	
C - 2	1	HEA 280	G - 2	1	HEA 280	K - 2	1	HEA 280	O - 4	1	HEB 280		
	2			HEA 280			2			HEA 280	2	HEA 280	
	3			HEA 280			3			HEA 280	3	HEA 280	
C - 4	1	HEB 280	G - 4	1	HEB 280	K - 4	1	HEB 280	O - 8	1	HEB 280		
	2	HEA 280		2	HEA 280		2	HEA 280		2	HEA 280		
	3	HEA 280		3	HEA 280		3	HEA 280		3	HEA 280		
C - 8	1	HEB 280	G - 8	1	HEB 280	K - 8	1	HEB 280	O - 12	1	HEA 280		
	2	HEA 280		2	HEA 280		2	HEA 280		2		HEA 280	
	3	HEA 280		3	HEA 280		3	HEA 280		3		HEA 280	
C - 12	1	HEA 280	G - 14	1	HEA 280	K - 14	1	HEA 280	O - 14	1	HEA 280		
	2			HEA 280			2			HEA 280		2	HEA 280
	3			HEA 280			3			HEA 280		3	HEA 280
C - 14	1	HEA 280	H - 2	1	HEA 280	L - 2	1	HEA 280	P - 2	1	HEA 280		
	2			HEA 280			2			HEA 280		2	HEA 280
	3			HEA 280			3			HEA 280		3	HEA 280
D - 8	1	HEA 280	H - 4	1	HEB 280	L - 4	1	HEB 280	P - 4	1	HEB 280		
	2			HEA 280	2		HEA 280	2		HEA 280			
	3			HEA 280	3		HEA 280	3		HEA 280			
D - 12	1	HEA 280	H - 8	1	HEB 280	L - 8	1	HEB 280	Q - 2	1	HEA 280		
	2			HEA 280	2		HEA 280	2		HEA 280			
	3			HEA 280	3		HEA 280	3		HEA 280			
E - 2	1	HEA 280	H - 14	1	HEA 280	L - 14	1	HEA 280	Q - 4	1	HEB 280		
	2			HEA 280			2			HEA 280	2	HEA 280	
	3			HEA 280			3			HEA 280	3	HEA 280	
E - 4	1	HEB 280	I - 2	1	HEA 280	M - 2	1	HEA 280	Q - 8	1	HEB 280		
	2	HEA 280		2			HEA 280			2	HEA 280		
	3	HEA 280		3			HEA 280			3	HEA 280		
E - 8	1	HEB 280	I - 4	1	HEB 280	M - 4	1	HEB 280	Q - 14	1	HEA 280		
	2	HEA 280		2	HEA 280		2	HEA 280					
	3	HEA 280		3	HEA 280		3	HEA 280					

Solução estrutural em aço S355 (caso de referência)												
Colunas / Segmento		Secção	Colunas / Segmento		Secção	Colunas / Segmento		Secção	Colunas / Segmento		Secção	
A - 2	1	HEA 240	E - 12	1	HEA 240	I - 8	1	HEB 240	M - 8	1	HEB 240	
	2			2			2			2		
	3			3			3			3		
A - 4	1	HEB 240	E - 14	1	HEA 240	I - 12	1	HEA 240	M - 12	1	HEA 240	
	2	HEA 240		2			2					
	3			3			3					
A - 8	1	HEB 240	F - 2	1	HEA 280	J - 2	1	HEA 240	M - 14	1	HEA 240	
	2	HEA 240		2			2					
	3			3			3					
A - 12	1	HEA 240	F - 4	1	HEB 240	J - 4	1	HEB 240	N - 8	1	HEA 240	
	2			HEA 240	2		HEA 240	2				
	3				3		HEA 240	3				
B - 2	1	HEA 240	F - 8	1	HEB 240	J - 8	1	HEB 240	N - 12	1	HEA 240	
	2			HEA 240	2		HEA 240	2				
	3				3		HEA 240	3				
B - 4	1	HEB 240	F - 14	1	HEA 240	J - 14	1	HEA 240	O - 2	1	HEA 240	
	2	HEA 240		2			2					
	3			3			3					
C - 2	1	HEA 240	G - 2	1	HEA 240	K - 2	1	HEA 240	O - 4	1	HEB 240	
