

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO COM SISTEMAS DE LAJES FUNGIFORMES

Enquadramento regulamentar

PEDRO BORDALO RAMALHÃO KINGWELL

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

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

MARÇO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

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

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

*As verdadeiras conquistas, as únicas de que nunca nos arrependemos,
são aquelas que fazemos contra a ignorância.*
Napoleão Bonaparte

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Nelson Vila Pouca, por todo o conhecimento partilhado, esclarecimentos e apoio que me concedeu ao longo da realização deste trabalho.

A todos os meus amigos, que estiveram sempre presentes quando mais precisei.

Aos meus pais, à minha avó e à Ia, por toda a educação que me proporcionaram, por toda a ajuda e por toda a paciência que tiveram para comigo.

Aos meus irmãos, por toda a amizade e união demonstrada ao longo de todos estes anos.

RESUMO

A aplicação do Eurocódigo 8 ao dimensionamento dos edifícios de betão armado num contexto sísmico, tem demonstrado ser um obstáculo para os gabinetes de projeto em determinadas situações. Uma das principais dificuldades, surge no dimensionamento de edifícios compostos por sistemas de lajes fungiformes, em que o EC8 não apresenta disposições que permitam a utilização deste sistema estrutural como elemento sísmico-resistente.

No seguimento do trabalho anterior desenvolvido por José Martins, na sua tese de mestrado “Estudo do Comportamento Sísmico de Edifícios Correntes de Betão Armado com Lajes Fungiformes e Paredes de Contraventamento”, o principal objetivo deste trabalho centra-se no desenvolvimento do dimensionamento sísmico de edifícios compostos exclusivamente por lajes fungiformes, com o propósito de aferir a viabilidade da concepção deste tipo de estruturas, através da aplicação dos requisitos dispostos no EC8 e no atual código americano ACI 318-14.

Inicialmente, procurou-se definir uma estratégia de dimensionamento para um modelo geral, composto pela tipologia estrutural em análise. Para tal, foram confrontadas as disposições específicas dispostas tanto na regulamentação europeia, como na regulamentação americana, focando os aspetos essenciais que condicionam o dimensionamento, como a definição da ação sísmica e o modelo de punçoamento. Este confronto permite perceber quais as limitações que o EC8 traduz, e quais as disposições do ACI que permitem sustentar as metodologias delineadas, visto que o código americano permite a utilização destes elementos como elementos sísmicos primários.

Posteriormente, procedeu-se à avaliação e discussão dos resultados obtidos, através da aplicação das metodologias definidas, nas estruturas fungiformes em análise. Para tal foram concebidos 3 modelos distintos, tendo como variantes a espessura da laje e a introdução de capitéis e/ou bandas no sistema resistente ao sismo, para edifícios de 4 pisos. Estes modelos serão avaliados considerando a possibilidade de ocorrerem em 2 cenários sísmicos distintos, nomeadamente nas áreas metropolitanas de Lisboa e do Porto. De modo a que seja possível uma inclusão dos critérios preconizados pelo ACI, realizou-se um enquadramento da ação sísmica do EC8 na ação sísmica da regulamentação americana e uma análise paramétrica entre os modelos de punçoamento de ambos os códigos, suportados nas abordagens efetuadas na tese desenvolvida anteriormente.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento Sísmico, Elementos Sísmicos Primários, Elementos Sísmicos Secundários, Laje Fungiforme, Punçoamento, ACI 318-14, Eurocódigo 8.

ABSTRACT

The application of Eurocode 8 to the design of reinforced concrete buildings in a seismic context, has proved to be an obstacle for design offices in certain situations. One of the main difficulties comes up in the design of buildings containing flat slabs, in which the EC8 does not have provisions that allow the use of this structural system as a seismic-resistant element.

Following the previous work developed by José Martins, in his master's thesis “Study of Seismic Behavior of Current Buildings in Reinforced Concrete with Flat Slabs and Bracing Walls”, the main goal of this work focuses on the development of seismic dimensioning of buildings composed exclusively with flat slabs, with the purpose of evaluate the viability of the design of this type of structures, following the requirements of EC8 and the current American code ACI 318-14.

Initially, it was sought to define a design strategy for a general model, composed of the structural typology under analysis. To this end, the specific provisions of both European and American regulations were compared, focusing on the essential aspects that condition the design, such as the definition of seismic action and the punching model. This comparison allows us to understand which limitations are reflected in the EC8, and which provisions of the ACI allow supporting the methodologies outlined, since the American code allows the use of these elements as primary seismic elements.

Subsequently, the results obtained were evaluated and discussed, through the application of the defined methodologies, in the fungiform structures under analysis. For this purpose, 3 different models were conceived, having as variants the slab thickness and the introduction of chapters and/or bands in the earthquake resistant system, for 4-story buildings. These models will be evaluated considering the possibility of occurrence in 2 distinct seismic scenarios, namely in the metropolitan areas of Lisbon and Oporto. In order to make possible an inclusion of the criteria recommended by the ACI, a framework of the seismic action of the EC8 in the seismic action of the American regulation and a parametric analysis between the punching models of both codes, supported on the approaches performed in the thesis developed previously, were performed.

KEYWORDS: Seismic Design, Primary Seismic Elements, Flat Slab, Punching, ACI 318-14, Eurocode 8.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE TABELAS	xiii

1 INTRODUÇÃO

1

1.1 PREÂMBULO	1
1.2 OBJETIVOS	1
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2

2 MÉTODOS DE ANÁLISE

3

2.1 INTRODUÇÃO	3
2.2 ANALOGIA ENTRE O MODELO 3D E O MODELO 2D	3
2.2.1 DESCRIÇÃO DO MODELO 3D	3
2.2.1.1 Características geométricas	4
2.2.1.2 Modelação estrutural	5
2.2.2 DESCRIÇÃO DO MODELO 2D	5
2.2.3 AÇÕES	7
2.2.4 AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS	7
2.2.4.1 Metodologia da avaliação dos esforços do modelo 3D	7
2.2.4.2 Metodologia da avaliação dos esforços do modelo 2D	8
2.2.4.3 Análise dos valores obtidos nos dois modelos	9
2.3 ASPETOS NORMATIVOS ASSOCIADOS A SISTEMAS FUNGIFORMES	12
2.3.1 ESPECIFICAÇÕES DO EUROCÓDIGO 2 E DO EUROCÓDIGO 8	12
2.3.1.1 Descrição da ação sísmica	12
2.3.1.2 Classe de ductilidade e coeficiente de comportamento	13
2.3.1.3 Modelo de punçoamento do EC2	14
2.3.2 ESPECIFICAÇÕES DO ACI 318-14 E DO ASCE/SEI 7-10	15
2.3.2.1 Descrição da ação sísmica	15

2.3.2.2 Escolha de sistemas estruturais resistentes ao sismo	17
2.3.2.3 Critérios de verificação do ACI	18
2.3.2.4 Disposições para ligações pilar-laje fungiforme como elementos resistentes ao sismo	19
2.3.3 METODOLOGIA UTILIZADA PARA O CONTROLO DE PUNÇOAMENTO	21

3 MODELOS DE ESTUDO24

3.1 INTRODUÇÃO24

3.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO24

3.2.1 REPRESENTAÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO24

3.2.2 AÇÕES VERTICAIS.....27

3.2.3 ANÁLISE MODAL28

4 ANÁLISE SÍSMICA.....31

4.1 INTRODUÇÃO31

4.2 CENÁRIO SÍSMICO LISBOA TIPO DE TERRENO C31

4.2.1 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA31

4.2.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO.....32

4.2.2.1 Deslocamentos e *drifts* máximos33

4.2.2.2 Valores de corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso33

4.2.3 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR.....34

4.2.3.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão.....34

4.2.3.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento.....36

4.2.4 VERIFICAÇÕES DO ACI E ENQUADRAMENTO DA AÇÃO SÍSMICA DO EC8 NO ASCE/SEI 7-10.....36

4.2.4.1 Verificações de segurança do ACI.....36

4.2.4.2 Disposições específicas do dimensionamento da ligação pilar-laje do ACI37

4.2.4.3 Enquadramento da ação sísmica do EC8 na ação sísmica do ASCE/SEI 7-1038

4.3 CENÁRIO SÍSMICO LISBOA TIPO DE TERRENO B39

4.3.1 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA39

4.3.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO.....40

4.3.2.1 Deslocamentos e *drifts* máximos41

4.3.2.2 Valores de corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso41

4.3.3 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4A42

4.3.3.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão42

4.3.3.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento	43
4.3.4 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4B	43
4.3.4.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão	43
4.3.4.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento	44
4.3.5 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4C	45
4.3.5.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão	45
4.3.5.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento	45
4.3.6 APLICAÇÃO DO CRITÉRIO DE CONTROLO DE PUNÇOAMENTO DO ACI	46
4.4 CENÁRIO SÍSMICO PORTO TIPO DE TERRENO D	46
4.4.1 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA	47
4.4.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO.....	47
4.4.2.1 Deslocamentos e <i>drifts</i> máximos	47
4.4.2.2 Valores de corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso	48
4.4.3 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4A	49
4.4.3.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão	49
4.4.3.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento	50
4.4.4 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4B	50
4.4.4.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão	50
4.4.4.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento	51
4.4.5 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4C	51
4.4.5.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão	51
4.4.5.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento	52
4.4.6 APLICAÇÃO DO CRITÉRIO DE CONTROLO DE PUNÇOAMENTO DO ACI	52
4.5 CONCLUSÃO	53
 5 CONCLUSÕES	 55
5.1 CONCLUSÕES GERAIS.....	55
5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	56
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	58

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Disposição em planta do modelo E4A	4
Figura 2.2 – Vista em 3D do modelo E4A	5
Figura 2.3 – Disposição em planta do pórtico utilizado para avaliação das cargas verticais	6
Figura 2.4 – Disposição em planta do pórtico utilizado para avaliação das cargas horizontais	6
Figura 2.5 – Vista de frente do pórtico em estudo	6
Figura 2.6 – Representação em planta da faixa sobre os pilares no modelo 2D	8
Figura 2.7 – Largura efetiva do banzo beff para vigas sísmicas primárias ligadas a pilares (Eurocódigo 8, 2010)	9
Figura 2.8 – Forma do espectro de resposta elástico (EC8 2010)	13
Figura 2.9 – Perímetro de controlo de referência do pilar em estudo.....	14
Figura 2.10 – Forma do espectro de cálculo de referência do ASCE/SEI 7-10 (ASCE/SEI 7-10,2010)	16
Figura 2.11 – Secção de controlo de punçoamento para pilares interiores e respetiva disposição da armadura (Adaptado de ACI 318-14, 2014)	19
Figura 2.12 – Distribuição da armadura longitudinal ao longo da faixa do pilar (Adaptado de ACI 318-14, 2014)	20
Figura 2.13 – Critério caracterizador da necessidade de colocação de armadura de punçoamento no ACI (Adaptado de ACI 318-14, 2014)	21
Figura 2.14 – Armaduras de punçoamento em planta no modelo E4A	23
Figura 3.1 – Disposição em planta do modelo E4B	25
Figura 3.2 – Disposição em planta do modelo E4C	26
Figura 3.3 – Vista 3D do modelo E4B	27
Figura 3.4 – Vista 3D do modelo E4C	27
Figura 4.1 – Espectro de resposta de cálculo para a análise em Lisboa num terreno tipo C	32
Figura 4.2 – Gráficos dos deslocamentos máximos (à esquerda) e dos drifts (à direita) no modelo E4A em Lisboa	33
Figura 4.3 – Gráficos representativos do corte ao nível dos pisos (à esquerda) e das forças sísmicas por piso (à direita) no modelo E4A em Lisboa	34
Figura 4.4 – Solução de armadura para o modelo E4A.....	35
Figura 4.5 – Critério de controlo do punçoamento no modelo E4A em Lisboa	38
Figura 4.6 – Espectro de resposta de cálculo para a análise em Lisboa num terreno tipo B	40
Figura 4.7 – Gráficos dos deslocamentos máximo (à esquerda) e dos drifts (à direita) nos modelos E4A, E4B e E4C para o terreno tipo B em Lisboa	41
Figura 4.8 – Gráficos do corte ao nível dos pisos (à esquerda) e das forças sísmicas por piso (à direita) para os modelos E4A, E4B e E4C para o terreno tipo B em Lisboa	42

Figura 4.9 – Gráfico do critério de controlo de punçoamento do ACI para os 3 modelos em Lisboa ...	46
Figura 4.10 – Espectro de resposta de cálculo para o Porto num terreno tipo D	47
Figura 4.11 – Gráficos dos deslocamentos máximo (à esquerda) e dos drifts (à direita) nos modelos E4A, E4B e E4C para o terreno tipo D no Porto	48
Figura 4.12 – Gráficos do corte ao nível dos pisos (à esquerda) e das forças sísmicas por piso (à direita) para os modelos E4A, E4B e E4C para o terreno tipo D no Porto	49
Figura 4.13 – Gráfico do critério de controlo de punçoamento do ACI para os 3 modelos em Lisboa .	49

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Dimensões dos elementos estruturais do modelo E4A	4
Tabela 2.2 – Força sísmicas por piso nos modelos 3D e 2D	7
Tabela 2.3 – Esforços de flexão da combinação ELU no modelo 2D.....	10
Tabela 2.4 – Esforços de flexão da combinação ELU no modelo 3D.....	10
Tabela 2.5 – Esforços de flexão do modelo 2D sujeito à ação sísmica.....	11
Tabela 2.6 – Esforços de flexão do modelo 3D sujeito à ação sísmica.....	11
Tabela 2.7 – Determinação da SDC relativamente ao parâmetro SDS para a categoria de risco tipo II	17
Tabela 2.8 – Limitações estruturais de sistemas fungiformes resistentes ao sismo de acordo com SDC	17
Tabela 2.9 – Esforços de dimensionamento no topo do pilar inferior à laje no modelo E4A	22
Tabela 2.10 – Esforços de dimensionamento no topo do pilar superior à laje no modelo E4A	22
Tabela 2.11 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4A	23
Tabela 3.1 – Dimensões dos elementos estruturais no modelo E4B	25
Tabela 3.2 – Dimensões dos elementos estruturais no modelo E4C	25
Tabela 3.3 – Ações verticais consideradas	28
Tabela 3.4 – Flechas no painel condicionante no modelo E4A	28
Tabela 3.5 – Flechas no painel condicionante no modelo E4B	28
Tabela 3.6 – Flechas no painel condicionante no modelo E4C.....	28
Tabela 3.7 – Resultados da análise modal do modelo E4A	29
Tabela 3.8 – Resultados da análise modal do modelo E4B	29
Tabela 3.9 – Resultados da análise modal do modelo E4C	29
Tabela 4.1 – Parâmetros definidores da ação sísmica no cenário sísmico de Lisboa	31
Tabela 4.2 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4A em Lisboa para o terreno tipo C	35
Tabela 4.3 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4A em Lisboa para o terreno tipo C	36
Tabela 4.4 – Determinação da SDC para as zonas sísmicas do EC8 num terreno tipo C	39
Tabela 4.5 – Parâmetros definidores da ação sísmica no cenário sísmico de Lisboa para o terreno tipo B	40
Tabela 4.6 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4A em Lisboa no terreno tipo B	42
Tabela 4.7 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4A em Lisboa no terreno tipo B	43

Tabela 4.8 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4B em Lisboa no terreno tipo B	44
Tabela 4.9 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4B em Lisboa no terreno tipo B	44
Tabela 4.10 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4C em Lisboa no terreno tipo B	45
Tabela 4.11 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4C em Lisboa no terreno tipo B	45
Tabela 4.12 – Parâmetros definidores da ação sísmica no cenário sísmico de Porto	47
Tabela 4.13 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4A no Porto para o terreno tipo D	49
Tabela 4.14 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4A no Porto para o terreno tipo D	50
Tabela 4.15 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4B no Porto para o terreno tipo D	50
Tabela 4.16 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4B no Porto para o terreno tipo D	51
Tabela 4.17 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4C no Porto para o terreno tipo D	51
Tabela 4.18 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4C no Porto para o terreno tipo D	52

1

INTRODUÇÃO

1.1 PREÂMBULO

A utilização de lajes fungiformes como sistema estrutural resistente ao sismo, tem vindo a suscitar uma grande quantidade de dúvidas, devido à falta de disposições apresentadas pelo Eurocódigo 8, justificada pelo pouco esclarecimento relativamente ao comportamento sísmico deste tipo de estruturas. Apesar de não restringir totalmente o uso destes edifícios, o EC8 limita a sua utilização para zonas de baixa intensidade sísmica, ou então, sugere a introdução de outros elementos estruturais que forneçam uma maior rigidez lateral, como é o caso das paredes de contraventamento. Ainda assim não fornece requisitos específicos do dimensionamento destes sistemas estruturais, mesmo sendo considerado como elementos sísmicos secundários, originando dificuldades aos gabinetes de projeto na sua execução. Visto que Portugal é caracterizado como um país composto por zonas de intensidade sísmica elevada e com histórico de atividade sísmica, torna-se crucial possuir na sua legislação normas capazes de clarificar o dimensionamento de estruturas fungiformes.

Contrariamente ao que acontece na Europa, a legislação que vigora nos Estados Unidos da América proposta pelo *American Concrete Institute*, mais concretamente o ACI 318-14 (ACI), engloba esta tipologia estrutural como único sistema estrutural resistente ao sismo, disponibilizando critérios específicos de dimensionamento para a sua concepção.

No seguimento do trabalho anterior desenvolvido por José Martins na sua tese de mestrado “Estudo do Comportamento Sísmico de Edifícios Correntes de Betão Armado com Lajes Fungiformes e Paredes de Contraventamento” irá ser elaborado um estudo mais aprofundado do edifício composto exclusivamente por lajes fungiformes, analisando a sua adequabilidade em conformidade com a regulamentação europeia e americana, considerando diferentes soluções de intensidades sísmicas e de pavimentos de lajes.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo desta dissertação passa por avaliar o comportamento sísmico de edifícios correntes de betão armado, considerando apenas o sistema de lajes fungiformes como sistema sísmico-resistente, apresentando soluções de dimensionamento consistentes, sustentadas através dos resultados alcançados nas análises sísmicas.

Para tal, a avaliação e dimensionamento das estruturas terão como base os critérios apresentados no EC2 e no EC8, analisando os critérios definidos para a concepção deste tipo de edifícios, acompanhada pelas

disposições específicas e verificações gerais que o ACI disponibiliza, realizando uma comparação análoga entre as duas regulamentações.

Desta forma, foi utilizado o modelo estrutural idealizado na tese desenvolvida anteriormente, composto exclusivamente por lajes fungiformes como modelo de base, denominado por E4A, sendo posteriormente alvo de uma discussão mais profunda neste trabalho. Com o intuito de se encontrarem alternativas a este modelo, capazes de garantirem um desempenho sísmico mais satisfatório, foram idealizados dois novos edifícios, em que as suas variáveis se encontram ao nível dos pavimentos de laje. Para esse efeito, foram introduzidos capiteis sobre os pilares e reduzida a espessura da laje no modelo em estudo, passando este novo edifício a designar-se por E4B. Por último, foi concebido o edifício E4C, que para além das variantes já adotadas no modelo E4B, será também composto por bandas maciças nos alinhamentos dos pilares.

Estes modelos foram analisados tendo sido considerados dois cenários sísmicos distintos, em Lisboa e no Porto, estudando-se o seu comportamento sísmico, e apresentando soluções de dimensionamento à flexão e ao punçoamento, de forma a aferir a viabilidade e eficácia das metodologias propostas.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está dividido em cinco capítulos, dos quais o primeiro refere-se ao capítulo em questão, composto por uma introdução ao trabalho realizado, uma descrição sucinta dos seus objetivos e a organização do mesmo.

No capítulo 2 são descritas as metodologias a utilizar para a análise e concepção dos modelos, através da aplicação das mesmas ao modelo de base, E4A. É realizada uma analogia a um modelo de pórtico, com o intuito de definir um método da avaliação dos esforços de flexão, acompanhada por uma descrição do edifício e modelação estrutural. Contém também uma explicação sucinta dos critérios presentes no EC2 e EC8, que serão necessários para o dimensionamento dos edifícios, nomeadamente da caracterização sísmica e do modelo de punçoamento, bem como as disposições relativas a este sistema estrutural presentes nos códigos americanos ACI 318-14 e o ASCE/SEI 7-10.

No capítulo 3 são apresentados e caracterizados os modelos E4B e E4C, sendo posteriormente realizada uma análise dinâmica dos 3 modelos (E4A inclusive), com o intuito de perceber as diferenças que os edifícios apresentam, ainda sem a consideração da ação sísmica.

No capítulo 4 são aplicados aos modelos as estratégias e metodologias de avaliação propostas no capítulo 2 no modelo E4A, desta vez com uma interpretação dos resultados e comparação do comportamento sísmico dos 3 edifícios. Esta análise será efetuada para dois cenários distintos, um deles em Lisboa e o outro no Porto, sendo ainda realizada uma conclusão geral da análise dos 3 modelos, perante os cenários sísmicos considerados.

Por último, no capítulo 5 são apresentadas as conclusões finais do trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros nele baseados.

2

MÉTODOS DE ANÁLISE – ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR

2.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como objetivo definir as metodologias a aplicar na análise dos 3 modelos já evidenciados. Para a elaboração destas metodologias, optou-se por considerar o modelo 3D correspondente ao modelo de laje de espessura constante, E4A, que será posteriormente analisado em detalhe. Serão então definidas as estratégias de avaliação dos esforços atuantes na zona de ligação laje-pilar, nomeadamente os esforços de flexão e de punçoamento. Estas metodologias serão elaboradas com recurso a um enquadramento regulamentar das normas europeia e americana, de modo a sustentar o dimensionamento dos edifícios nos capítulos que se seguem.

A estratégia de avaliação dos esforços de flexão atuantes na laje, foi realizada com recurso a uma analogia entre os esforços obtidos no modelo 3D e um modelo de pórtico equivalente, designado como modelo 2D. O método de análise dos esforços de punçoamento, será também demonstrado através da sua aplicação no modelo 3D, e dos aspetos normativos associados a sistemas de lajes fungiformes, dispostos na regulamentação europeia e americana,

2.2 ANALOGIA ENTRE O MODELO 3D E O MODELO 2D

De maneira a obter uma análise mais precisa dos esforços de flexão na zona crítica da laje, realizou-se uma analogia da avaliação destes esforços entre o modelo 3D e o modelo plano correspondente. O modelo tridimensional, trata-se do modelo geral E4A e o modelo 2D foi idealizado através da aplicação do método dos pórticos equivalentes, proposto pelo EC2.

