

IMPACTO DA CLASSE DE DUCTILIDADE NO PROJETO E DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS

JOÃO VALENTE
Investigador
ICS

NELSON VILA POUCA
Professo Auxiliar
FEUP

XAVIER ROMÃO
Professo Auxiliar
FEUP

SUMÁRIO

O Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1-1) é o regulamento atualmente em vigor para o projeto de edifícios em zonas sísmicas, substituindo a regulamentação nacional anterior (RSA/REBAP). Neste contexto, pretende-se analisar o impacto da escolha da classe de ductilidade na fase de conceção de um edifício habitacional, avaliando o seu efeito no custo final dos principais elementos estruturais. O objetivo é compreender e quantificar o custo associado ao aumento da segurança sísmica e obter conclusões sobre a viabilidade e adequabilidade da escolha da classe de ductilidade, consoante a localização da estrutura. Para atingir este objetivo, o presente trabalho concebe, dimensiona e detalha os principais elementos sismo-resistentes (paredes) de um edifício localizado no Porto, em Lisboa e em Lagos, considerando diferentes classes de ductilidade, nomeadamente baixa (DCL) e média (DCM). Posteriormente, através de uma análise comparativa, avalia-se a influência da classe de ductilidade e da intensidade da ação sísmica nas soluções estruturais obtidas e nos custos, seguindo as normas estabelecidas pela NP EN 1998-1-1.

ABSTRACT

Eurocode 8 stands out as the European regulation for the design of buildings in seismic zones, replacing the previous national regulations (RSA/REBAP). In this context, this study aims to analyse the impact of the choice of ductility class in the design phase of a residential building, evaluating its effect on the final construction cost. The purpose is to understand and quantify the cost associated with the increase in seismic safety and to obtain conclusions about the feasibility and suitability of the choice of ductility class depending on the location of the structure. To achieve this objective, the present study conceives, designs, and details the primary seismic-resistant elements (walls) of a building located in Porto, Lisbon, and Lagos, considering different ductility classes, namely low (DCL) and medium (DCM). Subsequently, through a comparative analysis, the influence of ductility class and seismic action intensity on the obtained structural solutions and costs is assessed, following the standards established by NP EN 1998-1-1.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento Sísmico, Projeto de Estruturas, Eurocódigo 8, Ductilidade, Paredes Estruturais.

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho integra-se num contexto de projeto e aplica a legislação atual referente ao projeto de edifícios em zonas sísmicas, designadamente a Parte 1 do Eurocódigo 8 [1]. Este estudo pode ser entendido como um caso exemplificativo com uma utilidade prática para projetistas, o qual visa compreender e evidenciar o impacto da escolha da classe de ductilidade nas soluções obtidas para os principais elementos estruturais primários (paredes) de edifícios projetados em diferentes regiões de Portugal continental.

Neste enquadramento, o presente trabalho tem como objetivo fundamental discutir o dimensionamento sísmico dos referidos elementos estruturais primários, avaliando a influência da classe de ductilidade e da intensidade da ação sísmica nas soluções estruturais obtidas e nos respetivos custos. A análise efetuada baseia-se no dimensionamento de dois edifícios com características similares, situados nas regiões do Porto, Lisboa e Lagos. Para cada região, são apresentadas soluções de dimensionamento concretas, determinadas através de uma abordagem que procura o equilíbrio entre segurança e viabilidade prática.

Com base nos resultados obtidos, foi possível estabelecer um conjunto de ilações que auxiliam a tomada de decisão no momento da escolha da classe de ductilidade para as regiões consideradas. Por fim, os resultados permitem também estabelecer uma relação entre o aumento da segurança sísmica, alcançado através da ductilidade conferida, e o correspondente custo envolvido na construção dessas estruturas.

2. METODOLOGIA

O trabalho desenvolvido incluiu a análise de dois estudos de caso de estruturas de edifícios de betão armado com características similares, fazendo variar a localização (Porto, Lisboa e Lagos) e a classe de ductilidade (DCL e DCM). Os edifícios analisados designam-se por Edifícios A e B, sendo que os vários casos definidos são sintetizados na Tabela 1.

Tabela 1- Características de cada caso de estudo.

Caso	Localização	Caso	Localização	Classe de ductilidade	Coefficiente de comportamento q
A1	Porto	B1	Lisboa	DCL	1.5
A2	Porto	B2	Lisboa	DCM	3.0
A3	Lisboa	B3	Lagos	DCL	1.5
A4	Lisboa	B4	Lagos	DCM	3.0

O comportamento das estruturas foi analisado através de uma análise modal por espetro de resposta, onde foi possível determinar as propriedades dinâmicas e os efeitos da ação sísmica. A incursão no regime não linear e a capacidade de dissipação de energia foram tidas em conta através de um dimensionamento sísmico baseado em forças reduzidas pelo coeficiente de comportamento, tal como proposto no Eurocódigo 8.