	2			HEA 240			2			HEA 240		2
	3						3			HEA 240		3
C - 4	1	HEB 240	G - 4	1	HEB 240	K - 4	1	HEB 240	O - 8	1	HEB 240	
	2	HEA 240		2	HEA 240		2	HEA 240		2		
	3			3	HEA 240		3	HEA 240		3		
C - 8	1	HEB 240	G - 8	1	HEB 240	K - 8	1	HEB 240	O - 12	1	HEA 240	
	2	HEA 240		2	HEA 240		2	HEA 240		2		
	3			3	HEA 240		3	HEA 240		3		
C - 12	1	HEA 240	G - 14	1	HEA 240	K - 14	1	HEA 240	O - 14	1	HEA 240	
	2			HEA 240			2			HEA 240		2
	3						3			HEA 240		3
C - 14	1	HEA 240	H - 2	1	HEA 240	L - 2	1	HEA 240	P - 2	1	HEA 240	
	2			HEA 240			2			HEA 240		2
	3						3			HEA 240		3
D - 8	1	HEA 240	H - 4	1	HEB 240	L - 4	1	HEB 240	P - 4	1	HEB 240	
	2			HEA 240	2		HEA 240	2				
	3				3		HEA 240	3				
D - 12	1	HEA 240	H - 8	1	HEB 240	L - 8	1	HEB 240	Q - 2	1	HEA 240	
	2			HEA 240	2		HEA 240	2				
	3				3		HEA 240	3				
E - 2	1	HEA 240	H - 14	1	HEA 240	L - 14	1	HEA 240	Q - 4	1	HEB 240	
	2			HEA 240			2			HEA 240		2
	3						3			HEA 240		3
E - 4	1	HEB 240	I - 2	1	HEA 240	M - 2	1	HEA 240	Q - 8	1	HEB 240	
	2	HEA 240		2			HEA 240			2		
	3			3			HEA 240			3		
E - 8	1	HEB 240	I - 4	1	HEB 240	M - 4	1	HEB 240	Q - 14	1	HEA 240	
	2	HEA 240		2	HEA 240		2	HEA 240		2		
	3			3	HEA 240		3	HEA 240		3		

Solução estrutural em aço S355 e S460 (considerando a ação sísmica)											
Colunas / Segmento	Secção		Colunas / Segmento	Secção		Colunas / Segmento	Secção		Colunas / Segmento	Secção	
A - 2	1	HEA 360	E - 12	1	HEA 360	I - 8	1	HEB 650	M - 8	1	HEB 650
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
A - 4	1	HEA 360	E - 14	1	HEB 650	I - 12	1	HEB 650	M - 12	1	HEA 360
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
A - 8	1	HEA 360	F - 2	1	HEB 650	J - 2	1	HEB 650	M - 14	1	HEB 650
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
A - 12	1	HEA 360	F - 4	1	HEB 650	J - 4	1	HEB 650	N - 8	1	HEA 360
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
B - 2	1	HEA 360	F - 8	1	HEB 650	J - 8	1	HEB 650	N - 12	1	HEA 360
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
B - 4	1	HEB 360	F - 14	1	HEB 650	J - 14	1	HEB 650	O - 2	1	HEA 450
	2	HEA 360		2			2			2	
	3			3			3			3	
C - 2	1	HEA 450	G - 2	1	HEB 650	K - 2	1	HEB 650	O - 4	1	HEB 450
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
C - 4	1	HEB 450	G - 4	1	HEB 650	K - 4	1	HEB 650	O - 8	1	HEB 360
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
C - 8	1	HEB 360	G - 8	1	HEB 650	K - 8	1	HEB 650	O - 12	1	HEB 360