2.2.1 DESCRIÇÃO DO MODELO 3D

O modelo em análise, foi idealizado com o objetivo de ser um edifício regular em altura e em planta, de modo a não possuir variáveis em demasia, que tornem os resultados específicos apenas para esta estrutura. Trata-se de um edifício corrente de betão armado composto exclusivamente por um sistema de lajes fungiformes, sem a inclusão de paredes de contraventamento. Considerou-se o edifício com 4 pisos elevados, admitindo-se que, para este número de pisos, poderá ser viável o sistema fungiforme como a única estrutura sismo-resistente. Admite-se que, para um número de pisos superior, será fundamental a inclusão de elementos de contraventamento, como é o caso das paredes e dos núcleos, de maneira a controlar os deslocamentos laterais, nomeadamente os drifts.

2.2.1.1 Características geométricas

O edifício em estudo é constituído por 4 pisos, cada um com um pé-direito de 3m. A sua dimensão em planta é de $28 \times 21 \text{ m}^2$ com vãos de 7m em ambas as direcções, sendo considerado mais um vão na direcção X comparativamente à direcção Y.

O modelo é composto por pilares retangulares ao longo da sua altura, sendo que nos dois primeiros pisos, os pilares são compostos por uma secção transversal superior à dimensão nos 2 pisos acima. É ainda constituído por uma laje maciça de espessura constante em todos os pisos, contendo vigas de bordo nas suas extremidades.

Na figura 2.1 está representada a disposição em planta do modelo E4A e na tabela 2.1 encontram-se as dimensões dos elementos:

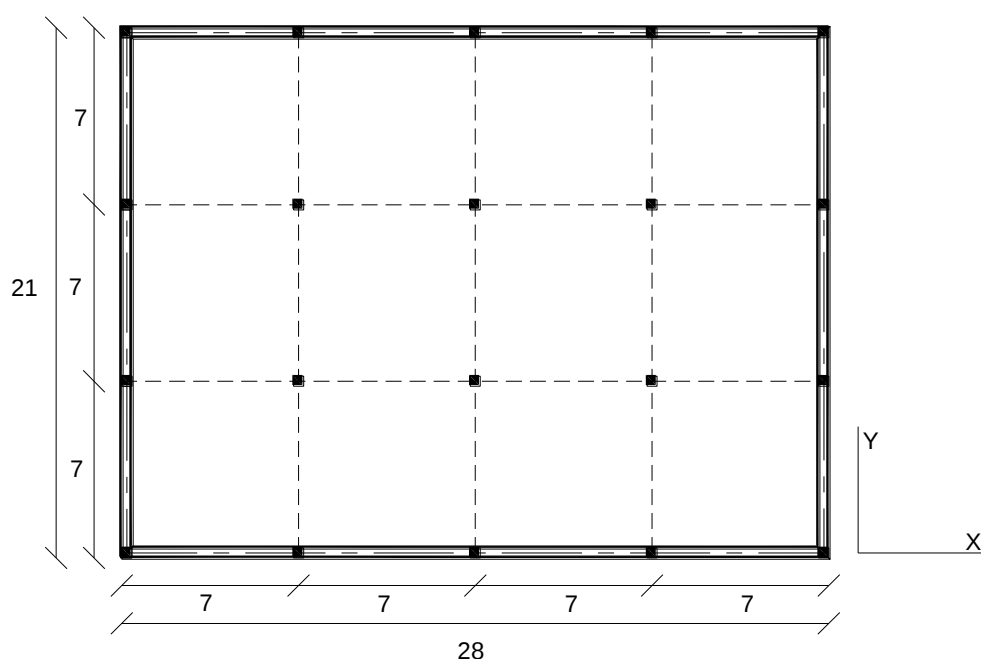


Figura 2.1 – Disposição em planta do modelo E4A

Tabela 2.1 – Dimensões dos elementos estruturais do modelo E4A

Elemento Estrutural	Pisos	Dimensões (m)
Pilares ($b_x \times b_y$)	0 - 2	0,50 x 0,50
	2 - 4	0,40 x 0,40
Lajes fungiformes maciças (e)	0 - 4	0,30
Vigas de bordo (b x h)	0 - 4	0,40 x 0,45

Foi considerado uma classe de betão C25/30 na composição dos elementos estruturais pertencentes ao modelo e aço A500 para o dimensionamento da armadura.

2.2.1.2 Modelação estrutural

A análise e modelação do edifício foi realizada com o recurso ao programa *SAP2000*. Foram considerados elementos de barra para a modelação dos pilares e das vigas de bordo, e elementos finitos de casca com dimensões de $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$ para a simulação da laje. Os nós dos pilares coincidem com os nós das respetivas lajes, garantindo ligação entre os elementos, e considerou-se a condição de encastramento aos nós do piso 0, correspondentes às fundações da estrutura. De maneira a ter em conta o efeito da fendilhação na rigidez dos elementos, a sua rigidez de flexão e de corte foi reduzida para metade da rigidez elástica inicial, tendo sido desprezada a rigidez à torção dos elementos de barra. Na figura 2.2 é visível uma perspetiva do modelo em estudo.

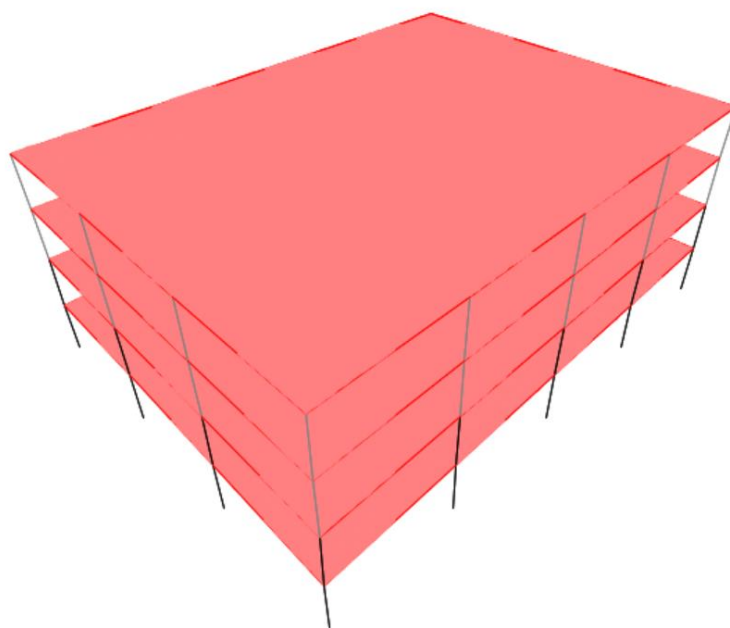


Figura 2.2 – Vista em 3D do modelo E4A

2.2.2 DESCRIÇÃO DO MODELO 2D

Tal como já foi referido, o modelo 2D trata-se de uma representação no plano do edifício em análise, sendo a sua modelação apoiada no método dos pórticos equivalentes. Trata-se de um dos métodos recomendados pelo Eurocódigo 2, para a análise elástica de estruturas constituídas por sistemas de lajes fungiformes.

De acordo com o EC2, para a avaliação dos efeitos das cargas verticais e horizontais, é necessária a atribuição de valores distintos das secções transversais brutas dos painéis das lajes, correspondentes a uma rigidez dos elementos característica de cada ação. Assim, para a avaliação das cargas verticais foi utilizada a largura total dos painéis, e, sob a ação sísmica, considerou-se 40% desta largura, de modo a traduzir no modelo, a zona da laje que intervém na transferência de momentos para os pilares, devido às ações horizontais.

Posto isto, foram idealizados dois pórticos com as mesmas características geométricas do modelo 3D, mas com painéis de lajes de largura divergente, entre si. Nas figuras 2.3 e 2.4 encontram-se as disposições em planta dos pórticos equivalentes, utilizados para a avaliação das cargas verticais e das

cargas horizontais, respetivamente. Optou-se por fazer a análise dos modelos do pórtico central apenas para a direção X, visto que os resultados foram similares para as duas direções.

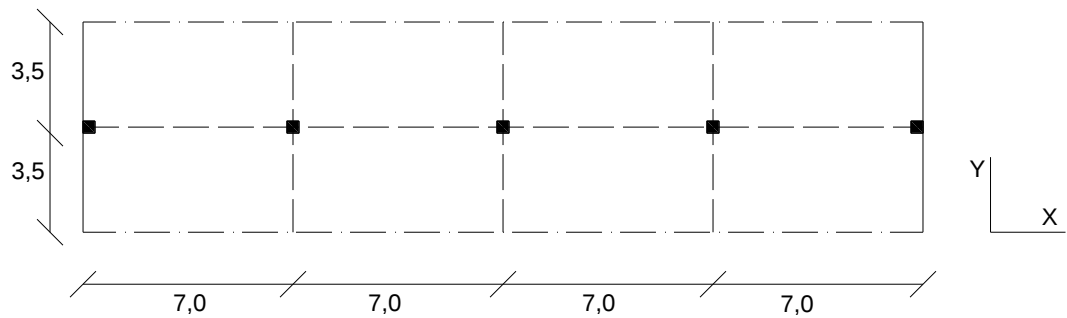


Figura 2.3 – Disposição em planta do pórtico utilizado para avaliação das cargas verticais

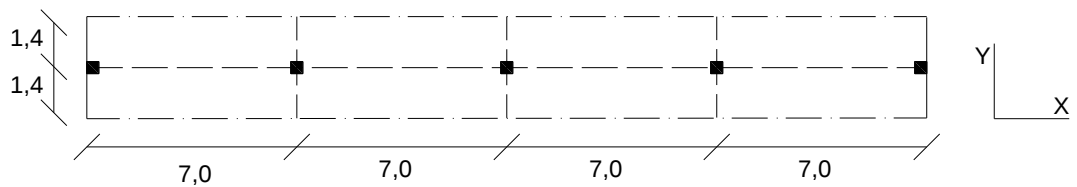


Figura 2.4 – Disposição em planta do pórtico utilizado para avaliação das cargas horizontais

Na figura 2.5 está representada a vista de frente do pórtico equivalente utilizado na avaliação das cargas verticais e das cargas horizontais.

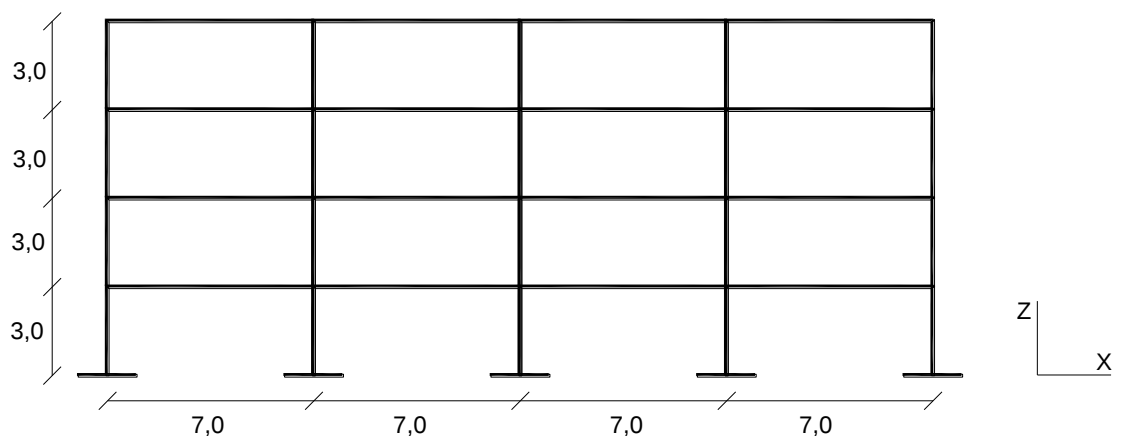


Figura 2.5 – Vista de frente do pórtico em estudo

2.2.3 AÇÕES

Sendo o foco deste capítulo explicar as metodologias utilizadas para a análise dos modelos, será feita uma descrição sucinta das ações aplicadas à estrutura, sendo este tema abordado com mais clareza posteriormente.

O edifício em análise, está sujeito às ações gravíticas referentes ao peso próprio da estrutura, restantes cargas permanentes e sobrecarga. Através da aplicação das combinações das ações presentes no Eurocódigo 1, o valor de carga vertical considerada na estrutura, para a combinação em Estado Limite Último (ELU) é de $p_{ed}=18 \text{ kN/m}^2$, e, para a carga vertical associada à combinação sísmica, correspondente ao valor da carga da combinação quase-permanente, foi considerado o valor de $p_{CQP}=10.9 \text{ kN/m}^2$.

A ação sísmica atuante na estrutura foi definida tendo por base o espectro de resposta elástico proposto pelo EC8, aplicado no modelo 3D. Após ter sido realizada uma análise modal à estrutura, foram obtidas as forças horizontais atuantes por piso, recorrendo à função *Section Cut* presente no programa *SAP2000*, que fornece o somatório do esforço transversal referente aos primeiros modos de vibração da estrutura. Através da divisão das forças sísmicas por piso, alcançadas no modelo 3D na direção X, pelo número de pórticos correspondente, foi considerado que estas forças seriam as definidoras da ação sísmica no modelo 2D, aplicadas ao nível dos pisos. Os valores resultantes das forças sísmicas por piso no modelo 3D e no modelo 2D estão apresentados na tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Força sísmicas por piso nos modelos 3D e 2D

Piso	Modelo 3D	Modelo 2D
	Força sísmicas (kN)	Força sísmicas (kN)
0	0	0
1	264,2	66,05
2	438,9	109,73
3	631,4	157,85
4	1073,1	268,28

2.2.4. AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS

A avaliação dos esforços será realizada na zona de ligação laje-pilar, visto que se trata da zona crítica da laje neste tipo de sistema estrutural. Como o modelo idealizado é composto por vigas de bordo, o comportamento nesta zona periférica da estrutura, não corresponde a um comportamento generalizável. Sendo assim, a avaliação dos esforços será realizada na região junto a um pilar interior do modelo, nomeadamente no segundo piso da estrutura, visto que se trata de uma zona cujo comportamento na ligação laje-pilar é condizente com o comportamento comum de um sistema fungiforme. Foi considerada apenas a avaliação dos momentos fletores negativos na laje, visto que se tratam dos esforços condicionantes ao dimensionamento.

2.2.4.1 Metodologia da avaliação dos esforços do modelo 3D

No modelo 3D os momentos fletores atuantes na laje foram obtidos através da utilização da função de integração de esforços *Section Cut*, presente no programa *SAP2000*. Esta funcionalidade permite que sejam obtidos os momentos globais atuantes na zona de ligação laje-pilar, para uma largura de faixa definida. Posteriormente estes esforços são divididos pela dimensão da largura considerada, de maneira a obter os valores do momento médio atuante por metro da secção. Esta estratégia foi utilizada para a avaliação dos esforços provenientes das ações gravíticas e da ação sísmica.

2.2.4.2 Metodologia da avaliação dos esforços do modelo 2D

Cargas verticais

A análise dos momentos fletores no modelo plano, devido às cargas verticais, foi sustentada pelos critérios descritos no EC2, referentes ao método dos pórticos equivalentes. Para tal, foi considerada uma distribuição de 75% dos momentos fletores negativos globais, sobre a faixa dos pilares. O valor obtido corresponde ao valor do momento médio atuante, na respetiva faixa. Na figura 2.6 está representada a secção correspondente à faixa dos pilares, para a qual vão ser analisados os esforços.

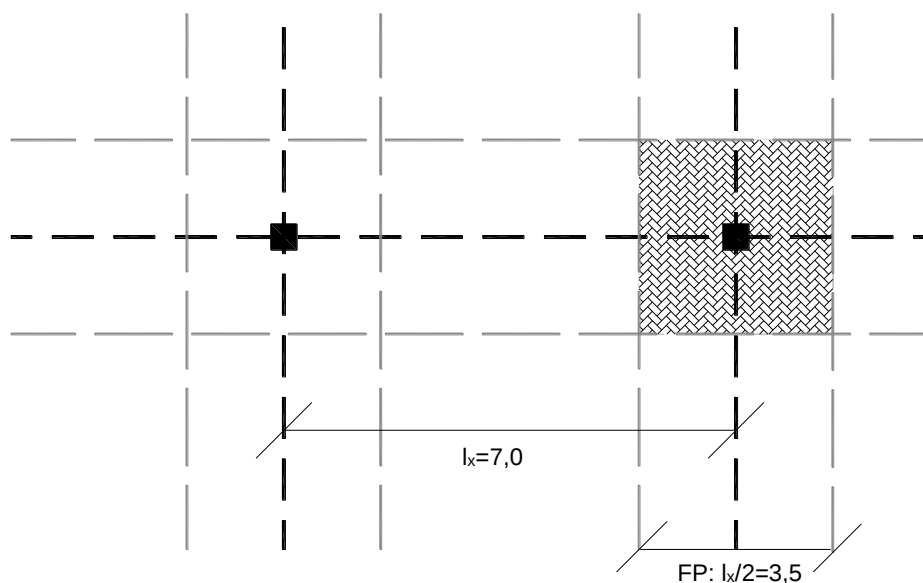


Figura 2.6 – Representação em planta da faixa sobre os pilares no modelo 2D

Cargas horizontais

O EC8 não é claro relativamente aos critérios a considerar para a avaliação dos momentos fletores devido às cargas horizontais, atuantes num sistema fungiforme. Assim, foi necessário recorrer a uma analogia da distribuição destes esforços, considerando a hipótese desta avaliação ser feita para uma secção de uma viga em T, ligada a um pilar interior. Esta analogia, apesar de não ser específica para o caso em estudo, aparenta ser aceitável, visto que no modelo plano estamos a trabalhar sobre um pórtico constituído por vigas e pilares, permitindo assim proceder a esta análise através do apoio do Eurocódigo 8.

Posto isto, estas disposições sugerem que, para os casos das vigas sísmicas primárias de secção em T ligadas a pilares interiores, deve ser considerada uma largura efetiva do banzo b_{eff} , para a qual será colocada a armadura superior das secções transversais. Assim, considerou-se a utilização desta largura b_{eff} para a análise dos esforços de flexão atuantes na viga junto ao pilar, perante a ação sísmica.

Na figura 2.7 é apresentada a largura efetiva do banzo a considerar para esta abordagem.

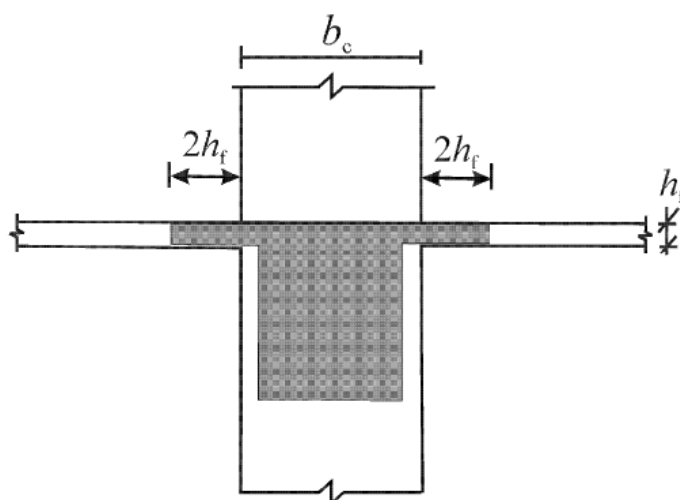


Figura 2.7 – Largura efetiva do banzo b_{eff} para vigas sísmicas primárias ligadas a pilares (Eurocódigo 8, 2010)

Partindo da figura acima exposta, o cálculo da largura efetiva b_{eff} é feito através da seguinte expressão:

$$b_{eff} = b_c + 2 \cdot 2h_f \quad (2.1)$$

Em que:

b_c dimensão do pilar;

h_f espessura da laje.

2.2.4.3 Análise dos valores obtidos nos dois modelos

Esta secção servirá essencialmente para confrontar os esforços obtidos nos dois modelos em análise, e, a partir desta analogia, definir uma largura de faixa no modelo 3D, condizente com os resultados alcançados através da aplicação do método dos pórticos equivalentes. Assim ficará definida a estratégia de avaliação destes esforços ao longo do trabalho, sem ser necessário recorrer novamente a esta discussão.

Cargas verticais

Para a avaliação dos esforços de flexão atuantes na laje derivados das cargas verticais foi utilizada a combinação em ELU dos Eurocódigos.

Conforme foi referido na aplicação do método dos pórticos equivalentes, a largura da faixa a considerar para a avaliação das cargas verticais, é correspondente à largura da faixa sobre os pilares. Como o edifício é constituído por vãos de 7m, a faixa sobre os pilares tem a largura de 3,5m, estando os valores resultantes desta avaliação, presentes na tabela 2.3.

No modelo 3D foi necessário analisar os esforços de flexão para várias larguras da secção crítica da laje, com o intuito de eleger a que mais se adequa aos resultados obtidos no modelo 2D. Sendo assim, foram consideradas as larguras de 2,0m, 2,5m, 3,0m, 3,5m, 4,0m e 4,5m para esta avaliação, estando os valores dos esforços obtidos apresentados na tabela 2.4, para as respetivas faixas.

Os valores das tabelas m_x , representam os valores dos momentos médios unitários, na direção para a qual vai ser dimensionada a armadura longitudinal.

Tabela 2.3 – Esforços de flexão da combinação ELU no modelo 2D

Combinação	$m_{x,3,5}$ (kN.m/m)
ELU	-117,1

Tabela 2.4 – Esforços de flexão da combinação ELU no modelo 3D

Combinação	$m_{x,2,0}$ (kN.m/m)	$m_{x,2,5}$ (kN.m/m)	$m_{x,3,0}$ (kN.m/m)	$m_{x,3,5}$ (kN.m/m)	$m_{x,4,0}$ (kN.m/m)	$m_{x,4,5}$ (kN.m/m)
ELU	-182,7	-159,7	-146,0	-131,7	-126,0	-117,1

Conforme seria expectável, verifica-se que à medida que os esforços de flexão são avaliados para larguras de faixa superiores, o valor do momento médio unitário diminui. Isto deve-se ao facto dos esforços se concentrarem na região próxima dos pilares, onde a estrutura apresenta uma maior rigidez. Verifica-se que no modelo 3D, apenas para a faixa de 4,5m foi possível alcançar o mesmo valor do momento obtido no modelo 2D, contudo não seria económico dimensionar a estrutura para valores do momento correspondentes a esta largura, visto que se trata de uma largura superior à faixa dos pilares. Verifica-se também que os momentos obtidos na largura de 2,0m do modelo 3D são superiores quando comparados com os esforços obtidos no modelo plano, apresentando uma diferença de 50%. Apesar da consideração desta largura conduzir a um dimensionamento mais prudente, poderia também conduzir a um sobredimensionamento da armadura da laje, tornando esta hipótese pouco aceitável.