O dimensionamento e o estudo comparativo de custos estão limitados aos elementos estruturais primários mais importantes, neste caso as paredes. Estes elementos, pela sua relação de rigidez (EI), dominam e controlam o comportamento dinâmico dos edifícios, captando e resistindo quase à totalidade das forças de inércia. Atendendo a que o sistema estrutural dos edifícios considerados tem uma classificação do tipo “parede” de acordo com o Eurocódigo 8, adotaram-se os seguintes valores para os coeficientes de comportamento das várias classes de ductilidade:

- para a classe DCL, $q=1.5$;

- para a classe DCM, $q=3.0$.

No processo de dimensionamento para a classe DCL, aplicaram-se as disposições que constam no Eurocódigo 2 [2], nomeadamente no que diz respeito às paredes. No dimensionamento para a classe DCM, aplicaram-se as disposições do EC8 [1] necessárias para assegurar ductilidade nas zonas dissipativas, complementadas pelas disposições relevantes do Eurocódigo 2. Contudo, o presente trabalho apenas descreve o dimensionamento da zona crítica das paredes (a base), onde o momento fletor é máximo. A armadura longitudinal dessas zonas foi determinada, avaliando a secção sujeita a flexão desviada com esforço axial, com auxílio do software *2D Design* [3].

Salienta-se que, para o edifício dimensionado em Lagos para a classe DCL, foi necessário alterar a espessura das paredes de 20cm para 30cm. Esta alteração resultou da condição associada ao valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, o qual está limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas. Este aspeto é particularmente relevante quando se considera o projeto deste tipo de edifícios com a classe DCL em zonas de intensa atividade sísmica, dado que pode ocasionar incompatibilidades com o projeto de arquitetura. Apesar de ser possível dimensionar alguns dos casos, especialmente os da classe DCM, com paredes de 20cm de espessura, optou-se por dimensionar em todos os casos paredes de 30cm de espessura, de modo a tornar mais fácil a comparação dos resultados.

Após o dimensionamento, foi avaliada e quantificada a influência da classe de ductilidade no custo da estrutura. No entanto, como o dimensionamento das paredes apenas incidiu na zona da base, considerou-se a continuidade da solução por toda a altura. Na realidade de projeto, acima da zona crítica, a quantidade de armadura seria reduzida, o que implica que a avaliação e respetiva comparação de resultados apresentada sobrevaloriza ligeiramente o impacto da escolha da classe de ductilidade.

3. CASOS DE ESTUDO

Os edifícios analisados são compostos por sistemas estruturais de betão armado típicos de edifícios de habitação. Os edifícios são regulares em altura, com 7 pisos acima do solo, sendo que cada um deles apresenta um pé direito de 3m. A área de implantação de cada edifício é, aproximadamente, 500m², com dimensões em planta de 33.35x15m².

3.1. Descrição das estruturas

3.1.1. Edifício A

A estrutura do edifício é constituída por lajes maciças com espessura constante de 20cm, sustentadas por um sistema de pilares e vigas, funcionando unidireccionalmente, de forma a descarregar os esforços na direção da menor dimensão em planta. Além das vigas que apoiam as lajes, o edifício conta também com vigas de bordadura com uma altura superior, que suportam as paredes de fachada mais robustas, conferindo maior resistência às ações horizontais e aos possíveis efeitos torsionais. Apresenta-se na Fig. 1 a planta estrutural do edifício A, doravante referido como EA. Na Fig. 2 e na Fig. 3 ilustram-se as secções transversais tipo das vigas e dos pilares, respetivamente.

Na tentativa de minimizar o efeito de torção dos pisos, foram acrescentados dois pórticos de fachada melhorados na direção Y, compostos pelas vigas V2 (Fig. 2) e pelos pilares P2 (Fig. 3). Deste modo, a existência de uma maior rigidez localizada na periferia do edifício proporciona, se necessário, um binário de forças resistente de braço maximizado. Adicionalmente, refere-se que os acessos verticais da estrutura são feitos por uma caixa de escadas (CE1) e uma caixa de elevadores (CE2), constituídas por paredes de betão armado com 20cm de espessura.



Fig. 1 – Planta estrutural do edifício A (EA).

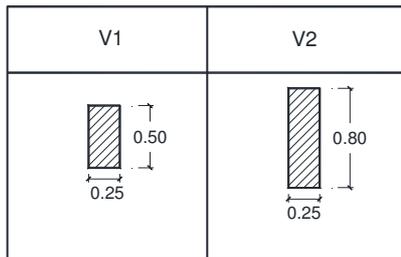


Fig. 2 – Secções transversais das vigas.

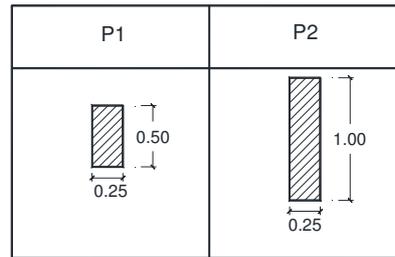


Fig. 3 – Secções transversais dos pilares.