	2	HEA 360		2			2			2	
	3			3			3			3	
C - 12	1	HEB 360	G - 14	1	HEB 650	K - 14	1	HEB 650	O - 14	1	HEA 360
	2	HEA 360		2			2			2	
	3			3			3			3	
C - 14	1	HEA 360	H - 2	1	HEB 650	L - 2	1	HEB 650	P - 2	1	HEA 360
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
D - 8	1	HEA 360	H - 4	1	HEB 650	L - 4	1	HEB 650	P - 4	1	HEB 360
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
D - 12	1	HEA 360	H - 8	1	HEB 650	L - 8	1	HEB 650	Q - 2	1	HEA 360
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
E - 2	1	HEB 650	H - 14	1	HEB 650	L - 14	1	HEB 650	Q - 4	1	HEA 360
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
E - 4	1	HEB 650	I - 2	1	HEB 650	M - 2	1	HEB 650	Q - 8	1	HEA 360
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
E - 8	1	HEB 650	I - 4	1	HEB 650	M - 4	1	HEB 650	Q - 14	1	HEA 360
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	

Solução estrutural em aço S355 com núcleos de betão armado (com e sem consideração da ação sísmica)							
Colunas / Segmento	Secção	Colunas / Segmento	Secção	Colunas / Segmento	Secção	Colunas / Segmento	Secção
A - 2	$\frac{1}{2}$ HEA 240	F - 14	$\frac{1}{2}$ HEA 240	I - 12	$\frac{1}{2}$ HEA 240	L - 14	$\frac{1}{2}$ HEA 240
A - 4	$\frac{1}{2}$ HEA 280	G - 2	$\frac{1}{2}$ HEA 240	J - 2	$\frac{1}{2}$ HEA 240	M - 2	$\frac{1}{2}$ HEA 240
A - 8	$\frac{1}{2}$ HEA 280	G - 4	$\frac{1}{2}$ HEA 280	J - 4	$\frac{1}{2}$ HEA 280	M - 4	$\frac{1}{2}$ HEA 280
A - 12	$\frac{1}{2}$ HEA 280	G - 8	$\frac{1}{2}$ HEA 280	J - 8	$\frac{1}{2}$ HEA 280	M - 8	$\frac{1}{2}$ HEA 280
C - 14	$\frac{1}{2}$ HEA 240	G - 14	$\frac{1}{2}$ HEA 240	J - 14	$\frac{1}{2}$ HEA 240	M - 14	$\frac{1}{2}$ HEA 240
E - 2	$\frac{1}{2}$ HEA 240	H - 2	$\frac{1}{2}$ HEA 240	K - 2	$\frac{1}{2}$ HEA 240	O - 14	$\frac{1}{2}$ HEA 240
E - 4	$\frac{1}{2}$ HEA 280	H - 4	$\frac{1}{2}$ HEA 280	K - 4	$\frac{1}{2}$ HEA 280	Q - 2	$\frac{1}{2}$ HEA 240
E - 8	$\frac{1}{2}$ HEA 280	H - 8	$\frac{1}{2}$ HEA 280	K - 8	$\frac{1}{2}$ HEA 280	Q - 4	$\frac{1}{2}$ HEA 280
E - 14	$\frac{1}{2}$ HEA 240	H - 14	$\frac{1}{2}$ HEA 240	K - 14	$\frac{1}{2}$ HEA 240	Q - 8	$\frac{1}{2}$ HEA 280
F - 2	$\frac{1}{2}$ HEA 240	I - 2	$\frac{1}{2}$ HEA 240	L - 2	$\frac{1}{2}$ HEA 240	Q - 14	$\frac{1}{2}$ HEA 280
F - 4	$\frac{1}{2}$ HEA 280	I - 4	$\frac{1}{2}$ HEA 280	L - 4	$\frac{1}{2}$ HEA 280		
F - 8	$\frac{1}{2}$ HEA 280	I - 8	$\frac{1}{2}$ HEA 280	L - 8	$\frac{1}{2}$ HEA 280		