Sendo assim, optou-se pela utilização da largura 3,0m na zona de ligação laje-pilar no modelo 3D, visto que corresponde a uma largura de sensivelmente 80% da largura da faixa dos pilares, o que traduzirá num dimensionamento conservativo, mas adequado para o problema em questão. Será considerada esta largura ao longo deste trabalho para os modelos E4A, E4B e E4C, na avaliação dos esforços de flexão para a combinação ELU, ou seja, somente com cargas verticais.

Ação sísmica

Através da aplicação da equação 2.1, é obtido o valor da largura efetiva b_{eff} a considerar para a análise dos esforços de flexão atuantes no modelo plano, derivados da ação sísmica. Nesta equação, o valor da base do pilar b_c é de 0,40m e o valor da espessura da laje h_f é de 0,30m, considerando o pior cenário de

dimensionamento, visto que se trata da base do pilar com menor secção transversal. Posto isto, será utilizada uma largura de 1,6m para esta análise, estando os resultados apresentados na tabela 2.5.

No modelo 3D foram novamente consideradas diversas larguras de faixa de integração para a avaliação dos esforços, sendo que, para a ação sísmica, as larguras de faixa utilizadas foram de 1,5m, 1,6m, 2,0m e 2,5m. Na tabela 2.6 estão apresentados os valores dos esforços correspondentes às faixas mencionadas.

A avaliação dos esforços foi efetuada para a combinação sísmica na direção X, em conformidade com a sua definição presente no EC8, denominada neste trabalho por Comb. E_d (X). Foram também apresentados os resultados obtidos para as ações que a caracterizam, nomeadamente a combinação correspondente da carga vertical associada à combinação sísmica, CQP, e a ação do sismo, E_d .

Tabela 2.5 – Esforços de flexão do modelo 2D sujeito à ação sísmica

Combinação	$m_{x,1,6}$ (kN.m/m)
CQP	-70,9
E_d	-101,6
Comb. E_d (X)	-172,6

Tabela 2.6 – Esforços de flexão do modelo 3D sujeito à ação sísmica

Combinação	$m_{x,1,5}$ (kN.m/m)	$m_{x,1,6}$ (kN.m/m)	$m_{x,2,0}$ (kN.m/m)	$m_{x,2,5}$ (kN.m/m)
CQP	-126,4	-122,8	-110,8	-96,8
E_d	-91,2	-86,6	-67,8	-54,6
Comb. E_d (X)	-230,0	-222,0	-188,5	-159,6

Tal como acontece na avaliação dos esforços da laje sob a ação das cargas verticais, verifica-se que à medida que nos afastamos da zona de ligação laje-pilar, o valor do momento unitário perde preponderância. Através da comparação dos valores obtidos nas faixas de 1,5m e 2,5m no modelo 3D, verifica-se uma redução de cerca de 65% dos momentos derivados da ação sísmica E_d , enquanto que, para a CQP, essa redução de momentos é de apenas 30%. Esta diferença, demonstra que os momentos derivados das ações sísmicas, tendem a concentrar-se ainda mais na zona junto aos pilares, comparativamente com os momentos derivados das ações verticais, revelando a importância que as ações sísmicas têm no dimensionamento deste tipo de estruturas.

Comparando os valores obtidos no modelo 3D com o modelo 2D, verifica-se que para a largura de faixa de 2,5m do modelo 3D é obtido um valor do momento inferior àquele alcançado no modelo 2D, o que tornaria o dimensionamento inseguro com a escolha desta largura. Para a faixa de 2,0m no modelo 3D, é alcançado um valor do momento superior ao do modelo 2D, no entanto a sua variação é de apenas 10%. Sendo assim, procurou-se avaliar a estrutura para valores mais conservativos, como é o caso dos valores correspondentes às faixas de 1,5m e 1,6m do modelo 3D, em que a sua variação ronda os 30%.

Posto isto, para a avaliação dos esforços de flexão provocados pela ação sísmica, foi considerada a largura da faixa de 1,6m correspondente à largura efetiva b_{eff} . Este método de análise será aplicado

posteriormente aos modelos em estudo, através da aplicação da equação 2.1, de acordo com as variantes existentes nos modelos.

2.3 ASPETOS NORMATIVOS ASSOCIADOS A SISTEMAS FUNGIFORMES

Esta secção tem como propósito evidenciar alguns dos conceitos mais relevantes presentes na regulamentação europeia e americana, tendo em conta o edifício em estudo, sendo o foco principal a representação básica da ação sísmica e o modelo de punçoamento. Posteriormente, será demonstrado o método de avaliação e dimensionamento da laje, sujeita a esforços de punçoamento, através da aplicação no modelo E4A.

2.3.1 ESPECIFICAÇÕES DO EUROCÓDIGO 2 E EUROCÓDIGO 8

Como o EC8 não permite a utilização deste sistema estrutural como sistema resistente ao sismo, também não define critérios e disposições específicas para este tipo de estruturas. Contudo, foram apresentados determinados requisitos presentes no EC8, considerados como fundamentais para a realização dos edifícios em estudo. Foi ainda elaborada uma descrição breve do modelo de punçoamento, proposto pelo EC2, a considerar para esta estrutura.

2.3.1.1 Descrição da ação sísmica

A ação sísmica é representada através de um espectro elástico de acelerações, cuja sua caracterização está dependente de vários parâmetros como o tipo de terreno, o tipo de sismo, o zonamento sísmico e a importância do edifício. Neste trabalho não será feita uma discussão aprofundada destes fatores, visto que já foram alvos de discussão em trabalhos anteriores e já se encontram devidamente compreendidos e implementados nos gabinetes de projeto. Assim optou-se por abordar mais detalhadamente a definição do espectro de cálculo de referência da ação sísmica e alguns conceitos mais condicionantes no desenvolvimento deste trabalho.

Para a realização deste estudo é interessante demonstrar como é definido o espectro de resposta elástico representativo da ação sísmica horizontal, através das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right] \quad (2.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (2.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \quad (2.5)$$

Em que:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástica

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

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

S coeficiente do solo

η fator de correção do amortecimento, adotando um valor de 1,0 para um amortecimento de 5%

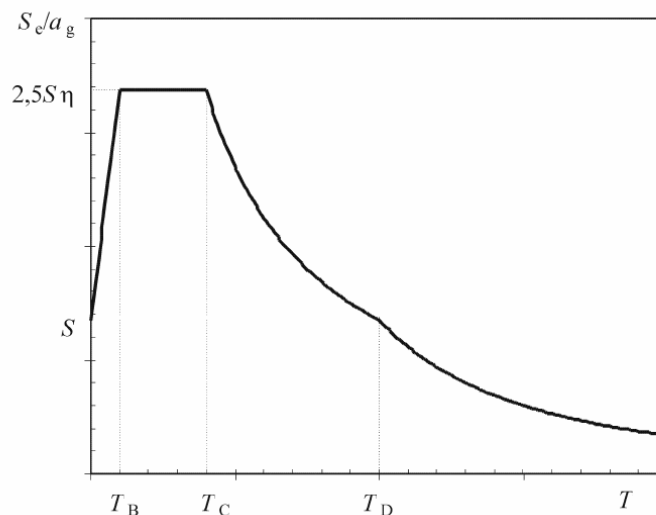


Figura 2.8 – Forma do espectro de resposta elástico (EC8 2010)

Os valores que descrevem a forma do espectro T_B , T_C , T_D e S estão dependentes do tipo de terreno onde assenta a estrutura e podem ser obtidos através do anexo nacional do EC8. O valor da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (tipo de terreno caracterizado como rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso) a_g , é obtido através da multiplicação da aceleração máxima de referência, a_{gR} , pelo coeficiente de importância sísmica, γ_I , cujos valores estão definidos para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica (tipo 1 e tipo 2), respetivamente. Neste trabalho apenas serão abordadas as ações sísmicas do Tipo 1, visto que é a condicionante para a estrutura em análise, e foi atribuída às estruturas, a classe de importância tipo II, de edifícios correntes. Assim, o coeficiente de importância γ_I a considerar ao longo desta análise, é de 1,0.

Esta representação gráfica da forma de espectro de resposta elástico serve essencialmente para que seja possível a comparação entre os espectros de referência dispostos na regulamentação europeia e americana, visto que está independente de qualquer fator que influencie o seu espectro, como por exemplo o coeficiente de comportamento.

2.3.1.2 Classe de ductilidade e coeficiente de comportamento

Dentro das 3 classes de ductilidade descritas no EC8, foi considerada, para esta análise, a classe média (DCM), que permite a exploração da ductilidade da estrutura, tirando partido do comportamento não linear dos materiais.

O coeficiente de comportamento q , definido no EC8, permite a realização de análises lineares de uma estrutura, ao reduzir o nível dos esforços avaliados, tendo em conta o comportamento não linear da mesma, relacionando-se assim com a sua ductilidade. Esta redução dos esforços ocorre apenas para a ação sísmica, sendo realizada na determinação do espectro de cálculo. O cálculo deste coeficiente está diretamente relacionado com o tipo de estrutura e a sua regularidade, sendo que, para a classe DCM, o EC8 define o valor de referência de 3,0 para estruturas designadas como sistemas porticados.

Posto isto, foi considerado o valor de coeficiente de comportamento de 3,0 para a obtenção do espectro de cálculo da ação sísmica, visto que, o modelo de estudo é equiparável a um modelo de pórtico. É relevante evidenciar que na tese desenvolvida anteriormente, foi utilizado um coeficiente de comportamento de 3,9 para este sistema estrutural, o que se traduz numa situação limite da exploração da ductilidade. Com esta alteração foi pretendido fornecer mais resistência à estrutura, sendo esta dimensionada para valores de esforços superiores aos que foram considerados anteriormente, garantindo uma maior resistência ao corte. Em suma, como estamos na presença de estruturas de lajes fungiformes, para as quais não é possível verificar a sua ductilidade, a consideração do coeficiente de comportamento de 3,0 faz com que essa ductilidade não seja explorada, tanto quanto o EC8 o permite.

2.3.1.3 Modelo de punçoamento do EC2

A verificação ao punçoamento numa laje maciça sobre pilares proposta pelo EC2, é realizada através da verificação das tensões de corte, em determinadas zonas de controlo. Este trabalho procurou apenas avaliar o controlo por punçoamento no primeiro perímetro de controlo, u_1 , sendo este o mais condicionante para o dimensionamento da laje. Assim serão apresentados os critérios a aplicar na metodologia utilizada para a realização da análise dos modelos e a respetiva explanação.

Na figura 2.9 é apresentado o perímetro de controlo de referência, para o pilar em estudo.

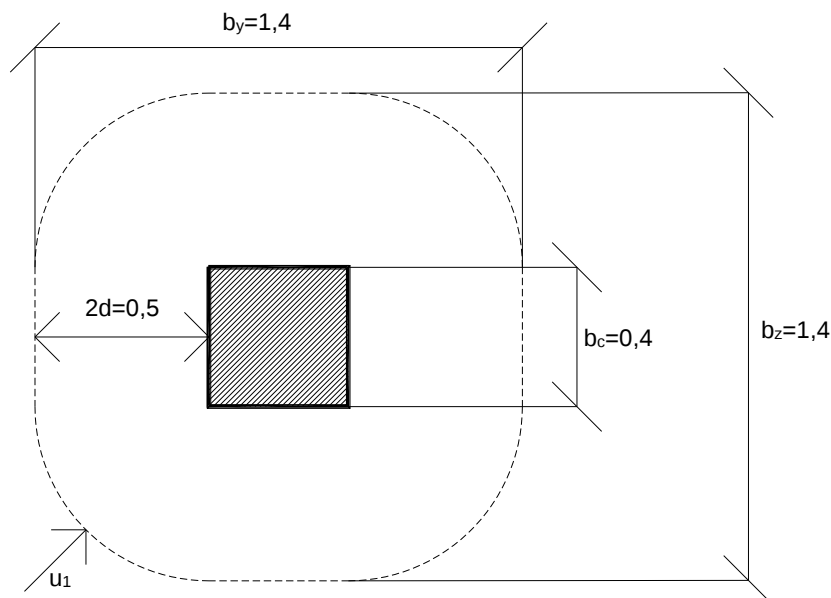


Figura 2.9 – Perímetro de controlo de referência do pilar em estudo

A tensão de punçoamento atuante é obtida através da seguinte expressão:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (2.6)$$

Em que:

V_{Ed} valor da carga de punçoamento atuante;

u_1 perímetro de controlo;

d altura útil da laje. A sua multiplicação pelo perímetro de controlo, u_1 , representa a área útil para a qual é avaliada a tensão de punçoamento;

β coeficiente referente à excentricidade da carga de punçoamento atuante. O cálculo deste coeficiente terá de ser feito de forma explícita para o modelo em estudo, devido a tratar-se de uma análise realizada para um pilar retangular, com excentricidade da carga em relação aos dois eixos, obtido por:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (2.7)$$

Em que:

e_y, e_z excentricidades $\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}$ segundo os eixos y e z, respetivamente;

b_y, b_z dimensões do perímetro do controlo, representados na figura 2.5, como sendo a soma da base do pilar e quatro vezes a altura útil, d .

Assim, quanto maior for M_{Ed} , maior será a excentricidade da carga de punçoamento, β , algo bastante recorrente para estruturas de tipologia com lajes fungiformes. Os valores de M_{Ed} são referentes ao momento desequilibrado entre o pilar superior e inferior da laje, na zona a analisar.

2.3.2 ESPECIFICAÇÕES DO ACI 318-14 E DO ASCE/SEI 7-10

Contrariamente ao EC8, a regulamentação americana permite a utilização do sistema de lajes fungiformes como elemento resistente ao sismo. Contudo, esta utilização está condicionada por critérios e verificações relativamente ao uso desta tipologia que serão abordados nesta secção. Pretende-se assim demonstrar o procedimento da determinação do espectro de cálculo da ação sísmica de referência, permitindo uma comparação análoga ao espectro do EC8 e em que condições sísmicas é possível adotar este tipo de estrutura como único elemento resistente ao sismo.

2.3.2.1 Descrição da ação sísmica

Nos Estados Unidos da América, a caracterização da ação sísmica é realizada através da consulta de outros códigos que não o ACI, visto que este não apresenta disposições para esse efeito. Sendo assim, o

procedimento da definição da ação sísmica será demonstrado através do ASCE/SEI 7-10 (*American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute 7-10*), onde se encontram presentes os critérios para a determinação das combinações das ações e a viabilidade da escolha de elementos resistentes ao sismo.

Tal como acontece no EC8, o ASCE/SEI 7-10 define a ação sísmica através de um espectro de cálculo que está diretamente dependente da classe do terreno, do zonamento sísmico e da classe de importância para a qual a estrutura é concebida.

As expressões que definem o espectro de cálculo de referência apresentado pelo ASCE/SEI 7-10 são determinadas através das seguintes expressões:

$$0 < T < T_0: S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.8)$$

$$T_0 < T < T_S: S_a = S_{DS} \quad (2.9)$$

$$T_S < T < T_L: S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.10)$$

$$T_S < T < T_L: S_a = S_{D1} \frac{T_L}{T^2} \quad (2.11)$$

Em que:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.12)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.13)$$

T_L período de transição para o troço de período longo (deslocamento constante).

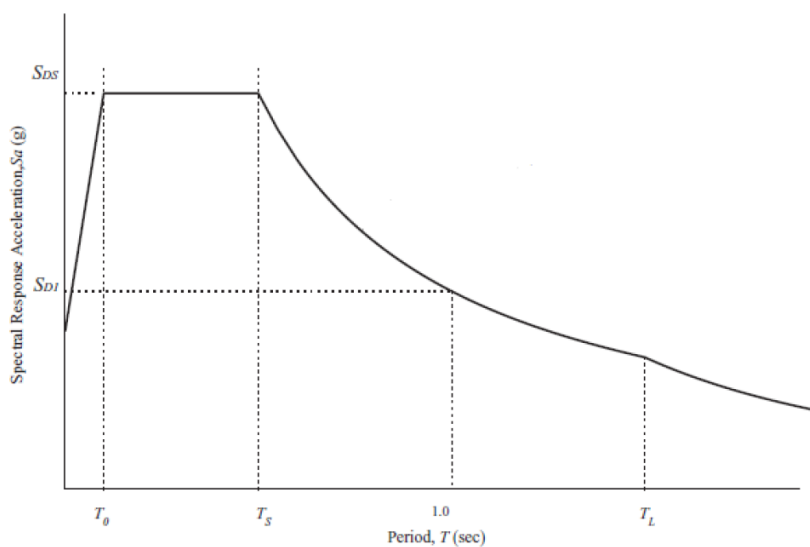


Figura 2.10 – Forma do espectro de cálculo de referência do ASCE/SEI 7-10 (ASCE/SEI 7-10,2010)

Conforme se verifica no espectro de cálculo e nas expressões que o determinam, a sua forma é conseguida através dos parâmetros da caracterização sísmica S_{DS} e S_{DI} . Estes parâmetros representam aceleração espectral de cálculo para período curto e a aceleração espectral de cálculo para período de 1s, respetivamente, em que S_{DS} corresponde à aceleração espectral de patamar. Estes valores são obtidos através de expressões cujas variáveis estão relacionadas com o tipo de terreno e zonamento sísmico, alcançados através da consulta dos mapas de aceleração espectrais no ASCE/SEI 7-10.

2.3.2.2 Escolha de sistemas estruturais resistentes ao sismo

A regulamentação americana permite a utilização de determinados elementos resistentes ao sismo, através da atribuição de uma categoria de projeto sísmico, SDC (*seismic design category*). São apresentadas por ordem crescente de exigência e intensidade sísmica, 6 categorias de projeto sísmico: A, B, C, D, E e F. Cada SDC está dependente dos parâmetros caracterizadores da ação sísmica, S_{DS} e S_{DI} , separadamente.

Na tabela 2.7 encontram-se os intervalos dos valores de S_{DS} que permitem a determinação da categoria de projeto sísmico SDC, considerados para a categoria de risco tipo II, atribuída para o desenvolvimento deste trabalho.

Tabela 2.7 – Determinação da SDC relativamente ao parâmetro S_{DS} para a categoria de risco tipo II

S_{DS} (g)	SDC
$S_{DS} < 0,167$	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C
$S_{DS} \geq 0,50$	D

Para valores de acelerações espectrais mais elevados do que os apresentados na tabela 2.6, estão associadas as classes SDC E e SDC F. Para estes valores, os edifícios pertencentes às categorias de risco I, II ou III são classificados como SDC E, caso contrário é atribuída categoria SDC F para a categoria de risco IV.

Num contexto de projeto sísmico o ACI enquadra as estruturas compostas por sistemas de lajes fungiformes como sistemas porticados com exigência de ductilidade *intermediate*, que corresponde a um nível de ductilidade DCM no EC8. Sendo assim, o código americano apresenta limitações estruturais a determinados sistemas resistentes mediante a categoria de projeto sísmico SDC considerada.

Na tabela 2.8 estão apresentadas as categorias de projeto sísmico para as quais é permitida a utilização do sistema fungiforme como sistema resistente ao sismo. As estruturas que pertençam à categoria de projeto sísmico SDC A estão dispensadas de disposições de projeto sísmico específicas.

Tabela 2.8 – Limitações estruturais de sistemas fungiformes resistentes ao sismo de acordo com SDC

SDC				
B	C	D	E	F

Sem limitações	Sem limitações	Não permitido	Não permitido	Não permitido
-------------------	-------------------	------------------	------------------	------------------

2.3.2.3 Critérios de verificação do ACI

O modelo de dimensionamento de edifícios apresentado pelo ACI, tem como base um critério de verificação semelhante ao critério apresentado nos Eurocódigos, em que as estruturas são dimensionadas para um valor de resistência de projeto superior ao valor da resistência requerida, resultante das combinações das ações.

A principal diferença das verificações de segurança nos dois códigos, surge no cálculo da resistência de projeto. Para este cálculo, o ACI aplica um fator de minoração, designado por ϕ , que difere consoante o tipo de esforço para o qual é imposta a condição de segurança. É também considerada a resistência fornecida pelos materiais no cálculo da resistência de projeto, tendo em conta as suas dimensões e valores característicos.

Posto isto, as verificações de segurança associadas a estruturas compostas por sistemas de lajes fungiformes no ACI, são as seguintes:

$$a) \quad \phi M_n \geq M_u \quad (2.14)$$

Esta condição representa a verificação de segurança na laje sujeita a esforços de flexão, em todas as secções ao longo do vão, nas duas direções X e Y. O valor da resistência requerida M_u , é obtido tomando em consideração apenas as ações verticais, sem ocorrência do sismo, calculado num modelo plano de pórtico equivalente ao modelo de lajes fungiformes. Assim, a laje é dimensionada para uma resistência de projeto nominal M_n , afetada com o coeficiente ϕ , superior à resistência requerida de M_u .

$$b) \quad \phi M_n \geq \gamma_f M_{sc} \quad (2.15)$$

Esta condição trata-se de outra verificação à flexão, desta vez para uma determinada largura do vão, b_{slab} , localizada na zona de ligação laje-pilar. A resistência requerida $\gamma_f M_{sc}$, representa o momento fatorizado transferido por flexão da laje ao pilar, a considerar no cenário sísmico. O fator γ_f representa a percentagem do momento que é transferido por flexão, e é obtido através da expressão seguinte:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (2.16)$$

Em que:

b_1 perímetro da secção de controlo, medida na direção do vão para a qual foram obtidos os momentos;
 b_2 perímetro da secção de controlo, medida na direção perpendicular ao vão para a qual foram obtidos os momentos.