3.1.2. Edifício B

A estrutura do edifício B é baseada na estrutura do edifício A, mas adaptada ao cenário sísmico em que está inserida. Foram adicionadas paredes estruturais com o propósito de aumentar a rigidez global do sistema estrutural, não se considerou adequado utilizar a mesma estrutura no Algarve, onde a intensidade sísmica é máxima.

Em relação à descrição estrutural, as informações apresentadas em 3.1.1. permanecem válidas, com a particularidade de se acrescentarem quatro paredes estruturais na direção X e outras duas na direção Y, com espessura de 25cm, as quais substituíram os pilares P2. Na Fig. 4, apresenta-se a planta estrutural do edifício B, doravante referido como EB.

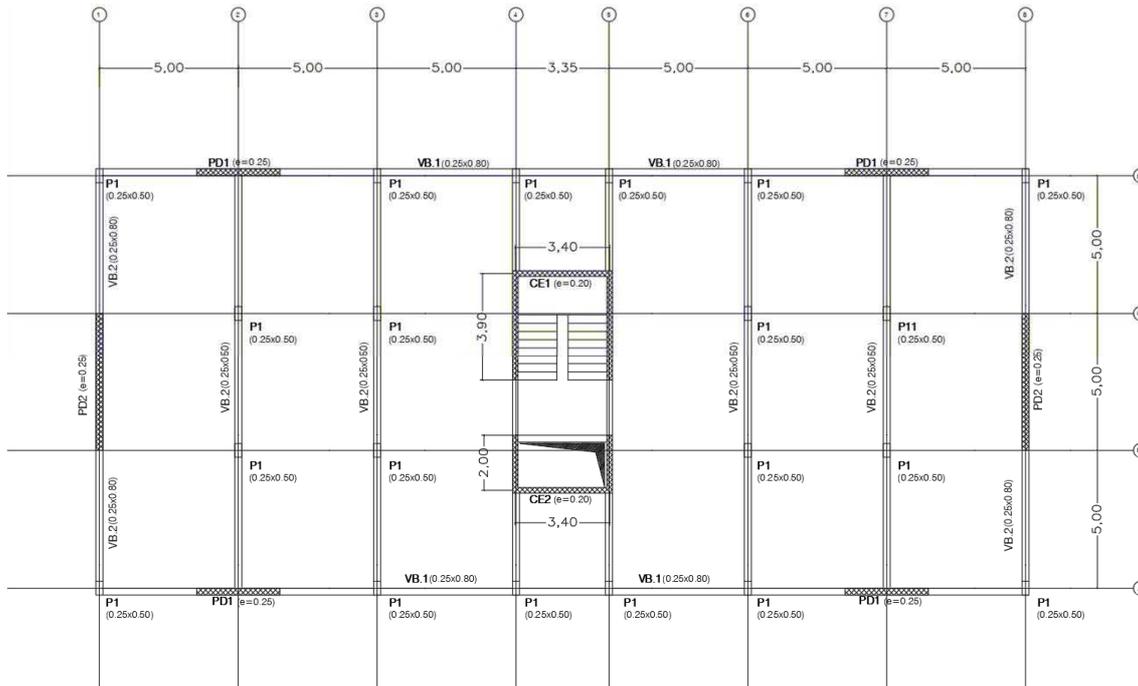


Fig. 4 - Planta estrutural do edifício B (EB).

3.2. Propriedades materiais consideradas

Na estrutura destes edifícios, todos os elementos estruturais de betão se enquadram na classe XC1, tendo sido considerado um betão de classe de resistência C30/37 e um recobrimento de 30mm. Quanto ao aço, o Eurocódigo 8 recomenda a utilização de aço de armaduras para betão armado da classe B ou C, de acordo com o Eurocódigo 2. Assim, considerou-se que os elementos da estrutura em betão armado são compostos por aço A500NR de alta ductilidade. As propriedades materiais relevantes das classes de betão e aço consideradas são apresentadas nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 - Características do betão C30/37.

f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	E_{cm} [GPa]	f_{ctm} [MPa]	ν
30	20	33	2.9	0.2

Tabela 3 - Características do aço A500NR.

f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	E_s [GPa]	ν
500	435	200	0.3

3.3. Modelação estrutural

De modo a representar as características essenciais do comportamento dinâmico da estrutura, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional elástico para cada caso de estudo. Esta modelação foi desenvolvida com recurso ao programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis* (Fig. 5 e Fig.6). O modelo adotado para o dimensionamento sísmico teve como base o modelo geral sujeito às restantes ações, considerando uma redução de 50% na rigidez de flexão e esforço transversal, de modo a contabilizar o efeito da fendilhação.

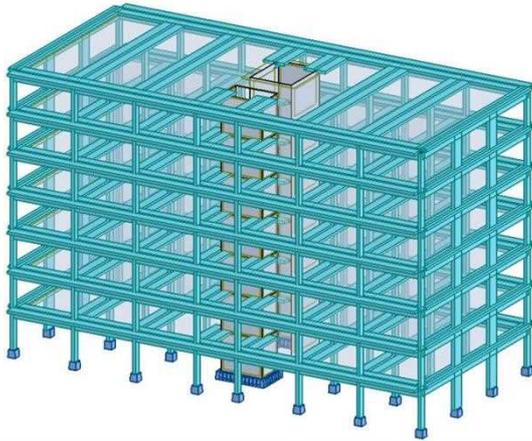


Fig. 5 – Modelo tridimensional do EA.