A largura efetiva b_{slab} , para a qual terá de ser dimensionada armadura de flexão a resistir ao momento $\gamma_f M_{sc}$, deverá ter a dimensão do respetivo pilar ou capitel, somada de 1,5 vezes a altura da laje, para cada lado da face do pilar. A restante parcela do momento é transferida por excentricidade de corte, através do fator γ_v .

$$c) \quad \phi v_n \geq v_u \quad (2.17)$$

Para esta verificação a laje é dimensionada para resistir à tensão de punçoamento atuante v_u , ao longo da secção de controlo definida no ACI, apresentada na figura 2.11:

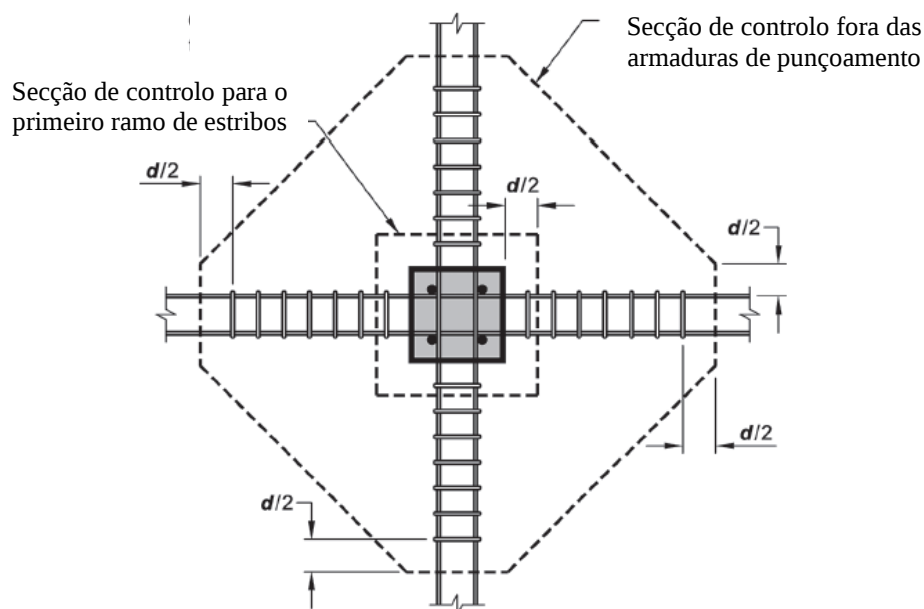


Figura 2.11 – Secção de controlo de punçoamento para pilares interiores e respetiva disposição da armadura (Adaptado de ACI 318-14, 2014)

Verifica-se que o ACI define uma secção de controlo, para a qual é calculada a tensão de punçoamento v_u , bastante diferente da secção de controlo presente no EC2. A secção do ACI é composta por lados retos, em vez de curvos, e encontra-se à distância $d/2$ da face do pilar, em vez de $2d$. Sendo assim, não seria adequado realizar uma comparação das verificações de punçoamento dos dois códigos, visto que as tensões exercidas na laje não teriam correspondência direta. Será por isso realizada uma analogia das verificações, sendo a laje dimensionada para resistir a uma tensão de punçoamento superior àquela que esta sujeita, tal como sugere a expressão 2.17.

É importante referir ainda, que a verificação de segurança de punçoamento do EC2 é mais conservativa, devido ao facto de ter em conta a totalidade do momento transferido na ligação laje-pilar, enquanto que no ACI esse momento transferido, M_{sc} , é reduzido, através da aplicação do fator γ_v .

A solução da distribuição recomendada da armadura de punçoamento com estribos do ACI, é condizente com o modelo preconizado pelo código europeu, composta por uma orientação em cruz. Contudo, o espaçamento mínimo entre estribos, está limitado à distância de $d/2$ no ACI, enquanto que o EC2 apresenta um espaçamento mínimo entre estribos de $0,75d$, menos condicionante.

2.3.2.4 Disposições para ligações pilar-laje fungiforme como elementos resistentes ao sismo

De modo a ser possível a utilização deste sistema estrutural como sistema resistente ao sismo, a estrutura terá de obedecer a disposições específicas de dimensionamento da zona de ligação laje-pilar, nomeadamente da distribuição da armadura longitudinal na laje e do critério de controlo do punçoamento.

Na figura 2.13 encontra-se a representação gráfica do critério para necessidade do dimensionamento de armadura.

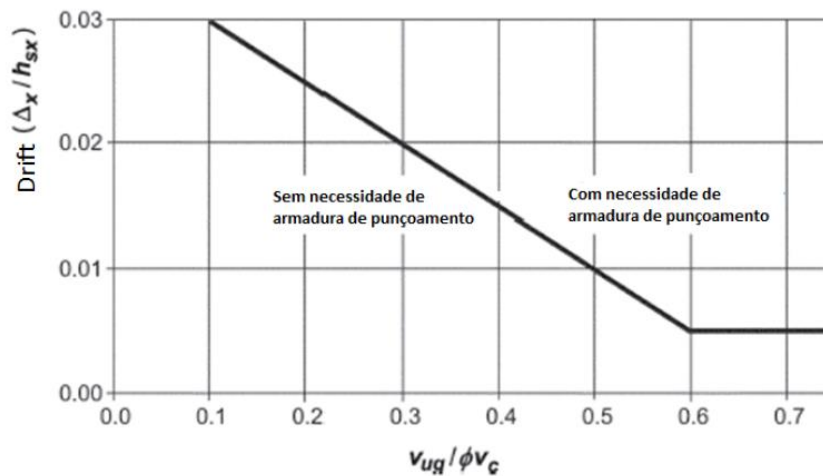


Figura 2.13 – Critério caracterizador da necessidade de colocação de armadura de punção no ACI
(Adaptado de ACI 318-14, 2014)

2.3.3. METODOLOGIA UTILIZADA PARA O CONTROLO DO PUNÇOAMENTO

Após serem apresentadas as normas e os critérios mais pertinentes das duas regulamentações para este trabalho, será definida uma estratégia de controlo do punçoamento. Para tal, foi seguido o modelo de verificação de punçoamento proposto pelo EC2, visto que se pretende que estas estruturas sejam concebidas em Portugal. Contudo procurou-se cumprir as verificações e disposições que o ACI e os seus homólogos códigos apresentam, já que nos Estados Unidos da América é permitida a utilização deste tipo de edifícios como edifícios resistentes ao sismo, ao contrário do que acontece em Portugal.

Uma vez mais, irá servir como modelo de análise o edifício E4A para a realização desta metodologia, sujeito às mesmas ações gravíticas e sísmicas mencionadas na secção 2.2.3. Foi também através do recurso ao programa *SAP2000* que foram obtidos os valores dos esforços, na zona em análise.

A carga vertical de punçoamento V_{Ed} , foi obtida pela diferença do esforço axial nas extremidades dos pilares, conectadas com a laje. Os valores ΔM correspondem ao momento desequilibrado entre a laje e o pilar e são resultado da soma dos valores absolutos desses esforços na zona de ligação. Como estes esforços são calculados no programa *SAP2000*, segundo um espectro de resposta através da raiz quadrada da soma dos quadrados para a ação sísmica, são apresentadas duas combinações distintas para cada direção X e Y correspondentes aos diferentes sentidos do sismo.

Nas tabelas 2.9 e 2.10 são apresentados os esforços no topo do pilar inferior e na base do pilar superior à laje, localizados no segundo piso da estrutura, correspondendo a um pilar interior, utilizados no cálculo das tensões de punçoamento.

Tabela 2.9 – Esforços de dimensionamento no topo do pilar inferior à laje no modelo E4A

Cobinação	Max/Min	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
ELU	-	3067	-21,5	18,8
CQP	-	1862	-13,2	11,5
$E_d(X)$	-	-	-	156,3
$E_d(Y)$	-	-	165,1	-
Comb. $E_d(X)$,1	Max	1841	43,4	189,7
Comb. $E_d(X)$,2	Min	1883	-69,7	-166,8
Comb. $E_d(Y)$,1	Max	1838	176,7	65,6
Comb. $E_d(Y)$,2	Min	1886	-203,1	-42,6

Tabela 2.10 – Esforços de dimensionamento na base do pilar superior à laje no modelo E4A

Cobinação	Max/Min	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
ELU	-	2059	10,0	-8,7
CQP	-	1252	6,1	-5,3
$E_d(X)$	-	-	-	120,6
$E_d(Y)$	-	-	124,0	-
Comb. $E_d(X)$,1	Max	1237	48,6	132,1
Comb. $E_d(X)$,2	Min	1266	-36,3	-142,8
Comb. $E_d(Y)$,1	Max	1235	148,7	36,3
Comb. $E_d(Y)$,2	Min	1269	-168,6	-47,0

Na tabela 2.11 estão apresentados os esforços e tensões de punção e as respetivas armaduras de cálculo, para as combinações ELU e para as combinações sísmicas. Esta tabela servirá como exemplo da tabela representativa dos resultados obtidos do punção, sendo novamente apresentada nos capítulos que se seguem, com o propósito da interpretação dos resultados.

Foi considerada a utilização da armadura longitudinal superior da laje de $25,13 \text{ cm}^2/\text{m}$, que está diretamente relacionada com o valor da tensão resistente sem armaduras de punção $v_{Rd,c}$, e um espaçamento entre estribos equivalente a $d/2 = 0,125\text{m}$, de modo a cumprir o limite imposto pelo ACI. O rácio $v_{Ed}/v_{Rd,c}$ tem como objetivo traduzir a necessidade da colocação de armadura de punção na laje, através do quociente entre a tensão de punção atuante e a tensão resistente ao punção sem armaduras.

Tabela 2.11 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4A

Combinação	V_{Ed} (kN)	ΔM_x (kN.m)	ΔM_y (kN.m)	β	$V_{Ed,u1}$ (MPa)	$V_{Rd,c}$ (MPa)	rácio $V_{Ed}/V_{Rd,c}$	A_{sw} (cm ²)
ELU	1008	31,5	27,5	1,05	0,89	0,67	1,33	4,90
Comb. $E_d(X)$,1	646	118,3	298,9	1,64	0,89	0,67	1,33	4,90
Comb. $E_d(X)$,2	575	79,7	332,6	1,77	0,86	0,67	1,28	4,52
Comb. $E_d(Y)$,1	652	351,7	78,9	1,71	0,94	0,67	1,40	5,53
Comb. $E_d(Y)$,2	594	345,3	112,6	1,79	0,90	0,67	1,34	5,03

Tendo em conta as disposições nas regulamentações europeia e americana, optou-se por realizar uma distribuição das armaduras de punçoamento em cruz, sendo a disposição recomendada para o controlo de punçoamento, com a utilização de estribos.

A solução de armadura é composta por 4 ramos de estribos por face de diâmetro de 8mm, correspondendo a uma armadura efetiva $16\phi 8$ de 8,04 cm², representada na figura 2.14.

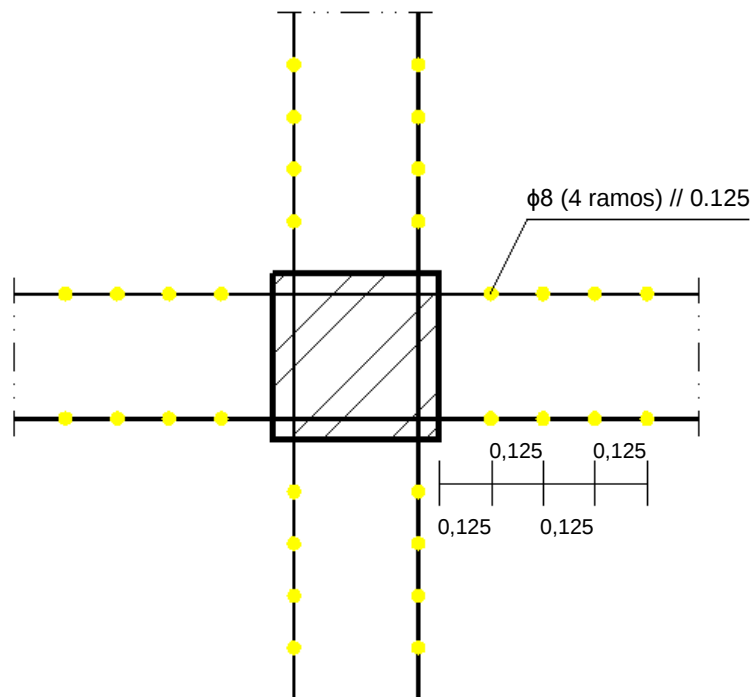


Figura 2.14 – Armaduras de punçoamento em planta no modelo E4A

Esta representação idealizada para o modelo E4A, será posteriormente aplicada aos restantes modelos em análise, consoante a armadura necessária de punçoamento.

3

MODELOS DE ESTUDO

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como propósito apresentar uma descrição mais aprofundada dos 3 modelos de estudo, já evidenciados anteriormente, E4A, E4B e E4C, de modo a transmitir as principais diferenças que os caracterizam. Posteriormente, será realizada uma análise modal comparativa dos três edifícios, com o intuito de perceber a diferença que as variantes dos elementos estruturais provocam no seu comportamento dinâmico.

3.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO

A concretização deste trabalho tem o objetivo de analisar o comportamento de um edifício de betão armado constituído exclusivamente por um sistema de lajes fungiformes, sem a inclusão de paredes de contraventamento. Para tal, foram idealizadas 3 estruturas distintas que se enquadram nesta tipologia, em que as únicas variantes são relativas à estrutura dos pisos. O edifício E4A é um edifício constituído por uma laje de espessura constante ao longo de todo o painel, sendo idêntico ao modelo concebido no trabalho desenvolvido anteriormente por José Martins. De forma a fornecer uma maior rigidez à estrutura na zona de ligação laje-pilar, onde há uma maior concentração de esforços, foi modelado o edifício E4B composto por capitéis nas zonas dos pilares interiores, diminuindo a espessura da laje para a restante área do painel, de modo a aliviar o peso próprio da estrutura e tornar a estrutura mais eficiente e económica. Por último procurou-se avaliar o comportamento de um edifício com uma maior rigidez ao longo dos vãos dos pilares, através da colocação de bandas maciças nos alinhamentos dos pilares com a mesma espessura dos capiteis. Este último modelo é denominado por E4C. O foco destas variantes nos modelos E4B e E4C passa principalmente por mitigar os problemas de punçoamento, muito relevantes neste tipo de edifícios, perante intensidade sísmica elevada.

3.2.1 REPRESENTAÇÃO DOS MODELOS DE ESTUDO

A caracterização geométrica e os critérios de modelação descritos no capítulo 2, utilizados para a concepção do modelo E4A, serão igualmente aplicados aos restantes modelos em análise. A sua única e principal diferença, encontra-se na alteração das dimensões das secções transversais e na inclusão de novos elementos nos 4 pisos. São apresentados nas figuras 3.1 e 3.2 as disposições em planta dos modelos E4B e E4C, respetivamente, e nas tabelas 3.1 e 3.2 as dimensões dos elementos estruturais a introduzir nos modelos E4B e E4C, respetivamente.

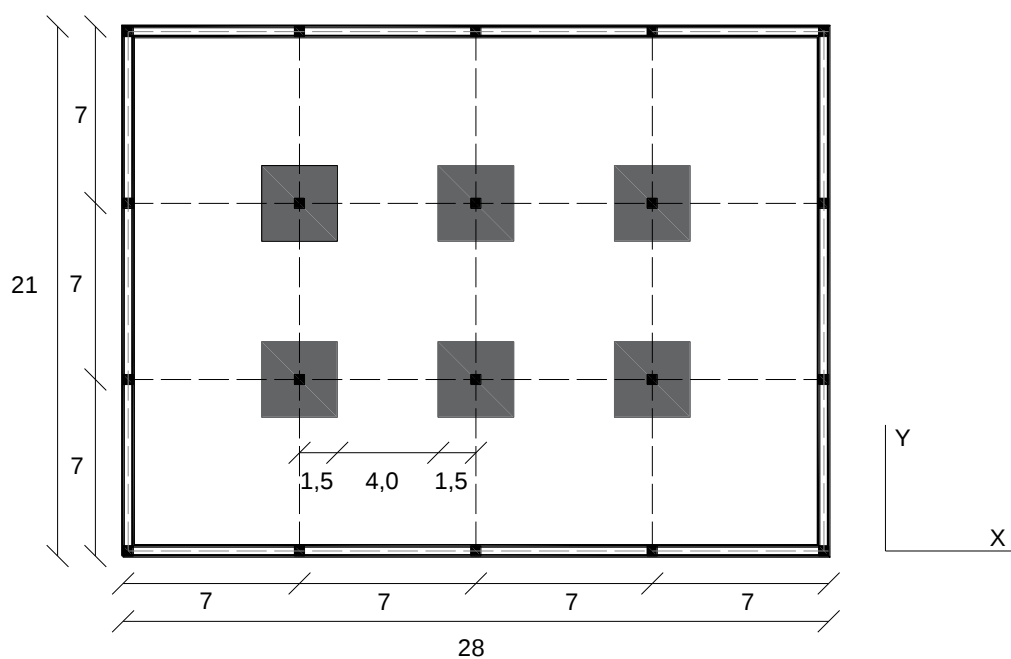


Figura 3.1 – Disposição em planta do modelo E4B

Tabela 3.1 – Dimensões dos elementos estruturais no modelo E4B

Elemento Estrutural	Dimensões (m)
Lajes fungiformes maciças (e)	0,24
Capiteis (b x h x e)	3,0 x 3,0 x 0,40

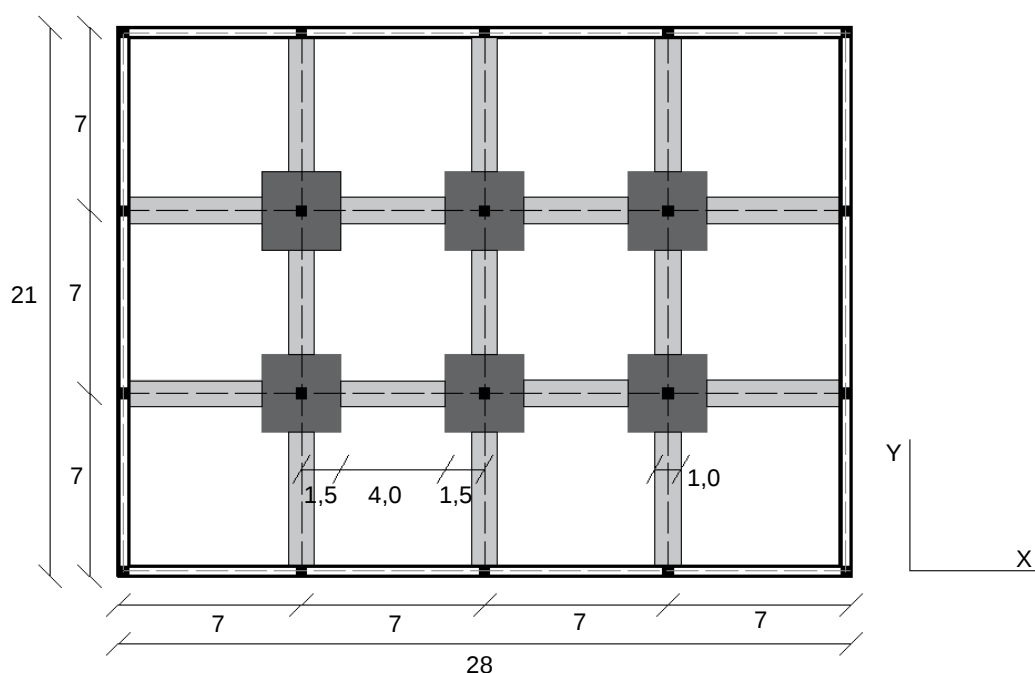


Figura 3.2 – Disposição em planta do modelo E4C

Tabela 3.2 – Dimensões dos elementos estruturais no modelo E4C

Elemento Estrutural	Dimensões (m)
Lajes fungiformes maciças (e)	0,20
Capiteis (b x h x e)	3,0 x 3,0 x 0,40
Bandas (b x e)	1,0 x 0,40

Nas figuras 3.3 e 3.4 encontram-se a representação 3D dos modelos em análise E4B e E4C, respetivamente. Nos modelos de cálculo foram considerados diferentes valores de rigidez nas zonas com diferentes espessuras, capiteis, bandas e lajes correntes, como ilustrados nas figuras com diferentes cores.

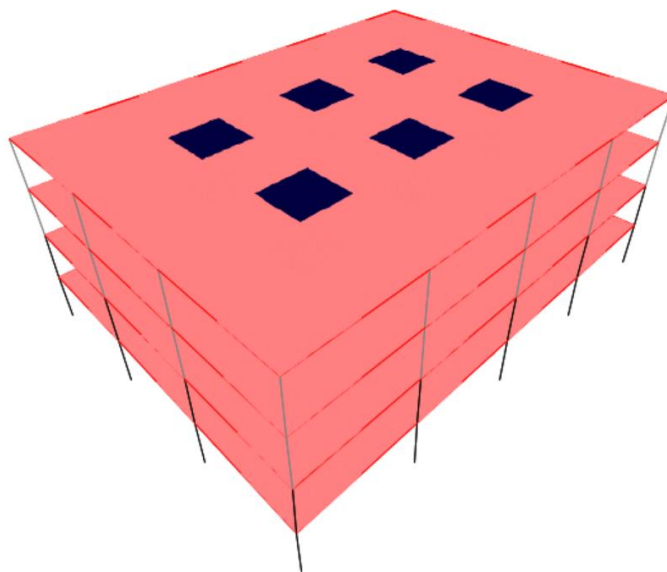


Figura 3.3 – Vista 3D do modelo E4B

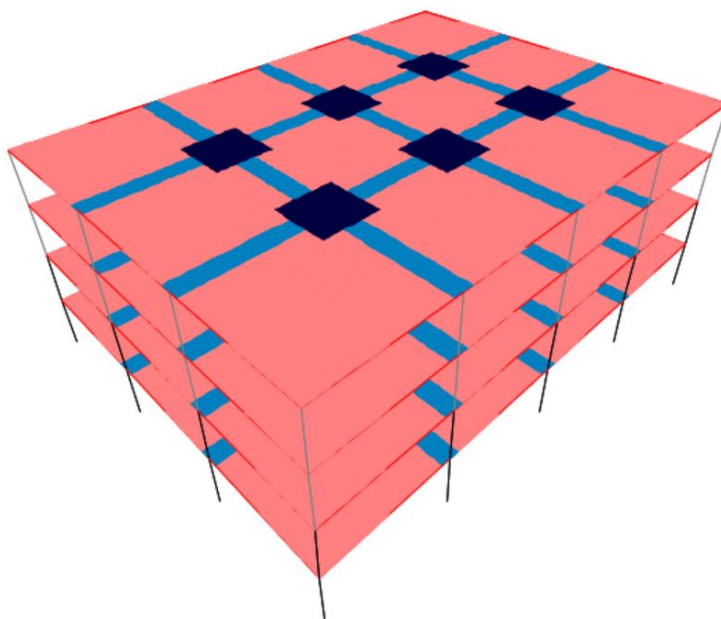


Figura 3.4 – Vista 3D do modelo E4C

3.2.2 AÇÕES VERTICAIS

Os 3 edifícios estão sujeitos às cargas verticais referentes ao peso próprio da estrutura, restantes cargas permanentes e sobrecarga em todos os pisos, tendo sido modelados considerando a utilização como escritórios. Na tabela 3.3 estão apresentadas as ações verticais consideradas.

Tabela 3.3 – Ações verticais consideradas

Peso Próprio (kN/m ³)	Restantes Cargas Permanentes (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)
25	2,5	3,0 ($\psi_2=0,3$)

De forma a realizar um controlo do nível de deformação na laje foi analisado o comportamento da estrutura em situações correntes de serviço, através do cálculo e verificação da flecha a longo prazo. Para tal foi atribuído o valor de 4 vezes o valor da flecha elástica inicial obtida no modelo de cálculo. Nas tabelas 3.4, 3.5 e 3.6 estão apresentados os valores correspondentes das flechas obtidas, tal como o valor global da carga vertical da combinação sísmica (CQP) que corresponde à carga vertical nas situações correntes de serviço, respetivamente para os modelos E4A, E4B e E4C.

Tabela 3.4 – Flechas no painel condicionante no modelo E4A

E4A			
Carga vertical (kN)	Flecha (mm)	Flecha, longo prazo (mm)	Vão/flecha
28625	3,40	13,60	514,7

Tabela 3.5 – Flechas no painel condicionante no modelo E4B

E4B			
Carga vertical (kN)	Flecha (mm)	Flecha, longo prazo (mm)	Vão/flecha
25961	4,11	16,44	425,8

Tabela 3.6 – Flechas no painel condicionante no modelo E4C

E4C			
Carga vertical (kN)	Flecha (mm)	Flecha, longo prazo (mm)	Vão/flecha
25486	3,61	14,44	484,8

É possível observar-se que, com as soluções estudadas dos pavimentos dos 3 modelos, os pavimentos apresentam flechas relativamente semelhantes entre si, aceitando-se que do ponto de vista das cargas verticais os desempenhos das deformações verticais são idênticos.

3.2.3 ANÁLISE MODAL

Na realização da análise modal aos 3 modelos foram analisados os 6 modos de vibração que permitissem avaliar o comportamento das estruturas, através dos valores das respetivas frequências e participação de massa mobilizada. Nas tabelas 3.7, 3.8 e 3.9 encontram-se estes resultados para os modelos E4A, E4B e E4C, respetivamente.

Tabela 3.7 – Resultados da análise modal do modelo E4A

Modos	Frequência	Participação de massa mobilizada		
		Ux	Uy	Rz
1	0,854	0	0,793	0
2	0,885	0,794	0	0
3	1,111	0	0	0,796
4	2,605	0	0,131	0
5	2,670	0,132	0	0
6	3,302	0	0	0,133

Tabela 3.8 – Resultados da análise modal do modelo E4B

Modos	Frequência	Participação de massa mobilizada		
		Ux	Uy	Rz
1	0,899	0	0,791	0
2	0,934	0,793	0	0
3	1,121	0	0	0,793
4	2,719	0	0,132	0
5	2,800	0,133	0	0
6	3,373	0	0	0,132

Tabela 3.9 – Resultados da análise modal do modelo E4C

Modos	Frequência	Participação de massa mobilizada		
		Ux	Uy	Rz
1	0,971	0	0,795	0
2	0,990	0,796	0	0
3	1,172	0	0	0,794
4	2,890	0	0,133	0
5	2,930	0,133	0	0
6	3,490	0	0	0,133

A partir das tabelas acima apresentadas, é visível que o comportamento dinâmico é semelhante nos 3 modelos. Os 3 primeiros modos de vibração apresentam uma maior contribuição na resposta da estrutura, algo expectável para edifícios regulares em planta e em altura, sendo a sua participação de massa mobilizada de sensivelmente 80%. O 1º modo de vibração corresponde à translação pura da

estrutura segundo a direção y, o 2º modo corresponde à translação pura da estrutura segundo a direção x e o 3º modo corresponde a um modo de torção pura. A ligeira diferença de frequências nos dois primeiros modos, deve-se principalmente ao facto de existir mais um vão segundo a direção X, o que traduz uma maior rigidez segundo esta direção e uma maior facilidade de mobilização da massa segundo a direção Y. Os 3 últimos modos de vibração são também eles idênticos entre si, relativamente à participação de massa mobilizada, no entanto estes valores são reduzidos quando comparados com os anteriores.

Visto que, os resultados obtidos da carga vertical global da combinação sísmica (CQP), representados nas tabelas 3.4, 3.5 e 3.6, foram próximos para os 3 modelos, é possível afirmar que as 3 soluções de pavimento não introduzem diferenças significativas da massa e, conseqüentemente, não apresentarão diferenças relevantes nas forças sísmicas, uma vez que os valores das frequências dos primeiros modos de vibração também são próximos entre si.

4

ANÁLISE SÍSMICA

4.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como principal objetivo a realização de uma análise sísmica das estruturas, considerando dois cenários sísmicos localizados em Lisboa e no Porto. Para tal, será apresentada a caracterização da ação sísmica em cada cenário e a avaliação do comportamento sísmico da estrutura.

As metodologias de avaliação dos esforços efetuadas no capítulo 2 serão aplicadas neste presente capítulo, procedendo-se posteriormente ao dimensionamento da armadura da laje na zona de ligação dos pilares e apresentação das respetivas soluções, mediante os resultados obtidos.

De acordo com o dimensionamento realizado através das normas europeias, será ainda averiguada a viabilidade da concepção desta estrutura, cumprindo as disposições e verificações do ACI.

Por fim, serão discutidos os resultados das análises, de modo a perceber se os modelos idealizados apresentam ser boas soluções estruturais resistentes ao sismo.

4.2 CENÁRIO SÍSMICO LISBOA TIPO DE TERRENO C

4.2.1. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

Para a análise sísmica realizada em Lisboa, foi considerado que a estrutura está assente num terreno de fundação do tipo C, descrito no EC8, e na zona sísmica tipo 1.3, de acordo com as disposições apresentadas no Anexo Nacional. Posto isto, foi possível obter os parâmetros que definem a ação sísmica neste cenário, apresentados na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Parâmetros definidores da ação sísmica no cenário sísmico de Lisboa

S	$a_g (m/s^2)$	$S_{máx}$	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$
1,5	1,5	1,6	0,1	0,6	2,0

Através dos parâmetros apresentados na tabela 4.1 e do coeficiente de comportamento atribuído para esta estrutura no capítulo 2, foi definido o espectro de cálculo de resposta para a análise elástica em Lisboa, representado na figura 4.1.

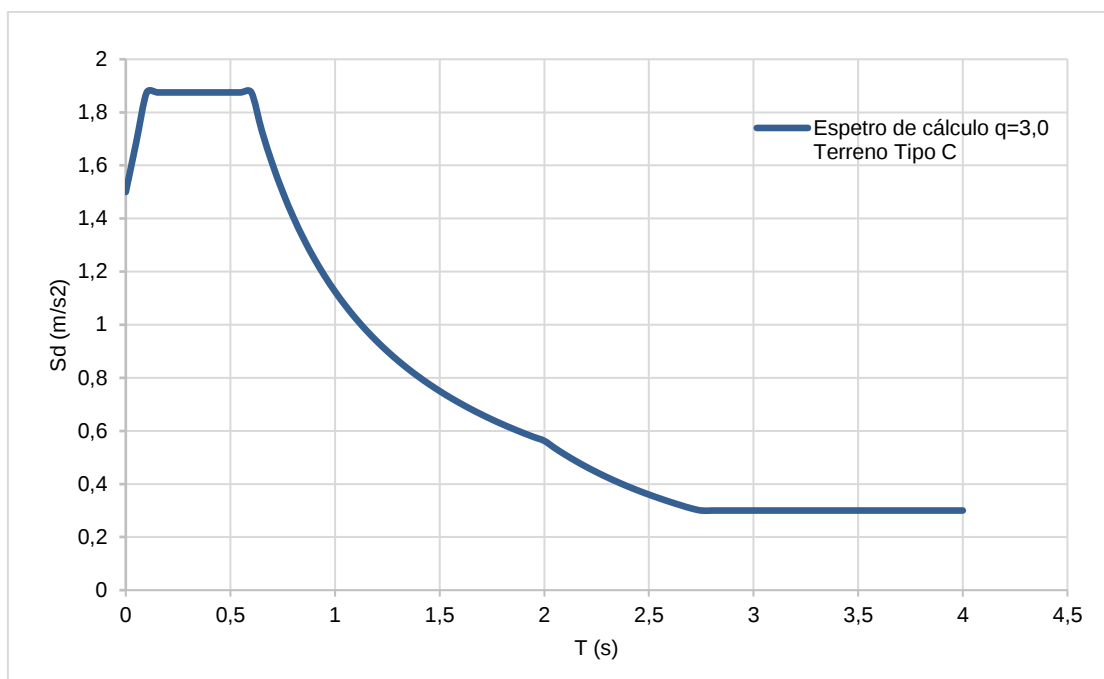


Figura 4.1 – Espectro de resposta de cálculo para a análise em Lisboa num terreno tipo C

4.2.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO

Nesta secção, serão apresentados os resultados representativos da análise sísmica, efetuada apenas para o modelo E4A, e a respetiva interpretação dos mesmos, para as duas direções do sismo.

Para tal, foram definidas as combinações sísmicas a utilizar neste estudo, com o apoio das expressões presentes no EC8, que representam a combinação das diferentes componentes horizontais da ação sísmica. As combinações utilizadas foram as seguintes:

$$E_{Ed,CQP} + E_{Ed,X} + 0,3E_{Ed,Y} \quad (4.1)$$

$$E_{Ed,CQP} + 0,3E_{Ed,X} + E_{Ed,Y} \quad (4.2)$$

Em que:

$E_{Ed,X}$ representa os esforços alusivos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo x;

$E_{Ed,Y}$ representa os esforços alusivos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo y;

$E_{Ed,CQP}$ representa a carga vertical associada às combinações sísmicas, a combinação quase-permanente.

As equações 4.1 e 4.2 representam as combinações sísmica a considerar na direção X e na direção Y, respetivamente.

4.2.2.1 Deslocamentos e *drifts* máximos

Na figura 4.2 são apresentados os resultados dos *drifts* e deslocamentos máximos nos 4 pisos da estrutura E4A, resultantes das combinações sísmicas para as duas direções. Os valores dos *drifts* foram obtidos através do quociente entre o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos e a altura entre pisos.

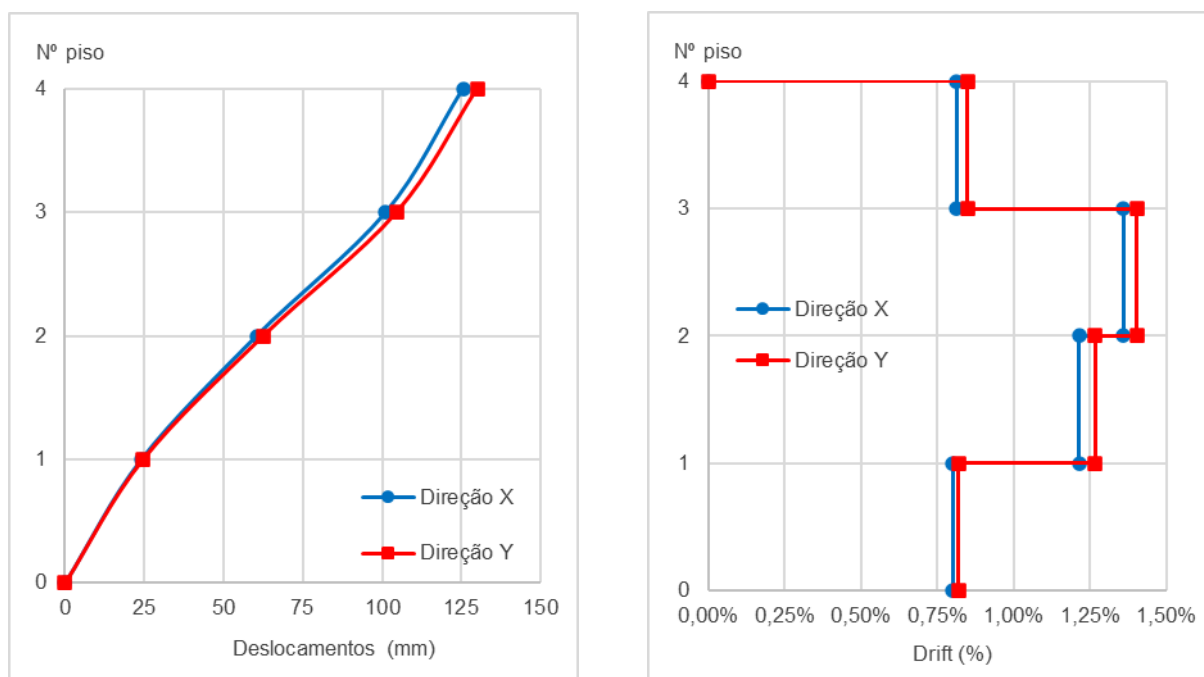


Figura 4.2 – Gráficos dos deslocamentos máximos (à esquerda) e dos *drifts* (à direita) no modelo E4A em Lisboa

Verifica-se que a estrutura possui um comportamento sísmico idêntico para as duas direções. Contudo, tal como era expectável, a análise realizada para a direção Y apresenta valores superiores em ambos os gráficos comparativamente com a direção X, devido à existência de mais um vão nesta última direção. Os valores máximos dos deslocamentos encontram-se no topo, sendo eles de 130mm e de 126mm para a direção Y e X, respetivamente, enquanto que os valores dos drifts máximos encontram-se no terceiro piso com os valores de 1,40% para a direção Y e de 1,36% segundo a direção X.

4.2.2.2 Valores de corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso

Através da análise da resultante da força horizontal transmitida à estrutura, é possível avaliar de que forma é que a ação sísmica poderá afetar o comportamento da mesma. Para tal foram obtidos os valores do corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso. Os valores do corte representam a soma do esforço transversal em cada piso e os valores das forças sísmicas, são obtidas através da diferença do corte ao nível dos pisos, entre pisos sucessivos. Na figura 4.3 encontram-se os gráficos correspondentes aos valores de ambas as forças mencionadas.

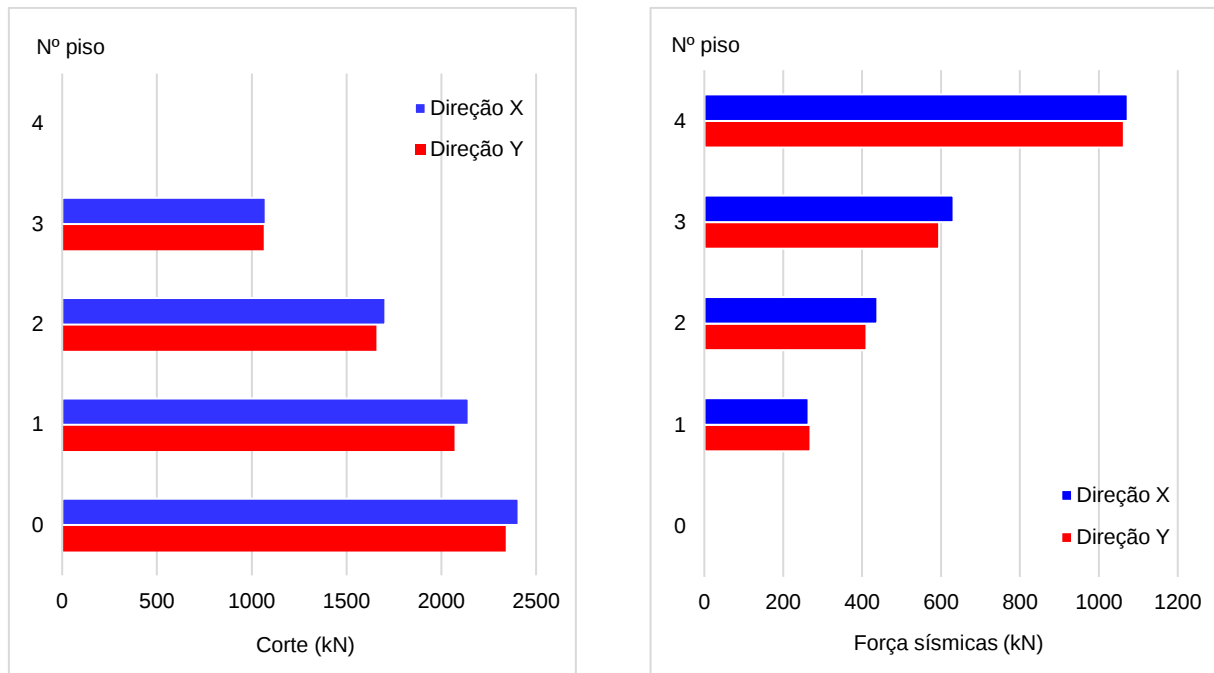


Figura 4.3 – Gráficos representativos do corte ao nível dos pisos (à esquerda) e das forças sísmicas por piso (à direita) no modelo E4A em Lisboa

Tal como acontece na análise dos deslocamentos máximos e dos *drifts*, os resultados alcançados nos gráficos apresentados na figura 4.3 são semelhantes para as duas direções X e Y. Na distribuição das forças sísmicas por piso verifica-se uma forma triangular invertida, contrariamente ao que acontece no gráfico representativo do corte, condizente com a deformada da estrutura. Uma vez mais, devido a uma maior rigidez segundo a direção X, a estrutura terá maior capacidade de suportar esforços nesta direção, daí os valores serem mais elevados na direção X comparativamente com a direção Y.

Os valores máximos das forças sísmicas resultantes ocorrem no topo da estrutura, sendo o seu valor de 1073kN e de 1063kN, respetivamente. A força de corte basal corresponde a 2408kN e 2339kN na direção X e Y, respetivamente.

4.2.3 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR

Nesta secção serão aplicadas as metodologias de análise definidas no capítulo 2, referentes à avaliação de esforços e ao dimensionamento de armaduras de flexão e de punção, na zona de ligação laje-pilar. Para esta análise, os esforços de dimensionamento estão afetados dos efeitos de segunda ordem, onde aplicável. Sendo esta análise realizada para uma laje de 0,30m de espessura, a altura útil a considerar para o dimensionamento é de 0,25m.

4.2.3.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão

Conforme as metodologias apresentadas no capítulo 2, foram utilizadas larguras de faixa distintas para a combinação em ELU e para as combinações sísmicas, na avaliação dos esforços de flexão exercidos na laje. Para a combinação em ELU foi considerada a largura de faixa de 3,0m e para as combinações sísmicas foi considerada a largura efetiva de 1,6m. Os efeitos de segunda ordem a considerar nesta avaliação tomam os valores de 1,13 na direção X e 1,14 na direção Y.

Na tabela 4.2 são apresentados os esforços de dimensionamento na laje, o momento reduzido mais condicionante das duas direções e a respetiva solução de armadura superior.

Tabela 4.2 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4A em Lisboa para o terreno tipo C

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ	A_{sl} (cm ² /m)
ELU	-146,0	-149,1	0,14	14,57
Comb. Ed(X)	-222,0	-155,4	0,21	22,90
Comb. Ed(Y)	-154,2	-227,6	0,22	24,25

Verifica-se uma diferença de área de armadura de sensivelmente 65% entre as combinações sísmicas e a combinação ELU, sendo as combinações sísmicas as mais condicionantes ao dimensionamento. Como a avaliação dos esforços, derivados da ação do sismo, foi realizada considerando apenas a faixa de largura de 1,6m, não seria assertivo dimensionar a totalidade da largura da faixa dos pilares de 3,5m, com a solução de armadura correspondente à ação sísmica.

Sendo assim, para a faixa de largura de 1,6m foi colocada a armadura efetiva de 25,13cm²/m, correspondendo à solução $\phi 20//0,125$, e para a restante faixa dos pilares foi dimensionada a armadura de 15,70cm²/m que corresponde à solução $\phi 20//0,200$, da combinação ELU. Na figura 4.4 é apresentada a solução de armadura longitudinal, através de um corte realizado na ligação laje-pilar, sendo colocada a mesma armadura nas duas direções X e Y.

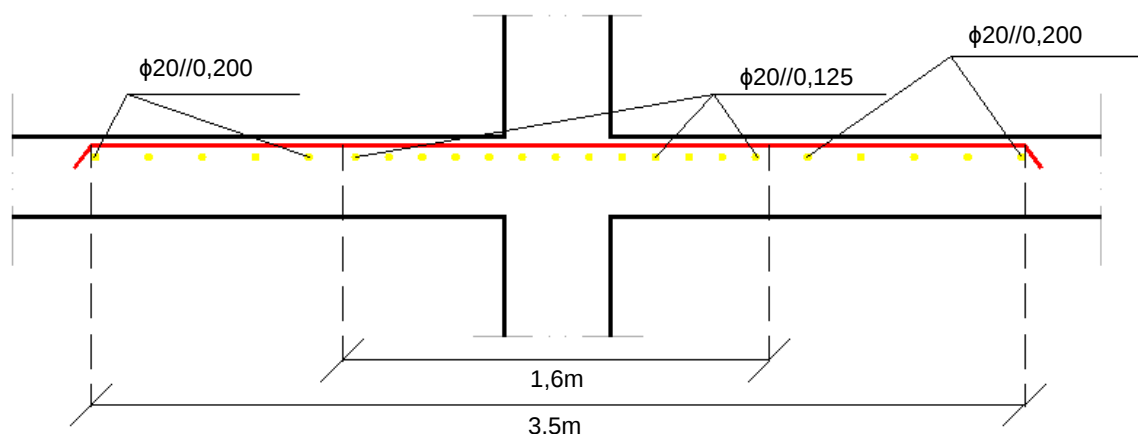


Figura 4.4 – solução de armadura para o modelo E4A

A percentagem de armadura na laje é de 1,01% na faixa de 1,6m e de 0,63% na restante faixa dos pilares. Estes valores demonstram que a espessura da laje de 0,30m pode não ser a adequada, principalmente devido aos esforços provocados pela ação sísmica. Estes resultados demonstram uma incidência muito relevante da ação sísmica nos momentos fletores da laje na zona próxima dos pilares interiores.