Fig. 6 – Modelo tridimensional do EB.

Em ambos os modelos foram tidos em conta alguns aspetos que permitem representar o comportamento dos edifícios com um grau de realismo adequado, tais como:

- pilares e vigas materializados com elementos de barra e as paredes estruturais com elementos de casca;
- definição de uma malha quadrada regular de elementos finitos, que garante um mínimo de 10 elementos por vão e assegura a concordância essencial entre os nós das lajes e das paredes resistentes;
- prolongamento dos elementos de barra, em dois elementos finitos, no sentido do interior da parede/núcleo, de forma a assegurar uma adequada transmissão de esforços entre estes;
- considerar uma rigidez de torção das vigas e dos pilares quase nula, de modo a evitar que parte dos esforços de flexão sejam equilibrados por esforços de torção.

3.4. Ações consideradas

O peso próprio da estrutura foi determinado pelo programa de cálculo, enquanto as restantes ações verticais consideradas foram as seguintes:

- restantes cargas permanentes (RCP), com uma carga distribuída igual a 3.2kN/m^2 ;
- sobrecarga em pavimentos (SOB) no valor de 2.0kN/m^2 .

Relativamente às ações horizontais, representou-se a ação sísmica através de espetros de resposta. O edifício analisado destina-se a uso residencial, pertence à classe de importância II, e considerou-se que estaria fundado em solo do tipo B. Os valores dos parâmetros definidores do espetro de resposta elástico horizontal, apresentados na Tabela 4, permanecem constantes nos vários casos considerados, pois não dependem da localização do edifício. A aceleração máxima de referência (a_{gR}) foi definida de acordo com o estipulado no Anexo Nacional do Eurocódigo 8, conforme a localização do edifício em estudo.

Tabela 4 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico horizontal.

Parâmetros	Ação Sísmica	Ação Sísmica
	Tipo 1	Tipo 2
$S_{máx}$	1.35	1.35
T_B (s)	0.10	0.10
T_C (s)	0.60	0.25
T_D (s)	2.00	2.00

4. RESULTADOS

4.1. Análise Modal

Na presente secção são expostos, a título de exemplo, os resultados da análise modal do edifício A, nomeadamente os modos fundamentais de vibração.

Os três primeiros modos representam os modos fundamentais de vibração da estrutura EA, que evidenciam uma contribuição significativa de massa:

- o primeiro modo, com um período (T) de 0.98s, mobiliza 72.0% da massa na direção X, e corresponde a um movimento de translação pura segundo aquela direção (Fig.7);
- o segundo modo, com um T de 0.86s, mobiliza 31.4% da massa na direção Y mas a configuração também exibe um movimento de torção (Fig. 8);
- o terceiro modo, com um T de 0.73s, mobiliza 42.3% da massa na direção Y, exibindo, tal como o segundo modo, um movimento de torção (rotação do piso).

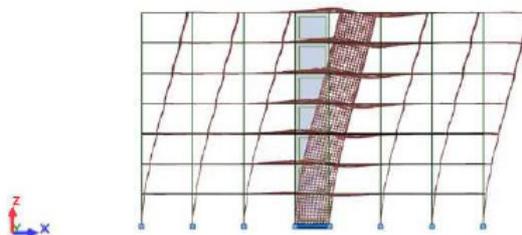


Fig. 7 – Deformada do 1º modo (translação na direção X).

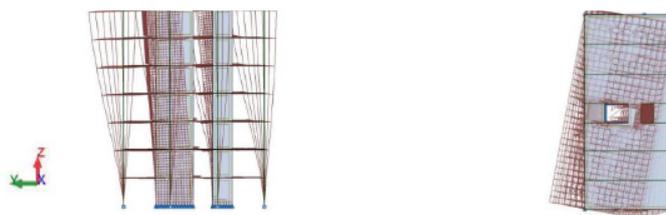


Fig. 8 – Deformada do 2º modo (torção), à esquerda vista lateral e à direita vista de cima.

Os modos torcionais surgem como consequência da configuração peculiar da estrutura do EA: forma alongada e disposição das paredes estruturais no centro do edifício. Contudo, constatou-se que, mediante a introdução de pórticos mais rígidos na periferia do edifício, a deformação imposta pelo movimento de rotação do piso é limitada, mesmo nos pontos mais críticos.

No edifício EB, em oposição ao sucedido com o EA, ambos os modos de translação precedem o modo de torção, fruto do aumento de rigidez torsional proporcionado pelas paredes situadas na periferia do edifício.

4.2. Soluções de dimensionamento

Nas seguintes figuras, apresentam-se as soluções finais de armadura da caixa de escadas (CE1) e da caixa de elevadores (CE2), obtidas para os edifícios EA e EB em localizações diferentes.