4.2.3.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento

Os esforços e tensões de punçoamento da laje correspondentes ao modelo E4A são os mesmo que foram apresentados a título de exemplo no capítulo 2, sendo apresentadas novamente nesta secção com o propósito da interpretação dos mesmos, na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4A em Lisboa para o terreno tipo C

Combinação	V_{Ed} (kN)	ΔM_x (kN.m)	ΔM_y (kN.m)	β	$V_{Ed,u1}$ (MPa)	$V_{Rd,c}$ (MPa)	rácio $V_{Ed}/V_{Rd,c}$	A_{sw} (cm ²)
ELU	1008	31,5	27,5	1,05	0,89	0,67	1,33	4,90
Comb. $E_d(X),1$	646	118,3	298,9	1,64	0,89	0,67	1,33	4,90
Comb. $E_d(X),2$	575	79,7	332,6	1,77	0,86	0,67	1,28	4,52
Comb. $E_d(Y),1$	652	351,7	78,9	1,71	0,94	0,67	1,40	5,53
Comb. $E_d(Y),2$	594	345,3	112,6	1,79	0,90	0,67	1,34	5,03

Verifica-se que, para as combinações sísmicas, os valores do momento desequilibrado ΔM são significativamente superiores, comparativamente com os valores obtidos na combinação ELU. Esta diferença, deve-se ao facto que, perante a ação do sismo, há uma maior concentração dos momentos nesta região da laje, provocando uma excentricidade do corte significativa, representada pelo fator β .

Posto isto, conclui-se que as combinações sísmicas são as mais condicionantes ao dimensionamento, no entanto, os valores alcançados para as tensões de punçoamento na secção de controlo $V_{Ed,u1}$, não apresentam grandes diferenças relativamente à combinação ELU. A solução de armadura proposta corresponde à solução de armadura apresentada no capítulo 2, composta por 12r ϕ 8 de 6,03 cm².

4.2.4 VERIFICAÇÕES DO ACI E ENQUADRAMENTO DA AÇÃO SÍSMICA DO EC8 NO ASCE/SEI 7-10

Após o dimensionamento e as soluções apresentadas, resta agora perceber se este tipo de estrutura, mediante as condições descritas, cumpre os critérios e recomendações preconizados pelo código americano ACI. Para tal, inicialmente serão verificadas as condições de segurança gerais propostas pelo ACI para este sistema estrutural, sendo de seguida aplicadas as disposições do ACI para ligações pilar-laje fungiforme como elementos resistentes ao sismo. Posteriormente, será realizado um enquadramento da ação sísmica do EC8 na ação sísmica do código proposto pelo ASCE/SEI 7-10, no sentido de aferir se o código americano permite a escolha deste modelo, de acordo com o zonamento sísmico considerado.

4.2.4.1 Verificações de segurança do ACI

Nesta secção será realizada uma analogia das verificações de segurança preconizadas pelo ACI com o Eurocódigo, em conformidade com os resultados e soluções de dimensionamento já apresentadas.

A primeira verificação a) $\phi M_n \geq M_u$ trata-se de uma verificação da laje sujeita a esforços de flexão, sem a consideração da ação sísmica. Visto que a laje já se encontra dimensionada em 4.1.2.1, através da colocação de armadura longitudinal, garantindo uma resistência à flexão superior aos esforços atuantes na laje, esta condição encontra-se automaticamente verificada.

A segunda verificação b) $\phi M_n \geq \gamma_f M_{sc}$ trata-se também de uma verificação de flexão, desta vez para uma largura específica da laje b_{slab} , considerando a ação sísmica.

Para a verificação desta condição, foi necessário calcular o valor do momento resistente na laje, ao longo da largura efetiva b_{slab} de 1,3m. Através da solução de armadura proposta em 4.2.3.1 de 24,25cm²/m por metro, foi obtido o valor do momento resistente a considerar nesta largura, correspondendo ao momento de -306,7kN.m.

O valor do momento atuante M_{sc} , é referente ao momento transferido da laje ao pilar, e foi obtido através dos resultados apresentados na tabela 2.11. Para tal, foi considerado o pior cenário de dimensionamento, correspondendo ao momento de -351,7kN/m. O fator γ_f foi calculado através da equação 2.16, sendo o seu valor correspondente a 0,6.

Posto isto, a verificação encontra-se concluída através da condição, em valor absoluto $306,7 \geq 211,0$.

A terceira verificação c) $\phi v_n \geq v_u$ trata-se de uma condição de segurança relativamente à tensão de punçoamento, exercida sobre a laje na secção de controlo. Visto que a laje já se encontra dimensionada para resistir a tensões superiores à tensão de punçoamento atuante na secção de controlo, esta condição encontra-se automaticamente verificada através da solução de armadura apresentada na figura 2.14.

4.2.4.2 Disposições específicas do dimensionamento da ligação pilar-laje do ACI

Distribuição da armadura longitudinal

As disposições do ACI referentes à distribuição da armadura longitudinal ao longo da faixa do pilar descritas na secção 2.2.2.3 estão automaticamente verificadas através do dimensionamento da armadura longitudinal já realizado. De acordo com a secção 4.2.3.1, as armaduras foram dimensionadas para resistir ao esforço de flexão atuante, dentro da faixa dos pilares de 3,5m, sendo que o ACI estabelece que estas armaduras terão de ser dimensionadas para uma largura de pelo menos 1/4 do vão, o que corresponde a apenas 1,75m.

O ACI apresenta ainda a colocação de armaduras resistentes a $\gamma_f M_{sc}$ na largura efetiva b_{slab} , sendo uma disposição já verificada na secção anterior.

Critério de controlo do punçoamento na ligação laje-pilar

De modo a ser possível a aplicação do critério de controlo do punçoamento proposto pelo ACI, no modelo E4A, em que o dimensionamento foi realizado seguindo a regulamentação europeia, será utilizada a análise paramétrica entre os modelos de punçoamento do ACI e do EC2, realizada na tese anteriormente desenvolvida por José Martins. A partir desta análise foi determinada a relação entre os rácios $v_{cqp}/v_{rd,c}$ e $v_{ug}/\phi v_c$, aplicada diretamente na equação 2.18, de maneira a obter uma nova condição, representada na expressão seguinte:

$$\frac{A_x}{h_{sx}} \geq 0,035 - \frac{1}{22} \frac{v_{cqp}}{v_{rd,c}} \quad (4.3)$$

Posto isto, foi aplicado este critério ao modelo em estudo E4A representado pela figura 4.5.

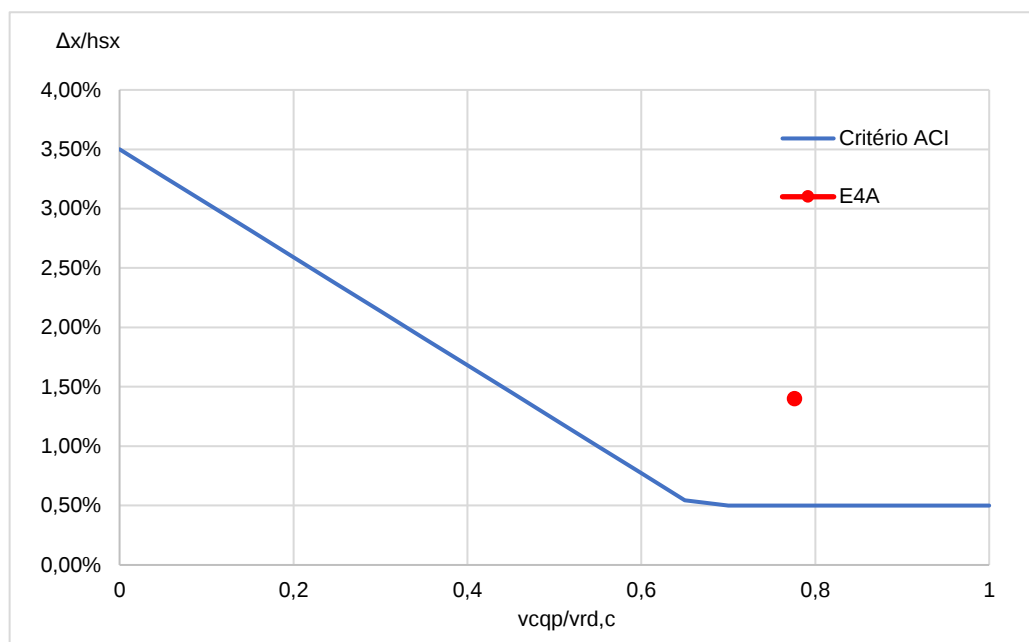


Figura 4.5 – Critério de controlo do punçoamento no modelo E4A em Lisboa

Através da representação gráfica da figura 4.5, verifica-se a necessidade de dimensionamento de armaduras, para um valor de *drift* de 1,40% e do rácio $v_{cqp}/v_{rd,c}$ de 0,78. Sendo que esta relação se encontra numa zona ainda longe do valor limite, é possível concluir que o modelo E4A poderá não apresentar um bom comportamento ao punçoamento, perante a zona sísmica considerada.

4.2.4.3 Enquadramento da ação sísmica do EC8 na ação sísmica do ASCE/SEI 7-10

Este enquadramento tem como foco principal estabelecer uma correspondência entre as categorias de projeto sísmico SDC, do código americano, e as zonas sísmicas caracterizadas no EC8, no sentido de aferir se o ACI permite a escolha deste modelo para o zonamento sísmico considerado. Para tal foi utilizada uma das duas abordagens efetuadas no trabalho desenvolvido anteriormente por José Martins, que consiste na consideração da aceleração espectral elástica de patamar definida no EC8, como representativa do parâmetro S_{ds} do ASCE/SEI 7-10. Na tabela 4.4 encontram-se os resultados obtidos para esta abordagem, apenas para o tipo de sismo 1, considerando o terreno tipo C e classe de importância tipo II.

Tabela 4.4 – Determinação da SDC para as zonas sísmicas do EC8 num terreno tipo C

Zona Sísmica	a_g (m/s ²)	$S_{m\acute{a}x}$	S	S_e patamar (m/s ²)	S_{ds} (g)	SDC
1.1	2,50	1,6	1,30	8,13	0,83	D
1.2	2,00		1,40	7,00	0,71	D
1.3	1,50		1,50	5,63	0,57	D
1.4	1,00		1,60	4,00	0,41	C
1.5	0,60		1,60	2,40	0,24	B
1.6	0,35		1,60	1,40	0,14	A

Segundo esta abordagem, a zona sísmica tipo 1.3 do EC8, corresponde à categoria de projeto sísmico SDC D que, de acordo com a tabela 2.7 presente no capítulo 2, não permite a utilização deste sistema resistente ao sismo, mediante estas condições. Assim sendo, procurou-se realizar uma nova análise sísmica para este tipo de estruturas, desta vez em zonas sísmicas para as quais seja permitida a utilização deste sistema como sistema sismo-resistente.

4.3 CENÁRIO SÍSMICO LISBOA TIPO DE TERRENO B

Nesta secção serão apresentados os resultados da análise sísmica relativamente aos 3 modelos E4A, E4B e E4C, desta vez considerando que os modelos estão assentes num terreno tipo B, na zona sísmica de Lisboa. Este terreno corresponde a um terreno melhorado, comparativamente ao tipo de terreno C, capaz de garantir uma melhor resposta sísmica.

A consideração da mudança de tipo de terreno deve-se ao facto que, perante a intensidade sísmica correspondente à zona sísmica de Lisboa, o terreno do tipo B cumpre os critérios definidos pelo ACI referentes à utilização de estruturas de lajes fungiformes como estruturas resistentes ao sismo, conduzindo à categoria de projeto sísmico SDC C.

A apresentação dos resultados do dimensionamento da ligação laje-pilar será feita individualmente para cada um dos 3 modelos, afetados dos efeitos de segunda ordem, onde aplicável. As análises serão realizadas de acordo com as metodologias definidas de avaliação dos esforços do capítulo 2.

Relativamente às verificações e disposições específicas do ACI expostas, apenas será aplicado o critério de controlo do punçoamento, visto que as restantes normas são automaticamente cumpridas através do dimensionamento realizado seguindo a regulamentação europeia. Este critério será apresentado no final desta secção, de forma a facilitar a comparação gráfica dos 3 modelos.

4.3.1 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

Os parâmetros definidores da ação sísmica, da zona sísmica tipo 1.3 localizada em Lisboa, assentes num tipo de terreno tipo B, estão apresentados na tabela 4.6, e o seu espectro de cálculo correspondente está apresentado na figura 4.5.

Tabela 4.5 – Parâmetros definidores da ação sísmica no cenário sísmico de Lisboa para o terreno tipo B

$S_{m\acute{a}x}$	$a_g(m/s^2)$	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
1,35	1,5	1,29	0,1	0,6	2,0

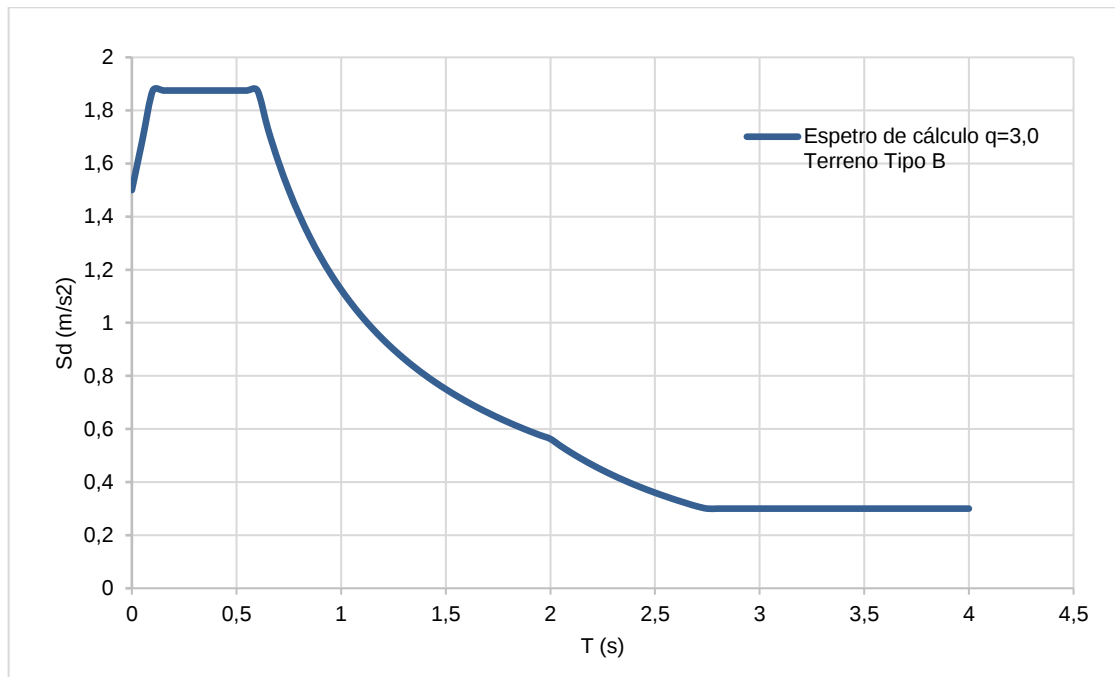


Figura 4.6 – Espectro de resposta de cálculo para a análise em Lisboa num terreno tipo B

Para este tipo de terreno o valor de S_e patamar é de $4,84m/s^2$, que corresponde a um valor S_{ds} de $0,49g$ segundo a abordagem utilizada na secção anterior, sendo permitida a utilização do sistema fungiforme como elemento resistente ao sismo, segundo o ACI, perante estas condições.

4.3.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO

Tal como foi feito na análise do comportamento sísmico para o terreno tipo C, serão utilizadas as mesmas combinações sísmicas para a obtenção dos resultados. Como foi possível observar na análise do modelo E4A, a estrutura apresenta um comportamento sísmico semelhante para as duas direções X e Y, por isso, para o terreno tipo B, serão apenas exibidos os resultados obtidos para a direção Y, visto que é a mais condicionante. Os resultados serão apresentados para os 3 modelos em conjunto.

4.3.2.1 DESLOCAMENTOS E *DRIFTS* MÁXIMOS

Na figura 4.7 encontram-se os valores dos *drifts* e deslocamentos máximos para os modelos E4A, E4B e E4C, resultantes da combinação sísmica na direção Y.

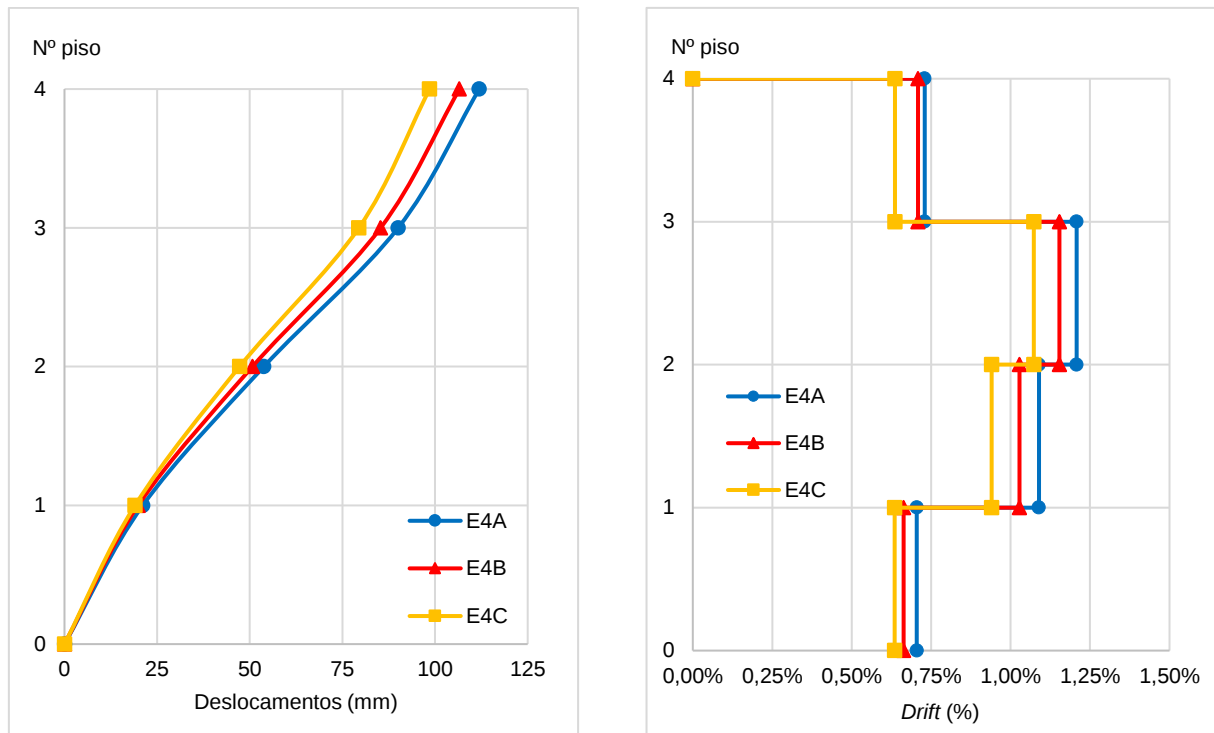


Figura 4.7 – Gráficos dos deslocamentos máximo (à esquerda) e dos drifts (à direita) nos modelos E4A, E4B e E4C para o terreno tipo B em Lisboa

Conforme se verifica, os resultados dos deslocamentos máximos e dos *drifts* apresentam valores próximos para os 3 modelos. Os valores máximos dos deslocamentos no topo são de 112mm, 107mm e 99mm para os modelos E4A, E4B e E4C, respetivamente, e os valores dos *drifts* máximos presentes no terceiro piso são de 1,21%, 1,15% e de 1,07% para os modelos E4A, E4B e E4C, respetivamente.

4.3.2.2 Valores de corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso

Na figura 4.8 encontram-se os gráficos correspondentes aos valores de corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso para a direção Y, para os 3 modelos em estudo.

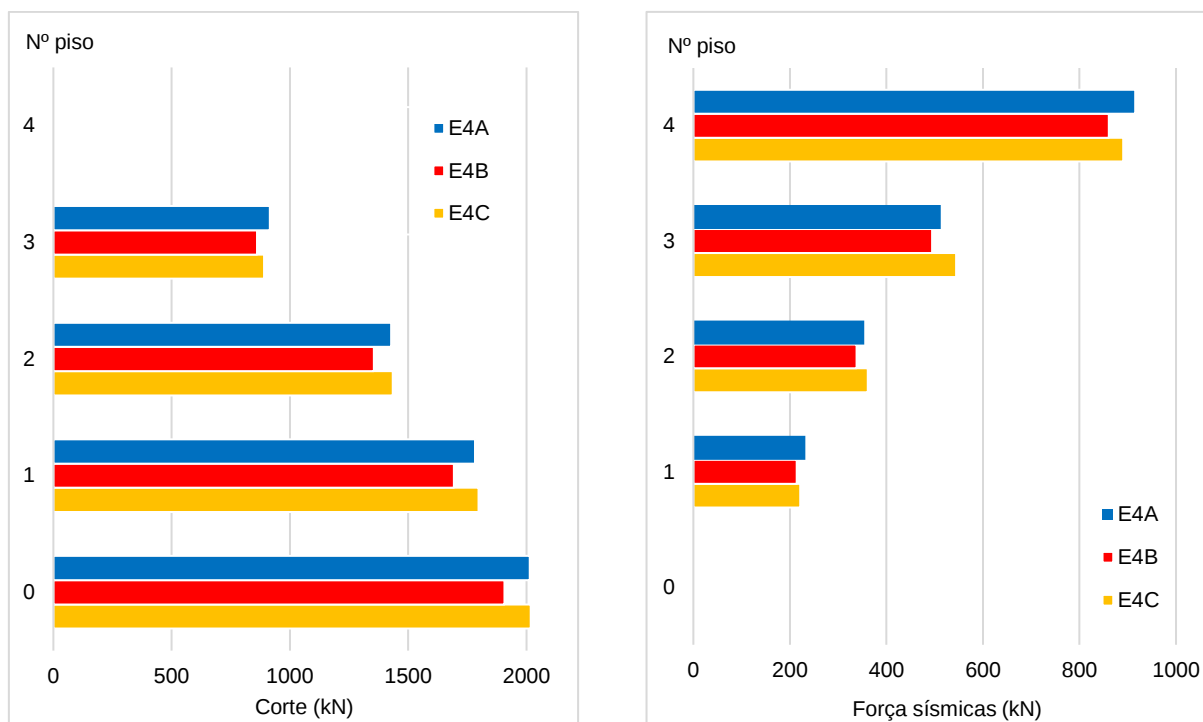


Figura 4.8 – Gráficos do corte ao nível dos pisos (à esquerda) e das forças sísmicas por piso (à direita) para os modelos E4A, E4B e E4C para o terreno tipo B em Lisboa

Através da figura 4.7 verifica-se uma vez mais resultados relativamente próximos entre os 3 modelos. A distribuição das forças sísmicas por piso no respetivo gráfico apresenta uma forma triangular invertida, equiparável à deformada da estrutura, sendo o seu valor máximo de 915kN, 860kN e de 890kN no piso 4 para os modelos E4A, E4B e E4C, respetivamente. A força de corte basal é de 2014 kN, 1907kN e de 2018kN para os modelos E4A, E4B e E4C, respetivamente.

4.3.3 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4A

4.3.3.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão

Para o modelo E4A continuarão a ser utilizadas as larguras de faixa já utilizadas anteriormente, de 3m para a combinação ELU e de 1,6m para as combinações sísmicas. Na tabela 4.6 são apresentados os esforços de dimensionamento na laje, o momento reduzido mais condicionante das duas direções X e Y e a respetiva solução de armadura superior. Os efeitos de segunda ordem a considerar nesta avaliação tomam os valores de 1,13 na direção X e 1,14 na direção Y.

Tabela 4.6 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4A em Lisboa no terreno tipo B

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ	A_{sl} (cm ² /m)
ELU	-146,0	-149,1	0,14	14,57
Comb. Ed(X)	-208,2	-151,0	0,20	21,66
Comb. Ed(Y)	-149,9	-213,1	0,20	21,66

Verifica-se que as combinações sísmicas são as mais condicionantes ao dimensionamento, sendo necessário dimensionar uma maior quantidade de armadura longitudinal para suportar estes esforços, comparativamente com a armadura da combinação em ELU. Assim sendo, na faixa de 1,6m foi dimensionada uma armadura efetiva de $25,13\text{cm}^2/\text{m}$ correspondente à solução de $\phi 20//0,125$, e na restante faixa dos pilares foi dimensionada uma armadura efetiva de $15,70\text{cm}^2/\text{m}$ correspondente à solução $\phi 20//0,200$.

Apesar dos esforços para as combinações sísmicas serem relativamente inferiores nesta classe de terreno, foi necessário dimensionar a mesma quantidade de armadura comparativamente ao tipo de terreno C, devido a essa diferença não ser significativa, mantendo-se assim as mesmas percentagens de armadura superior.

4.3.3.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento

Na tabela 4.7 encontram-se os resultados dos esforços e tensões de punçoamento atuantes no modelo E4A para a classe de terreno tipo B, para a combinação ELU e para a combinação mais condicionante de cada direção da ação sísmica.

Tabela 4.7 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4A em Lisboa no terreno tipo B

Combinação	V_{Ed} (kN)	ΔM_x (kN.m)	ΔM_y (kN.m)	β	$V_{Ed,u1}$ (MPa)	$V_{Rd,c}$ (MPa)	rácio $V_{Ed}/V_{Rd,c}$	A_{sw} (cm ²)
ELU	1008	31,5	27,5	1,05	0,89	0,67	1,33	4,90
Comb. $E_d(X)$	646	101,8	257,4	1,55	0,84	0,67	1,25	4,27
Comb. $E_d(Y)$	652	302,9	68,0	1,61	0,89	0,67	1,33	4,90

Observa-se que para a classe de terreno tipo B, há uma ligeira redução no valor de β nas combinações sísmicas, consequente da diminuição dos valores do momento desequilibrado entre a laje e o pilar, que traduz numa diminuição da excentricidade de corte, comparativamente com o terreno do tipo C. Verifica-se também uma diminuição dos valores das tensões atuantes para as combinações sísmicas, sendo que, comparativamente com a combinação em ELU, necessitam da mesma quantidade de armadura de punçoamento. Ainda assim, foi dimensionada a mesma armadura de punçoamento considerada para a análise do terreno do tipo C, de $6,03\text{cm}^2$ correspondente à solução de $12\phi 8$.

4.3.4 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4B

4.3.4.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão

No modelo E4B, a largura de faixa a considerar para a avaliação dos esforços, na combinação em ELU, corresponde à largura do capitel de 3m. A largura da faixa a considerar para a avaliação dos esforços nas combinações sísmicas é de 2m, de acordo com a aplicação da equação 2.1. Sendo esta análise realizada para a zona da laje sobre o capitel de 0,40m de espessura, a altura útil a considerar para o dimensionamento é de 0,35m.

Na tabela 4.8 são apresentados os esforços de dimensionamento na laje, o momento reduzido mais condicionante das duas direções e a respetiva solução de armadura superior. Os efeitos de segunda ordem a considerar nesta avaliação tomam os valores de 1,12 na direção X e 1,13 na direção Y.

Tabela 4.8 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4B em Lisboa no terreno tipo B

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ	A_{sl} (cm ² /m)
ELU	-225,8	-226,0	0,11	15,70
Comb. Ed(X)	-235,9	-184,4	0,12	17,17
Comb. Ed(Y)	-183,7	-240,4	0,12	17,17

Verifica-se que no modelo E4B as combinações sísmicas são as mais condicionantes ao dimensionamento. Contudo, a armadura longitudinal requerida na combinação em ELU não difere em demasia comparativamente com a armadura das combinações sísmicas, sendo a sua diferença de sensivelmente 10%. Sendo assim, foi dimensionada a mesma quantidade de armadura longitudinal ao longo da faixa dos pilares de 20,11cm²/m correspondendo à solução $\phi 16/0,100$, cuja taxa de armadura é de 0,57%. Esta solução de armadura corresponde a uma solução mais económica, comparativamente com o modelo E4A.

4.3.4.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento

Na tabela 4.9 encontram-se os resultados dos esforços e tensões de punçoamento atuantes no modelo E4B, para a combinação ELU e para a combinação mais condicionante de cada direção da ação sísmica.

Tabela 4.9 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4B em Lisboa no terreno tipo B

Combinação	V_{Ed} (kN)	ΔM_x (kN.m)	ΔM_y (kN.m)	β	$V_{Ed,u1}$ (MPa)	$V_{Rd,c}$ (MPa)	rácio $V_{Ed}/V_{Rd,c}$	A_{sw} (cm ²)
ELU	1020	102,7	83,9	1,13	0,55	0,51	1,08	3,88
Comb. Ed(X)	685	166,6	313,9	1,52	0,50	0,51	0,98	2,72
Comb. Ed(Y)	694	432,4	66,6	1,63	0,54	0,51	1,06	3,65

Verifica-se que a combinação em ELU é a combinação mais condicionante ao dimensionamento de armaduras de punçoamento, contrariamente ao que havia acontecido até então. Apesar dos valores de corte e da excentricidade de corte não serem significativamente inferiores, comparativamente com o modelo E4A, há uma diminuição das tensões de punçoamento $v_{Ed,u1}$, devido ao facto da estrutura ser dimensionada para uma espessura de laje superior, com a introdução dos capiteis. Posto isto, foi dimensionada uma armadura de punçoamento de 6,03cm² que corresponde à solução de 12r ϕ 8. Dadas as dimensões da secção transversal do pilar e da espessura da laje, considerou-se imprudente optar por dimensionar armadura de punçoamento inferior à colocada, ainda que os resultados dos cálculos o permitissem.

4.3.5 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4C

4.3.5.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão

Tal como foi realizado no modelo E4B, para o dimensionamento à flexão do modelo E4C, foi utilizada a largura de faixa de 3m para a combinação em ELU, e a largura de 2m para as combinações sísmicas. Sendo esta análise realizada para a zona da laje sobre o capitel de 0,40m de espessura, a altura útil a considerar para o dimensionamento é de 0,35m.

Na tabela 4.10 são apresentados os esforços de dimensionamento na laje, o momento reduzido mais condicionante das duas direções e a respetiva solução de armadura superior. Os efeitos de segunda ordem a considerar nesta avaliação tomam os valores de 1,0 nas duas direções.

Tabela 4.10 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4C em Lisboa no terreno tipo B

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ	A_{sl} (cm ² /m)
ELU	-175,4	-175,3	0,09	12,75
Comb. Ed(X)	-203,2	-151,2	0,10	14,09
Comb. Ed(Y)	-150,0	-205,8	0,10	14,09

Verifica-se que as combinações sísmicas são as mais condicionantes ao dimensionamento de armaduras de flexão, comparativamente com a combinação ELU. Como esta diferença não é acentuada, optou-se por dimensionada a mesma quantidade de armadura longitudinal ao longo da faixa dos pilares de 15,71cm²/m, correspondendo à solução $\phi 20/0,200$, cuja taxa de armadura é de 0,45%. Esta solução de armadura representa a uma solução mais económica, comparativamente com o modelo E4B.

4.3.5.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento

Na tabela 4.11 encontram-se os resultados dos esforços e tensões de punçoamento atuantes no modelo E4C, para a combinação ELU e para a combinação mais condicionante de cada direção da ação sísmica.

Tabela 4.11 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4C em Lisboa no terreno tipo B

Combinação	V_{Ed} (kN)	ΔM_x (kN.m)	ΔM_y (kN.m)	β	$V_{Ed,u1}$ (MPa)	$V_{Rd,c}$ (MPa)	rácio $V_{Ed}/V_{Rd,c}$	A_{sw} (cm ²)
ELU	965	69,0	57,4	1,09	0,50	0,48	1,04	3,25
Comb. Ed(X)	590	132,7	284,8	1,53	0,43	0,48	0,90	1,62
Comb. Ed(Y)	594	356,4	66,6	1,61	0,46	0,48	0,96	2,32

Verifica-se que a combinação em ELU é a mais condicionante ao dimensionamento de armaduras de punçoamento, tal como acontece no modelo E4B, ainda que para valores de tensão ligeiramente inferiores, devido ao facto da colocação das bandas maciças nos alinhamentos dos pilares, que atenuam os esforços na zona dos pilares. Contudo, foi dimensionada a mesma armadura de punçoamento do modelo anterior de 6,03cm² que corresponde à solução de 12r ϕ 8.

4.3.6 APLICAÇÃO DO CRITÉRIO DE CONTROLO DE PUNÇOAMENTO DO ACI

Na figura 4.9 está apresentado o gráfico relativamente à aplicação do critério de controlo de punçoamento do ACI, para os 3 modelos.

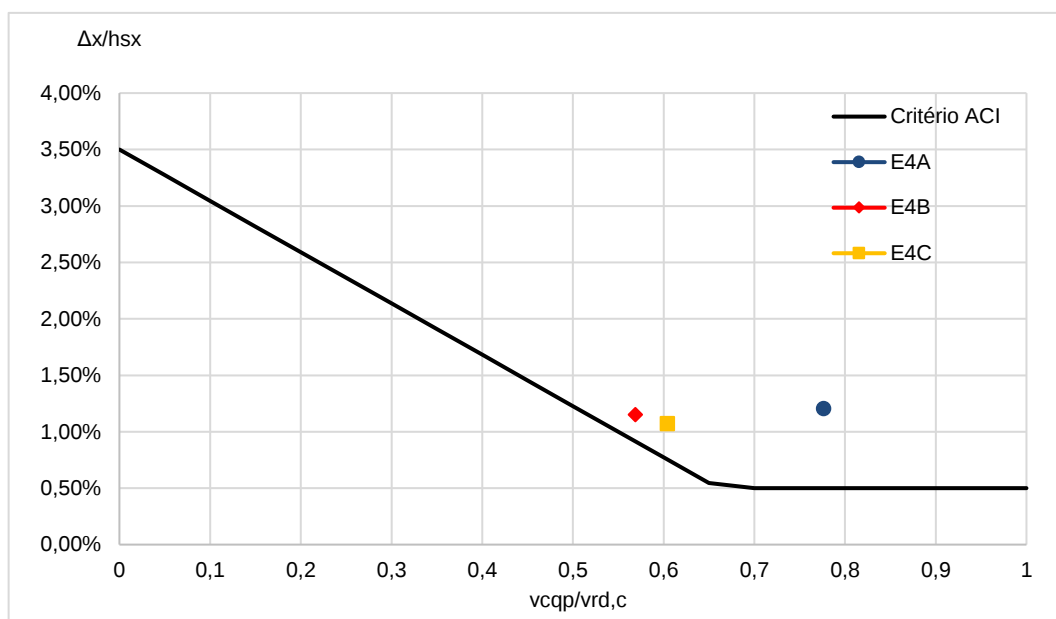


Figura 4.9 – Gráfico do critério de controlo de punçoamento do ACI para os 3 modelos em Lisboa

Verifica-se que para os 3 modelos há a necessidade de colocação de armaduras de punçoamento, segundo o critério proposto pelo ACI. Contudo, o modelo E4A encontra-se numa zona distante do limite imposto pelo critério, enquanto que nos modelos E4B e E4C o mesmo não acontece. Esta diferença deve-se principalmente ao facto de uma diminuição do rácio $v_{cqp}/v_{rd,c}$, visto que os valores de *drift* máximo mantiveram-se próximos nos 3 modelos. Posto isto, é possível concluir que o modelo E4A poderá apresentar fragilidades no seu comportamento relativamente ao punçoamento, mesmo com a colocação de armaduras, enquanto que os modelos E4B e E4C apresentam ser boas alternativas para o controlo de punçoamento, ainda que necessitem do dimensionamento de armaduras de punçoamento para esse efeito.

4.4 CENÁRIO SÍSMICO PORTO TIPO DE TERRENO D

Em alternativa ao cenário sísmico de Lisboa, foi realizada a mesma análise para os 3 modelos já idealizados, desta vez considerando o cenário sísmico na cidade do Porto, considerando tratar-se de uma região de grau de interesse elevado, na construção civil em Portugal.

Visto que a localização do Porto corresponde a um tipo de sismo 1.6 segundo o Anexo Nacional do EC8, foi considerado que as estruturas estão assentes num terreno de classe tipo D, já que para o terreno tipo C o ACI dispensa o cumprimento de disposições específicas relativamente a sistemas resistentes ao sismo. O terreno tipo D trata-se de um terreno que pode representar um pior comportamento sísmico das estruturas, comparativamente com o terreno C.

Os resultados do comportamento sísmico serão apresentados conforme foi efetuado na análise sísmica em Lisboa, para o tipo de terreno B, e serão utilizados os mesmos critérios de dimensionamento para o dimensionamento da ligação laje-pilar no cenário sísmico do Porto.

4.4.1 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

Os parâmetros definidores da ação sísmica da zona sísmica tipo 1.6 localizada no Porto, assentes num tipo de terreno tipo D estão apresentados na tabela 4.12, e o seu espectro de cálculo correspondente está apresentado na figura 4.10.

Tabela 4.12– Parâmetros definidores da ação sísmica no cenário sísmico de Porto

$S_{m\acute{a}x}$	$a_g(m/s^2)$	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
2,0	0,35	2,0	0,1	0,8	2,0

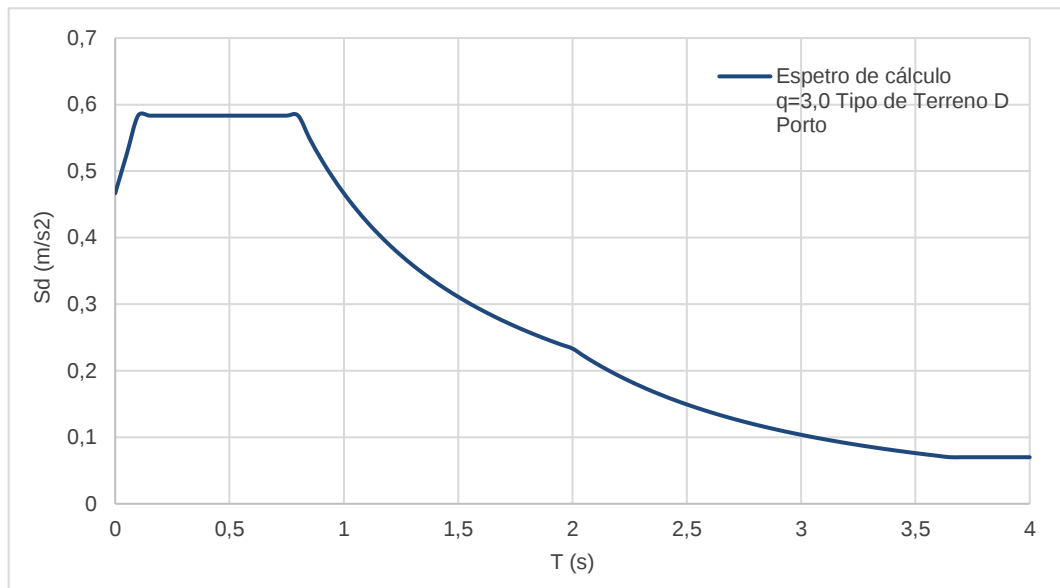


Figura 4.10 – Espectro de resposta de cálculo para o Porto num terreno tipo D

4.4.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO

4.4.2.1 DESLOCAMENTOS E *DRIFTS* MÁXIMOS

Na figura 4.11 encontram-se os valores dos *drifts* e deslocamentos máximos para os modelos E4A, E4B e E4C resultantes da combinação sísmica na direção Y.

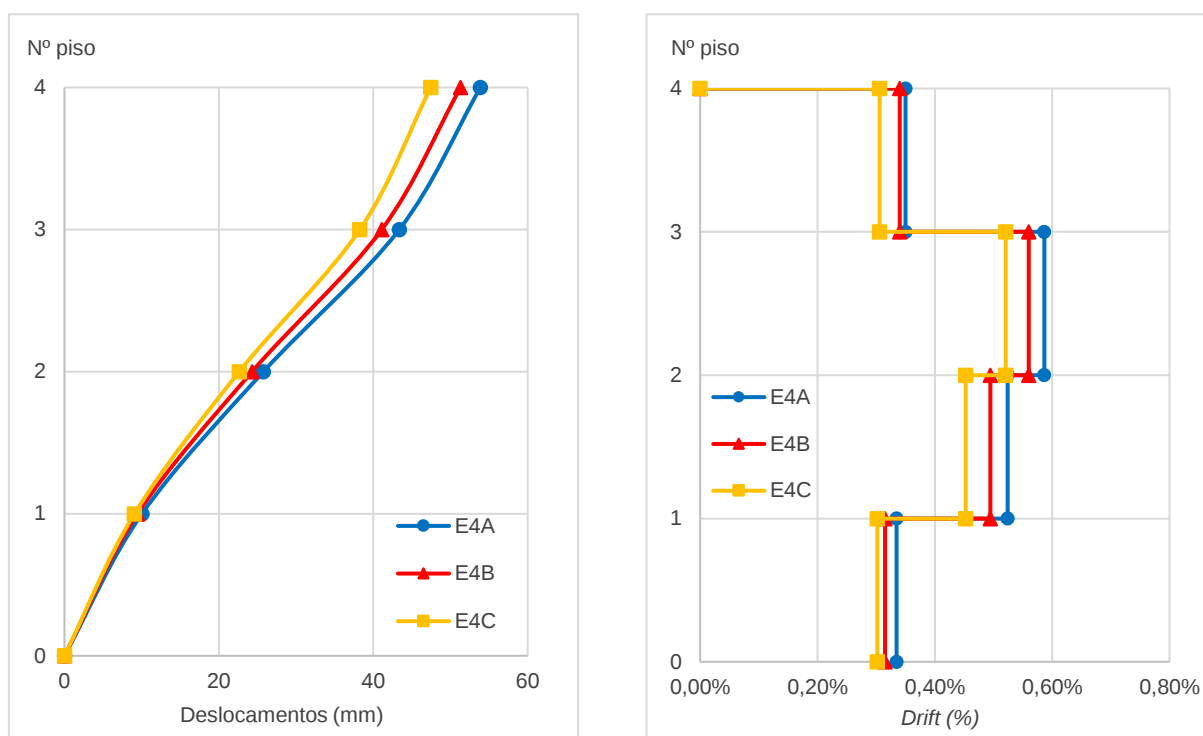


Figura 4.11 - Gráficos dos deslocamentos máximo (à esquerda) e dos *drifts* (à direita) nos modelos E4A, E4B e E4C para o terreno tipo D no Porto

No cenário sísmico do Porto também são obtidos resultados próximos dos deslocamentos máximos e dos *drifts* para os 3 modelos. Ainda assim os valores dos deslocamentos e dos *drifts* diminuiram para cerca de 50% dos valores obtidos em Lisboa.

Os deslocamentos máximos encontram-se no piso 4, sendo o seu valor de 53,9mm, 51,3mm e de 47,4mm para os modelos E4A, E4B e E4C, respetivamente, enquanto que os valores máximos dos *drifts* encontram-se no terceiro piso sendo eles de 0,59%, 0,56% e de 0,52%, respetivamente.

4.4.2.2 Valores de corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso

Na figura 4.12 encontram-se os gráficos correspondentes aos valores de corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso, na direção Y.