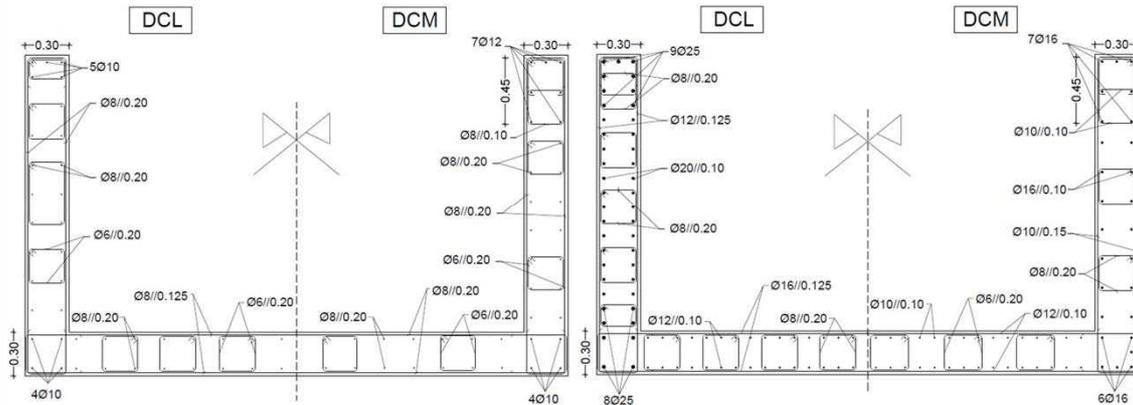


Fig. 9 – Solução da CE2 do EA no Porto (casos A1 e A2). Fig. 10 – Solução da CE2 do EA em Lisboa (casos A3 e A4).

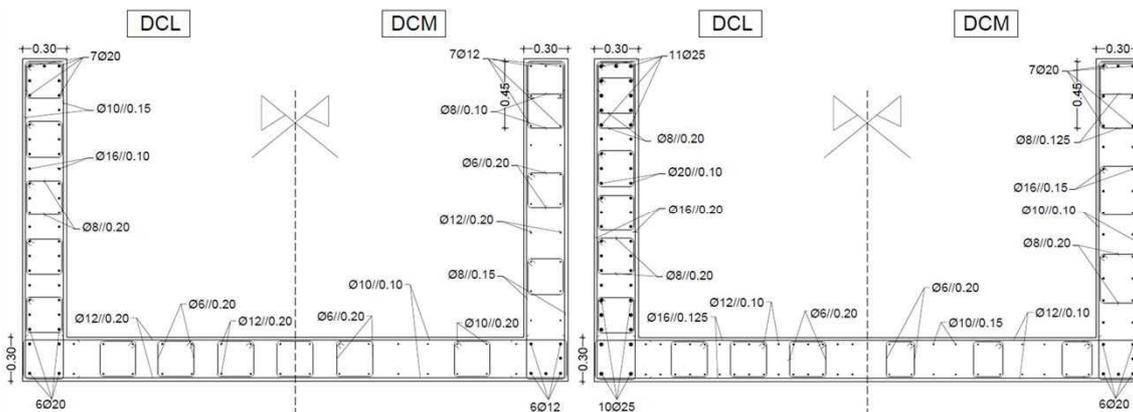


Fig. 11 – Solução da CE2 do EB em Lisboa (casos B1 e B2). Fig. 12 – Solução da CE2 do EB em Lagos (casos B3 e B4).

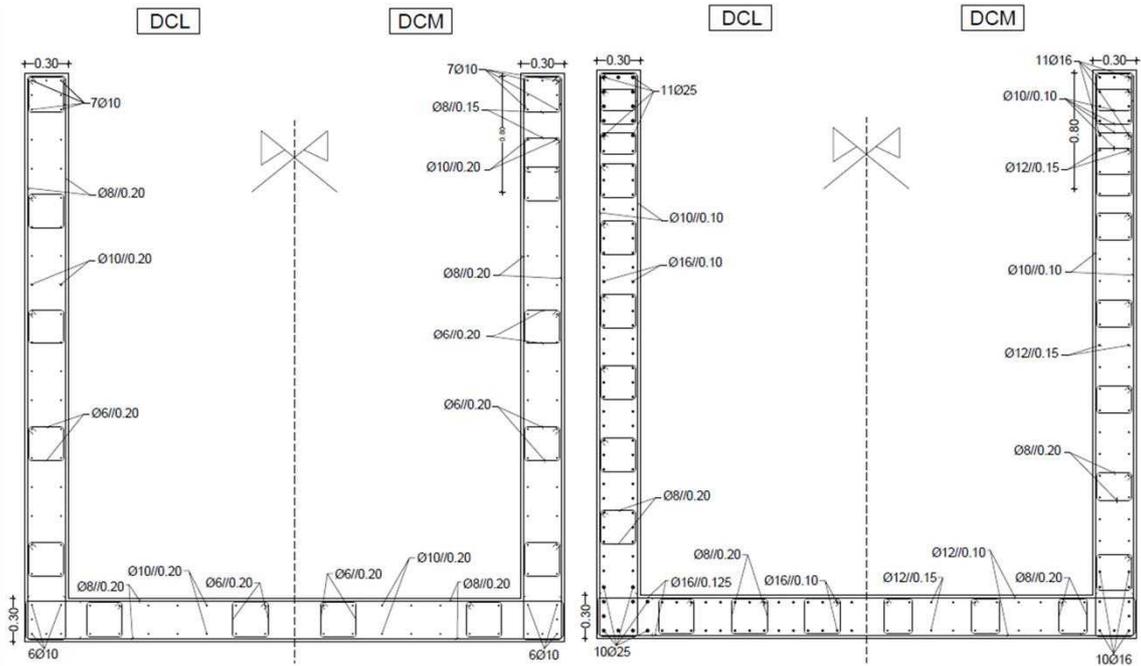


Fig. 13 – Solução da CE1 do EA no Porto (casos A1 e A2). Fig. 14 – Solução da CE1 do EA em Lisboa (casos A3 e A4).

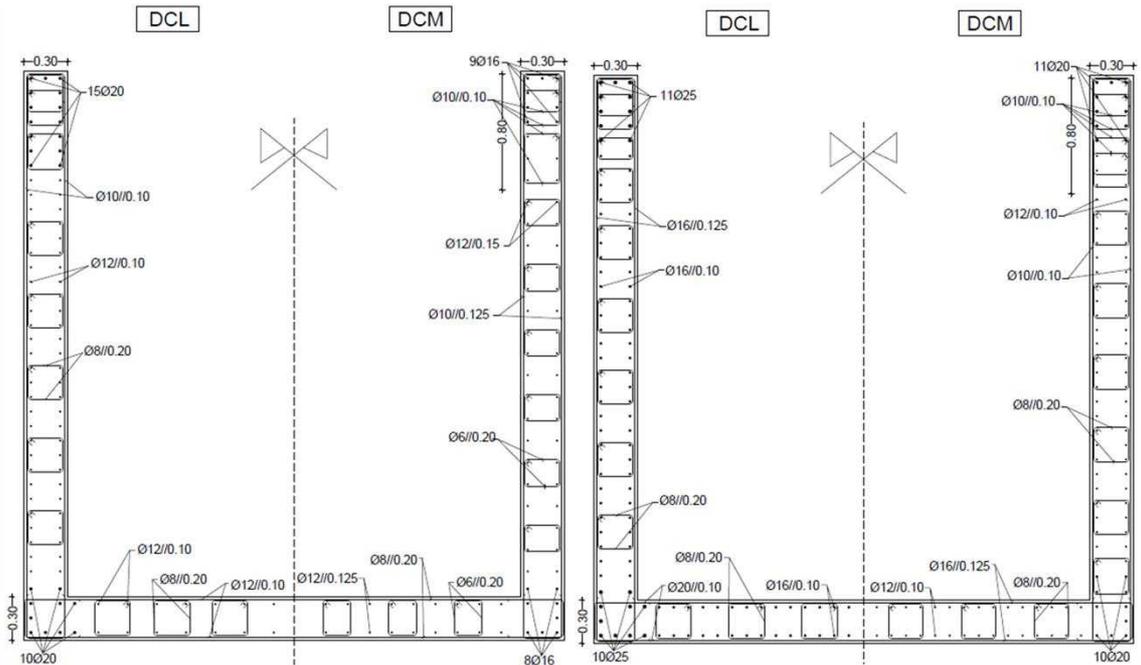


Fig. 15 – Solução da CE1 do EB em Lisboa (casos B1 e B2). Fig. 16 – Solução da CE1 do EB em Lagos (casos B3 e B4).

A título de exemplo, apresenta-se na Fig. 17 e na Fig. 18 os gráficos de interação de esforços em flexão desviada, para a CE2 e para os casos A3 e A4 (EA em Lisboa), que representam a envolvente de rotura correspondente à combinação condicionante. A sua análise permite atestar a segurança para qualquer combinação de N_{Ed} , M_{Edx} e M_{Edy} , dado que nenhum ponto representativo se encontra no exterior da superfície de interação.

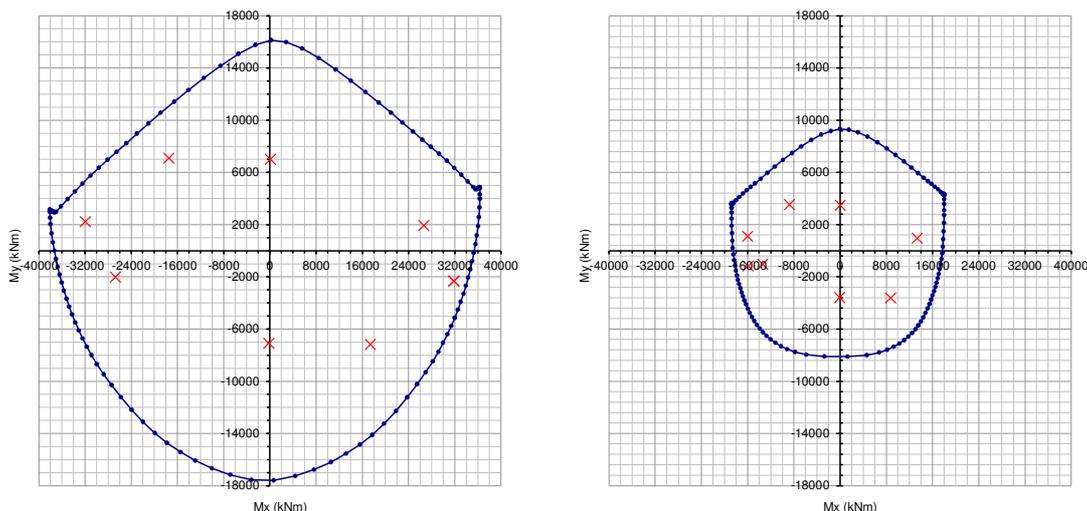


Fig. 17 – Gráfico de interação da flexão desviada, para a CE2, caso A3 (DCL, Lisboa), 2D DESIGN ULS [3].
 Fig. 18 – Gráfico de interação da flexão desviada, para a CE2, caso A4 (DCM, Lisboa), 2D DESIGN ULS [3].

Os edifícios situados no Porto, sujeitos a forças de inércia reduzidas (baixo coeficiente sísmico), não requerem dimensionamento sísmico de impacto relevante especializado e sujeito a detalhe. A solução de armadura adotada (Fig.9) foi condicionada pelos requisitos mínimos de armadura, estipulados pelos regulamentos mencionados. O aumento de 1.5 para 3.0 no valor do coeficiente de comportamento, do caso A1 (DCL, Porto) para o caso A2 (DCM, Porto), causa uma redução de 50% nos esforços de dimensionamento. Contudo, não é visível o impacto desta redução na solução de armaduras adotada. Apesar da atenuação dos esforços de dimensionamento, adotaram-se percentagens mínimas de armadura longitudinal no elemento de extremidade.

Os edifícios situados nas regiões de Lisboa e Lagos, quando projetados para a classe DCL, estão sujeitos a elevadas forças de inércia, que se refletem nos esforços de dimensionamento. Em consequência, observa-se que, para um determinado edifício, a área de armadura adotada para a classe DCL equivale, sensivelmente, a 2 vezes a área de armadura adotada para a classe DCM. Adicionalmente, para um determinado edifício dimensionado para a classe DCM, a metodologia de sobredimensionamento por meio da envolvente de esforço transversal conduz a uma solução de armadura de corte que continua a ser inferior em comparação com a correspondente armadura obtida para esse edifício dimensionado para a classe DCL.

4.3. Comparação de custos

Dada a importância da região de Lisboa no panorama português – intensa atividade sísmica e elevada densidade de edificação –, considerou-se, para o caso A3 (DCL, Lisboa), um custo de 250€/m² de pavimento, que se adequa à estrutura de um edifício desta gama: habitação, com laje maciça vigada. Assim, tendo em conta a área de implantação (500.25m²) e o número de pisos (6 pisos e cobertura), estima-se que o valor total da estrutura é de 875 438€.

Nos restantes casos, o custo global da estrutura foi determinado utilizando como referência o valor estabelecido para o caso A3 (875 438€). A esse valor foi deduzido o custo das paredes estruturais do caso A3 e, então, somado o correspondente custo das paredes estruturais específicas ao caso em estudo.

O custo total das paredes estruturais foi determinado incluindo o valor dos materiais (betão e aço) e da cofragem. O custo unitário dos materiais adotados, apresentado na Tabela 5, reflete, à data, uma aproximação dos valores reais praticados pelas empresas do setor.

Tabela 5 – Custo unitário dos materiais considerados.

Material	Custo
Betão	120 [€/m ³]
Aço (s)	2 [€/kg]
Cofragem	20 [€/m ²]

No edifício A (EA), as caixas CE1 e CE2 representam uma percentagem em relação ao custo total da estrutura, que se estima ser:

- 4.8% no caso A1 (Porto, classe DCL);
- 5.0% no caso A2 (Porto, classe DCM);
- 9.5% no caso A3 (Lisboa, classe DCL);
- 6.8% no caso A4 (Lisboa, classe DCM).

Seguindo a metodologia acima explanada, o estudo comparativo do EA foi realizado tomando o caso A1 como referência, obtendo-se um custo total da estrutura no valor de 832 170€. Deste modo, infere-se que o custo total da estrutura deste edifício no Porto dimensionada para a classe DCL sofre um aumento de:

- 0.1% quando projetada para a classe DCM no Porto;
- 5.2% quando projetada para a classe DCL em Lisboa;
- 2.1% quando projetada para a classe DCM em Lisboa.

No edifício B (EB), o custo das caixas CE1 e CE2 e das restantes paredes representam uma percentagem em relação ao custo total da estrutura, que se estima ser:

- 13.7% no caso B1 (Lisboa, classe DCL);
- 11.2% no caso B2 (Lisboa, classe DCM);
- 17.9% no caso B3 (Lagos, classe DCL);
- 13.6% no caso B4 (Lagos, classe DCM).

O estudo comparativo do EB foi realizado tomando o caso B1 como referência, com um custo total da estrutura no valor de 917 645€. Deste modo, infere-se que o custo total da estrutura deste edifício em Lisboa dimensionada para a classe DCL sofre:

- uma redução de 2.9% quando projetada para a classe DCM em Lisboa;
- um aumento de 5.2% quando projetada para a classe DCL em Lagos;
- uma redução de 0.1% quando projetada para a classe DCM em Lagos.

O impacto da variação da classe de ductilidade considerada e da localização do edifício torna-se ainda menos relevante quando comparada com o valor global da construção, resultando, assim, num acréscimo de custo diminuto para o consumidor final.

5. CONCLUSÃO

Com base nas análises efetuadas e nos resultados obtidos, salientam-se algumas conclusões relevantes relacionadas com o impacto da classe de ductilidade no projeto de edifícios de betão armado da tipologia considerada.

Em áreas onde se espera uma maior intensidade sísmica (Lisboa e Lagos), há uma clara desvantagem em dimensionar estruturas com reduzida exploração de ductilidade.

Quando se considera a classe DCL, os elementos estruturais são dimensionados para esforços de elevada magnitude, o que resulta num aumento significativo dos custos, tanto em termos de armadura longitudinal como de armadura transversal. As soluções finais das paredes estruturais são altamente armadas; com concentração excessiva de varões, não refletindo, portanto, boas práticas construtivas em obra. Além do mais, como referido no caso A3 (DCL, Lisboa), o nível de esforço transversal observado condiciona a espessura da parede, implicando o seu aumento. Nestas condições, podem surgir incompatibilidades com o projeto de arquitetura. Por último, existem claras desvantagens em adotar a classe DCL em Lisboa e Lagos dado que, se ocorrer um sismo cuja intensidade ultrapasse a de projeto, a estrutura não possui ductilidade para acomodar deformações inelásticas e poderá colapsar.

Em áreas de menor intensidade sísmica, como o Porto, dado que as forças horizontais de inércia geradas pela ação sísmica são muito reduzidas, é viável dimensionar a estrutura para resistir ao sismo de projeto em regime quase elástico (DCL) do ponto de vista financeiro. Importa salientar que a complexidade do projeto e, conseqüentemente, a complexidade exigida na obra, aumentam devido aos requisitos de dimensionamento e pormenorização estabelecidos pelo EC8. Assim, não se reconhecem vantagens em dimensionar de acordo com os requisitos da classe DCM para o Porto (a ductilidade não será explorada).

Do ponto de vista económico, a alteração da classe de ductilidade de DCM para DCL resulta num aumento do custo relativo da estrutura em relação ao valor global da construção entre 1% a 3%. Sob uma perspetiva estritamente monetária, este aumento de custo diminuto não é perceptível pelos clientes, o que poderia tornar viável dimensionar a estrutura em DCL para Lisboa e Lagos. Contudo, os aspetos já referidos caso ocorra um sismo de maior intensidade são essenciais, recomendando-se, portanto, a opção pela classe de ductilidade média (DCM).

Assim, para um edifício desta categoria, caso o projetista tenha a opção de escolher entre as duas classes de ductilidade, recomendam-se as seguintes decisões:

- No Porto, é possível optar entre a classe DCL e DCM, no entanto, não há vantagens significativas em conferir ductilidade à estrutura;
- Em Lisboa e Lagos, apesar do aumento da complexidade envolvida no projeto, resultado da aplicação do EC8 e pelos motivos mencionados anteriormente, é aconselhável adotar a classe DCM.

Os resultados apresentados relativos aos custos e à influência da classe de ductilidade não devem ser generalizados, uma vez que os estudos de caso consideram edifícios com características singulares, nomeadamente o sistema estrutural do tipo parede. É importante notar que, por exemplo, para edifícios com um sistema porticado, algumas conclusões poderão ser distintas. A aplicação da metodologia de dimensionamento por capacidade resistente, estabelecida pelo EC8, poderá envolver alterações na geometria dos pilares e das vigas, pelo que os resultados deste trabalho devem apenas servir de termo de comparação para edifícios que, tal como este, dependam essencialmente das paredes de betão armado para garantir a segurança sísmica.

6. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e DOI 10.54499/UIDB/04708/2020 (<https://doi.org/10.54499/UIDB/04708/2020>) da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).

7. REFERÊNCIAS

- [1] CEN. Norma Europeia EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos; Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade, 2010a.
- [2] CEN. Norma Europeia EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de Betão; Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios. Instituto Português da Qualidade, 2010b.
- [3] Mota Pinheiro, N.; Vila Pouca, N. (2006). Design of RC sections subjected to biaxial bending – Program 2D Design. Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.