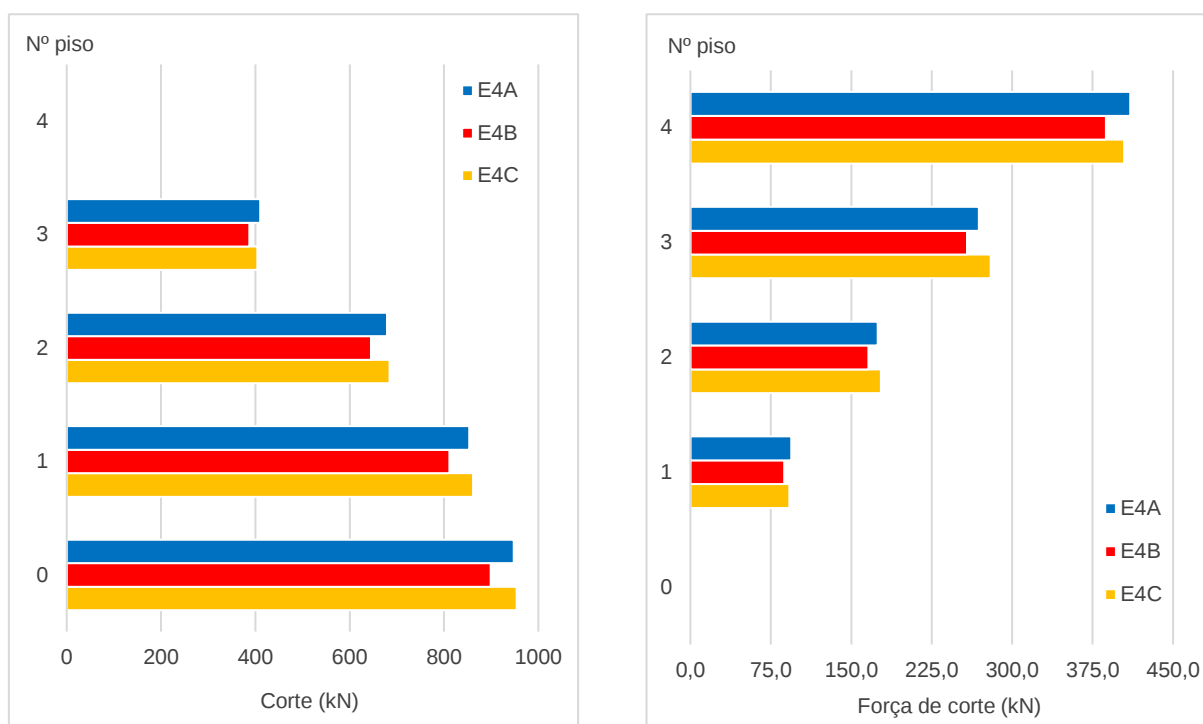


Figura 4.12 – Gráficos do corte ao nível dos pisos (à esquerda) e das forças sísmicas por piso (à direita) para os modelos E4A, E4B e E4C para o terreno tipo D no Porto

Tal como acontece nos resultados dos deslocamentos e dos *drifts* da estrutura, verifica-se uma diminuição de cerca de 50% dos valores obtidos para as forças de corte ao nível dos pisos e das forças sísmicas por piso para o cenário sísmico do Porto, quando comparado com Lisboa. Uma vez mais é visível uma distribuição das forças sísmicas aproximadamente triangular invertida, sendo o seu valor máximo de 417,8kN, 396,2kN e de 407,7kN para os modelos E4A, E4B e E4C, respetivamente. A força de corte basal corresponde a valores de 947,6kN, 898,8kN e de 954,0kN para os modelos E4A, E4B e E4C, respetivamente.

4.4.3 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4A

4.4.3.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão

Na tabela 4.13 são apresentados os esforços de dimensionamento na laje, o momento reduzido mais condicionante das duas direções e a respetiva solução de armadura superior. Os efeitos de segunda ordem a considerar nesta avaliação tomam os valores de 1,14 na direção X e 1,15 na direção Y.

Tabela 4.13 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4A no Porto para o terreno tipo D

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ	A_{sl} (cm ² /m)
ELU	-146,0	-149,1	0,14	14,57
Comb. Ed(X)	-163,9	-136,6	0,16	16,87
Comb. Ed(Y)	-135,8	-166,6	0,16	16,87

Verifica-se que para o dimensionamento à flexão as combinações sísmicas são as mais condicionantes, no entanto, apresentam resultados relativamente próximos comparativamente com a combinação em ELU, devido ao facto das ações sísmicas perderem preponderância, neste cenário sísmico. Sendo assim, foi dimensionada a mesma armadura efetiva ao longo da faixa dos pilares de 20,11 cm²/m correspondente à solução de $\phi 16/0,100$, cuja taxa de armadura longitudinal é de 0,80%.

4.4.3.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento

Na tabela 4.14 encontram-se os resultados dos esforços e tensões de punçoamento atuantes no modelo E4A, para a combinação ELU e para a combinação mais condicionante de cada direção da ação sísmica.

Tabela 4.14 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4A no Porto para o terreno tipo D

Combinação	V_{Ed} (kN)	ΔM_x (kN.m)	ΔM_y (kN.m)	β	$V_{Ed,u1}$ (MPa)	$V_{Rd,c}$ (MPa)	rácio $V_{Ed}/V_{Rd,c}$	A_{sw} (cm ²)
ELU	1008	31,5	27,5	1,05	0,89	0,62	1,44	6,45
Comb. Ed(X)	625	59,7	112,1	1,26	0,66	0,62	1,06	2,96
Comb. Ed(Y)	627	154,9	22,3	1,32	0,70	0,62	1,13	3,57

Verifica-se que a combinação mais condicionante ao dimensionamento de punçoamento é a combinação em ELU, correspondendo a uma diferença de sensivelmente 80% da armadura necessária, comparativamente com as combinações sísmicas. Esta diferença deve-se ao facto da carga vertical na combinação ELU ser substancialmente superior à das combinações sísmicas, e da excentricidade de corte não ser tão significativa, neste cenário sísmico. Sendo assim, foi dimensionada a armadura de punçoamento de 8,04cm² correspondente à solução de 16r ϕ 8.

4.4.4 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4B

4.4.4.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão

Na tabela 4.15 são apresentados os esforços de dimensionamento na laje, o momento reduzido mais condicionante das duas direções e a respetiva solução de armadura superior. Os efeitos de segunda ordem a considerar nesta avaliação tomam os valores de 1,12 na direção X e 1,13 na direção Y.

Tabela 4.15 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4B no Porto para o terreno tipo D

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ	A_{sl} (cm ² /m)
ELU	-225,8	-226,0	0,11	15,70
Comb. Ed(X)	-193,9	-169,6	0,09	12,75
Comb. Ed(Y)	-168,6	-196,6	0,10	14,22

Verifica-se que a combinação em ELU é a condicionante ao dimensionamento, ao contrário do que acontece no modelo E4A, na avaliação dos esforços de flexão. Foi dimensionada a armadura

longitudinal ao longo da faixa dos pilares de $16,08\text{cm}^2/\text{m}$ correspondente à solução de $\phi 16//0,125$, cuja taxa de armadura longitudinal é de 0,46%.

4.4.4.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento

Na tabela 4.16 encontram-se os resultados dos esforços e tensões de punçoamento atuantes no modelo E4B, para a combinação ELU e para a combinação mais condicionante de cada direção da ação sísmica.

Tabela 4.16 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4B no Porto para o terreno tipo D

Combinação	V_{Ed} (kN)	ΔM_x (kN.m)	ΔM_y (kN.m)	β	$V_{Ed,u1}$ (MPa)	$V_{Rd,c}$ (MPa)	rácio $V_{Ed}/V_{Rd,c}$	A_{sw} (cm ²)
ELU	1020	102,7	83,9	1,13	0,55	0,48	1,15	4,40
Comb. $E_d(X)$	575	10,0	219,7	1,38	0,38	0,48	0,79	0,46
Comb. $E_d(Y)$	643	241,9	7,2	1,38	0,42	0,48	0,88	1,39

Verifica-se que a combinação em ELU é a mais condicionante, estando as combinações sísmicas teoricamente dispensadas da colocação de armadura de punçoamento pelo que indica o rácio $V_{Ed}/V_{Rd,c}$. Foi dimensionada a armadura de punçoamento de $6,03\text{cm}^2$ que corresponde à solução de $12\phi 8$, com menos 1 ramo por face do que a armadura do modelo E4A.

4.4.5 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DO MODELO E4C

4.4.5.1 Dimensionamento da laje sujeita a esforços de flexão

Na tabela 4.17 são apresentados os esforços de dimensionamento na laje, o momento reduzido mais condicionante das duas direções e a respetiva solução de armadura superior. Os efeitos de segunda ordem a considerar nesta avaliação tomam os valores de 1,10 na direção X e 1,11 na direção Y.

Tabela 4.17 – Esforços de dimensionamento da laje e solução de armadura do modelo E4C no Porto para o terreno tipo D

Combinação	m_x (kN.m/m)	m_y (kN.m/m)	μ	A_{sl} (cm ² /m)
ELU	-175,4	-175,3	0,09	12,75
Comb. $E_d(X)$	-163,4	-138,5	0,08	11,27
Comb. $E_d(Y)$	-139,0	-169,0	0,08	11,27

Verifica-se que a combinação em ELU é a condicionante ao dimensionamento, tal como acontece no modelo E4B. Foi dimensionada a armadura longitudinal ao longo da faixa dos pilares de $13,40\text{cm}^2/\text{m}$ correspondente à solução de $\phi 16//0,150$, cuja taxa de armadura longitudinal é de 0,38%.

4.4.5.2 Dimensionamento da laje ao punçoamento

Na tabela 4.18 encontram-se os resultados dos esforços e tensões de punçoamento atuantes no modelo E4C.

Tabela 4.18 – Esforços e tensões de punçoamento atuantes e respetivas armaduras no modelo E4C no Porto para o terreno tipo D

Combinação	V_{Ed} (kN)	ΔM_x (kN.m)	ΔM_y (kN.m)	β	$V_{Ed,u1}$ (MPa)	$V_{Rd,c}$ (MPa)	rácio $V_{Ed}/V_{Rd,c}$	A_{sw} (cm ²)
ELU	965	69,0	57,4	1,09	0,50	0,47	1,06	3,42
Comb. $E_d(X)$	569	6,8	183,2	1,32	0,36	0,47	0,77	0,17
Comb. $E_d(Y)$	583	210,7	17,2	1,36	0,38	0,47	0,81	0,64

Tal como acontece no modelo E4B, a combinação em ELU é a combinação condicionante dimensionamento, verificando-se que estas estruturas têm um comportamento idêntico. Foi dimensionada a armadura de punçoamento de 6,03cm² que corresponde à solução de 12r ϕ 8.

4.4.6 APLICAÇÃO DO CRITÉRIO DE CONTROLO DE PUNÇOAMENTO DO ACI

Na figura 4.13 está apresentado o gráfico relativamente à aplicação do critério de controlo de punçoamento do ACI, para os 3 modelos.

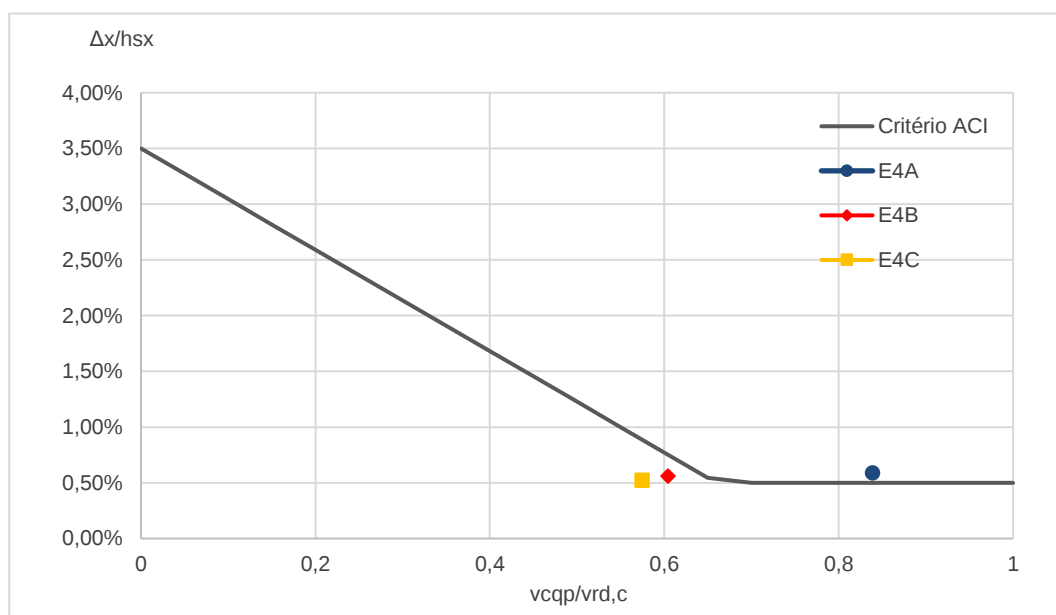


Figura 4.13 - Gráfico do critério de controlo de punçoamento do ACI para os 3 modelos em Lisboa

Verifica-se que não seria necessário recorrer à colocação de armaduras de punçoamento nos modelos E4B e E4C, visto que se encontram abaixo do limite da condição do critério ACI, próximos entre si. O mesmo não acontece no modelo E4A, que, apesar do valor do drift correspondente ser próximo dos valores dos outros modelos, o valor do rácio $v_{cqp}/v_{rd,c}$ é mais acentuado. Ainda assim, este modelo não apresenta um mau comportamento relativamente ao punçoamento, encontrando-se próximo do limite do critério. Conclui-se então que, para este cenário sísmico, qualquer uma das 3 estruturas

apresenta ser uma opção aceitável relativamente ao controlo do punçoamento, no entanto os modelos E4B e E4C garantem uma maior segurança.

4.5 CONCLUSÃO

As análises realizadas aos 3 modelos foram divididas em 3 cenários sísmicos distintos: cenário sísmico de Lisboa terreno de tipo C, cenário sísmico de Lisboa terreno de tipo B e cenário sísmico do Porto terreno de tipo D.

Para o cenário sísmico de Lisboa terreno de tipo C, apenas foi analisado o modelo E4A. Nesta análise, o dimensionamento da ligação laje-pilar através da aplicação dos Eurocódigos, demonstrou as fragilidades que caracterizam este tipo de estruturas, quando estão sujeitas a ações sísmicas de elevada intensidade. As combinações sísmicas aplicadas na estrutura, provocaram valores significativos dos momentos transferidos entre a laje e o pilar, correspondendo a taxas de armadura longitudinal pouco correntes em projeto. Consequentemente, os valores da excentricidade da carga vertical também são reveladores dos efeitos que a ação do sismo proporciona na estrutura, originando tensões de punçoamento consideráveis, na secção de controlo. Ainda assim, foi possível dimensionar armaduras de punçoamento que, teoricamente, são capazes de resistir às tensões atuantes na laje.

As verificações de segurança propostas pelo ACI, associadas a sistemas fungiformes, são automaticamente cumpridas através do dimensionamento realizado pela aplicação dos Eurocódigos, demonstrando serem menos condicionantes, para alguns dos casos. O enquadramento realizado da ação sísmica, permitiu concluir que, perante o cenário sísmico de Lisboa no terreno tipo C do Eurocódigo, a regulamentação americana não permite a modelação deste sistema estrutural como único sistema sismo-resistente, sendo necessário a introdução de outro elemento, que garantisse uma maior rigidez lateral. Ainda assim, é importante salientar que a análise realizada para esta classe de terreno não foi em vão. Foi possível entender que, mesmo não sendo permitida a utilização deste modelo, a estrutura não apresenta um comportamento sísmico tão desenquadrado da realidade, comprovado através de soluções de armadura aceitáveis.

Posto isto, procurou-se analisar novamente esta estrutura, mas desta vez, considerando classes de terreno, presentes no EC8, para os quais seja possível a sua concepção segundo as normas do ACI.

No cenário sísmico de Lisboa para o terreno tipo B, foi realizada uma análise sísmica aos 3 modelos em estudo, sendo que, para este cenário sísmico, o ACI já permite a consideração de sistemas fungiformes como o único elemento sismo-resistente. Verifica-se uma redução pouco significativa dos valores associados às ações sísmicas, como era expectável. Para o modelo E4A, as soluções de armadura permaneceram as mesmas, comparativamente com o dimensionamento realizado para o terreno de tipo C. Relativamente aos modelos E4B e E4C, foram obtidos valores de taxas de armadura longitudinais que rondam os 0,50%, correspondendo a valores usuais em projeto. As soluções das armaduras de punçoamento foram condicionadas pela combinação ELU, demonstrando a maior capacidade destes modelos em atenuar os problemas de punçoamento, provocados pela ação sísmica.

No cenário sísmico do Porto, foi realizada uma análise aos 3 modelos, considerando um terreno tipo D. Visto que nesta análise, estamos na presença de uma intensidade sísmica reduzida, o comportamento das estruturas quando está sujeita às ações do sismo, é bastante consistente, principalmente no controlo do punçoamento. É notória uma diminuição significativa da excentricidade do corte nos 3 modelos para as combinações sísmicas, comparativamente com os cenários sísmicos de Lisboa, o que leva ao dimensionamento das armaduras de punçoamento ser condicionado pelas cargas verticais da combinação ELU. Perante este cenário sísmico, apesar dos modelos E4B e E4C demonstrarem ser

melhores alternativas estruturais, o modelo E4A também apresenta ser uma boa solução na resposta ao sismo.

5

CONCLUSÕES

5.1 CONCLUSÕES GERAIS

No decorrer deste trabalho foi discutido o dimensionamento de edifícios composto por lajes fungiformes como único elemento estrutural resistente ao sismo, através da aplicação dos conceitos presentes nos Eurocódigos e da regulamentação americana.

A dificuldade inicial, surgiu na metodologia a utilizar na avaliação e dimensionamento da estrutura, visto que o EC8 não dispõe de requisitos para a sua concepção. Ainda assim, recorrendo à elaboração de analogias dos critérios presentes no EC2 e no EC8, foi possível definir uma estratégia de avaliação dos esforços de flexão. Os esforços provenientes das cargas verticais, foram avaliados através de uma analogia do método dos pórticos equivalentes, presente no Anexo I do EC2. Para a avaliação dos esforços provenientes das ações sísmicas, foi elaborada uma analogia das disposições presentes no EC8, correspondente da verificação de um pilar sísmico primário, ligado a uma viga de secção em T. O método de avaliação dos esforços de punçoamento foi baseado no modelo de punçoamento descrito no EC2, referente a um pilar interior. Visto que nos Estados Unidos da América é permitida a utilização deste sistema estrutural como sistema resistente ao sismo, foram apresentadas as verificações e disposições presentes nos códigos americanos, associados a sistemas fungiformes. Concluiu-se que, algumas das verificações não vão de acordo com o método de avaliação preconizado pela normas europeias, não sendo possível realizar uma comparação direta.

Foram então concebidos 3 modelos de estudo, com o propósito de perceber se, a resposta da estrutura às ações sísmicas poderia ser melhorada com a introdução de novos elementos nos pavimentos das lajes, como capiteis na zona dos pilares ou bandas maciças nos alinhamentos dos pilares. Inicialmente, foi realizada uma análise dinâmica das estruturas, independente da ação do sismo, concluindo-se que os 3 modelos apresentam resultados bastante similares entre si. Alertou-se ainda, para o facto da estrutura ser composta por mais um vão na direção X do que na direção Y, originando uma ligeira diferença entre as frequências dos dois primeiros modos de translação.

Posteriormente, foi realizada uma análise sísmica aos 3 modelos em estudo, considerando duas classes de terreno distintas na região de Lisboa, e outra classe de terreno no Porto. Na análise realizada para o cenário sísmico de Lisboa, no terreno de tipo C do EC8, foi apenas considerado o modelo E4A como modelo de avaliação. Através dos resultados obtidos, foi possível entender as dificuldades que a estrutura apresenta quando está sujeita às ações do sismo, nomeadamente a dificuldade no controlo do punçoamento. Após a realização do dimensionamento, foram então aplicadas as normas que o ACI apresenta para a modelação deste sistema. As condições de segurança foram facilmente verificadas, devido ao facto do ACI optar por parcelar o momento transferido entre a laje e o pilar, através da flexão e do corte, tornando o dimensionamento menos condicionante. O critério proposto pelo ACI no controlo

do punçoamento, veio demonstrar o que o modelo E4A trata-se de um modelo pouco viável de execução, devido aos *drifts* provocados na estrutura. Por fim, após a realização do enquadramento da ação sísmica do EC8 com a ação sísmica do ASCE/SEI 7-10 concluiu-se que, perante o cenário sísmico de Lisboa para um terreno do tipo C, o ACI não permitia a utilização deste edifício como único elemento estrutural resistente ao sismo, devido a encontrar-se sobre uma intensidade sísmica elevada.

Na análise sísmica realizada em Lisboa, no terreno do tipo B, foram avaliados os 3 modelos em estudo. Visto que foi considerado a mesma intensidade sísmica que a anterior, tendo sido alterado apenas a classe do terreno, houve uma alteração pouco significativa no comportamento sísmico das estruturas. A maior diferença nesta análise, surge no dimensionamento dos modelos E4B e E4C que, sendo dimensionados para a espessura correspondente do capitel, apresentam um melhor controlo do punçoamento, comparado com o modelo E4A.

Na análise sísmica no Porto, foi considerado o terreno do tipo D, para a avaliação dos 3 modelos. Esta alteração de intensidade sísmica, resultou numa diminuição da preponderância que a ação do sismo vinha a evidenciar, no dimensionamento da estrutura. Os 3 modelos revelaram uma boa capacidade para resistir às ações sísmicas, sendo a combinação ELU a combinação condicionante ao dimensionamento. Contudo os modelos E4B e E4C apresentam um melhor controlo do punçoamento, demonstrando serem boas alternativas ao modelo E4A.

Por fim é possível concluir que, a utilização de estruturas constituídas por sistemas fungiformes como único sistema sismo-resistente é viável e aceitável em zonas de menor intensidade sísmica, como é o caso da zona do Porto. A inclusão de capiteis mais espessos na zona de ligação aos pilares é claramente favorável, reduzindo os efeitos do punçoamento. Para zonas sísmicas mais intensas, como por exemplo em Lisboa, estes sistemas, sem paredes de contraventamento não são adequados, apresentando maiores fragilidades no que diz respeito ao punçoamento. No entanto, poderão ainda ser viáveis em condições de terreno mais favoráveis e com a inclusão de capiteis mais espessos.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Cumpridos os objetivos definidos neste trabalho, seguem-se as seguintes sugestões para desenvolvimentos futuros:

- Analisar a resposta sísmica das estruturas analisadas com modelos mais detalhados incluindo o comportamento não linear material;
- Analisar outras estruturas com diferentes vãos e pilares mais robustos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI COMMITTEE 318 (2014) - ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills: American Concrete Institute.

ASCE (2010) - Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10. Reston: American Society of Civil Engineers.

COMPUTER AND STRUCTURES, Inc - SAP2000 Ultimate 19 - Structural Analysis Program.

Eurocódigo 8. (Março de 2010). Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios

Eurocódigo 2. (Abril de 2004). Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

Hueste, Beth D., et al. *Seismic Design Criteria for Slab-Column Connections*. no. July, 2007.

Martins, J. (Junho de 2018). *Estudo do Comportamento Sísmico de Edifícios Correntes de Betão Armado com Sistemas de Lajes Fungiformes e Paredes de Contraventamento*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Paulino, M. (Julho de 2011). *Aplicação do EC8 ao Dimensionamento Sísmico de Edifícios de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP.