

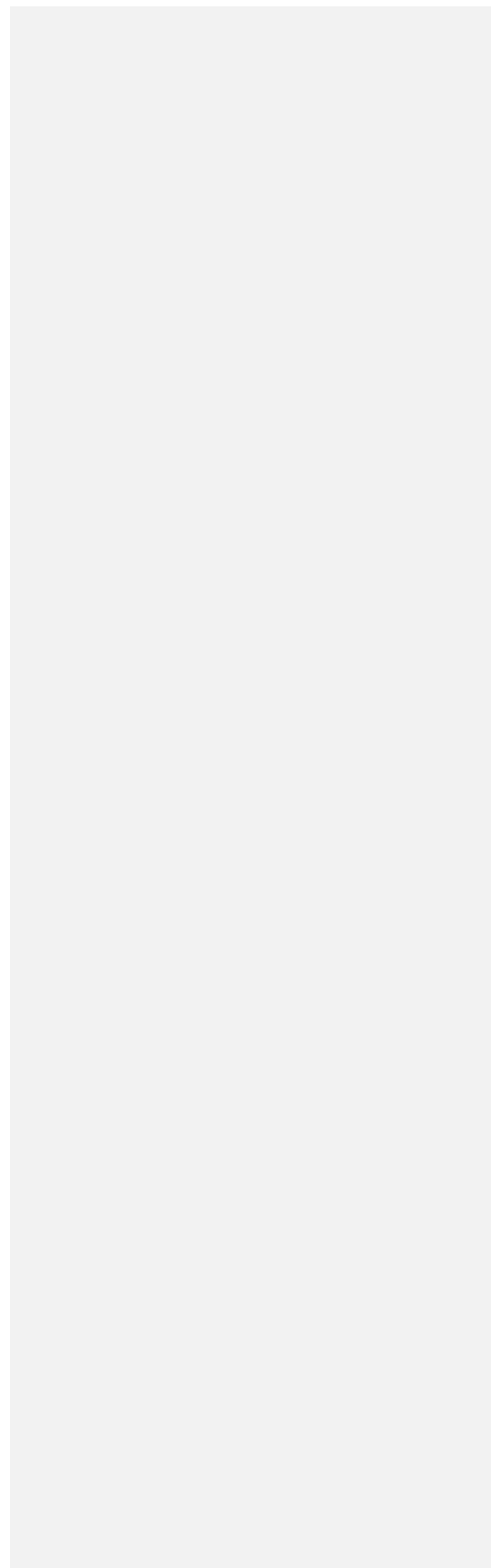
Análise de Vulnerabilidade Sísmica de um Edifício Escolar de Betão Armado

JOSÉ RUI REBELO DE MACEDO AMORIM ALVES

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

Orientador: Doutor José Filipe Miranda Melo

JUNHO 2025



Aos meus Pais,

*A vida é luta renhida,
que aos fracos abate,
e aos fortes, só faz exaltar.*

Gonçalves Dias.

AGRADECIMENTOS

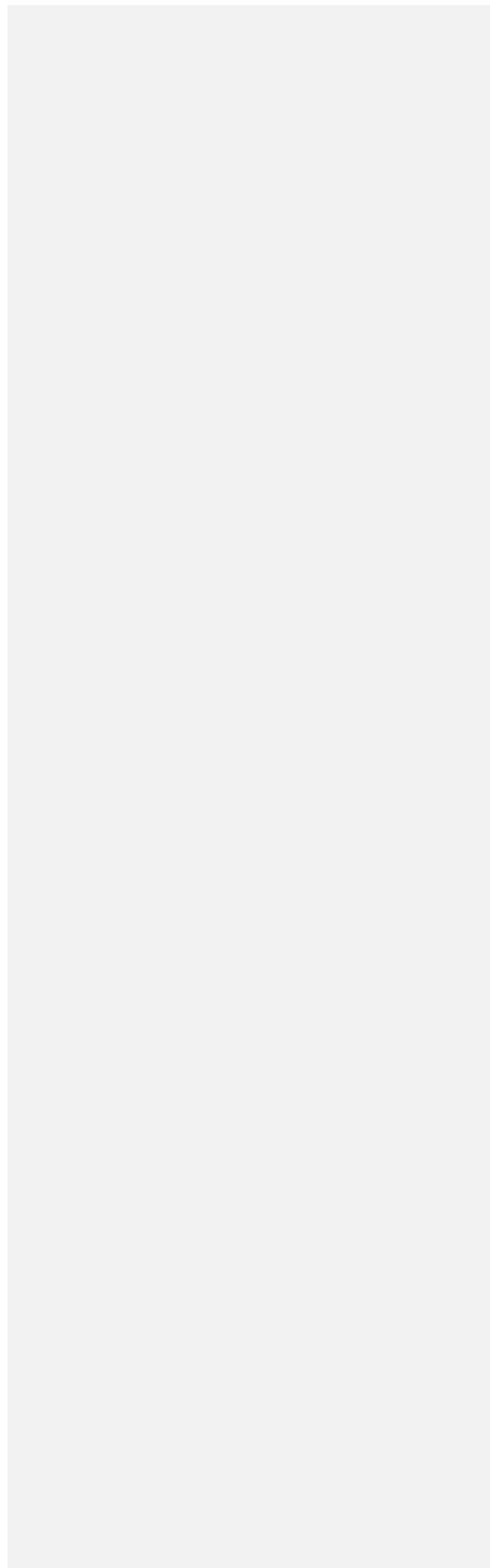
Um agradecimento muito especial ao meu orientador, José Melo, por todo o tempo e dedicação que me concedeu, proporcionando-me o melhor acompanhamento possível ao longo deste trabalho, sempre com grande disponibilidade, paciência e rigor.

Um agradecimento muito especial à empresa A400, que foi crucial em todo este processo. Desde o primeiro dia fui muito bem acolhido e senti-me em casa, contando sempre com a disponibilidade e apoio de todos. Em particular, ao José Lopes, diretor do departamento de estruturas, por ter aceite a minha candidatura e por ter organizado o trabalho realizado, e ao Nuno Inácio, que me acompanhou mais de perto e cuja orientação me ajudou a encontrar soluções de forma refletida e autónoma.

Um agradecimento muito especial aos meus pais, pelo apoio e forte incentivo ao longo de todo o curso. Sem eles, este caminho não teria sido possível trilhar com a mesma confiança e determinação.

Por fim, agradeço a todos os que fizeram parte do meu percurso durante estes anos na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, desde professores e colegas a grandes amigos, que, sem dúvida, enriqueceram esta experiência e contribuíram para o meu crescimento pessoal e académico.

Este foi financiado por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC), no âmbito do projeto 2022.05721.PTDC com DOI 10.54499/2022.05721.PTDC (<https://doi.org/10.54499/2022.05721.PTDC>) e por Financiamento - UID/04708 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, I.P./ MCTES, através de fundos nacionais.



RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo a avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício existente em betão armado, representativo de uma tipologia comum no parque edificado português. A análise enquadra-se no âmbito das exigências do Eurocódigo 8, em particular da Parte 3, dedicada à avaliação e reabilitação sísmica de edifícios existentes. O edifício escolhido corresponde a um bloco de salas de aula de uma escola localizada no distrito da Guarda, cuja construção data de um período anterior à aplicação das normas modernas de dimensionamento sísmico.

A estratégia seguida no desenvolvimento do trabalho assentou numa abordagem faseada e sistemática. Numa primeira fase, foi efetuado o levantamento e caracterização do edifício, incluindo a geometria, materiais e sistema estrutural, com base na documentação disponível e em informações recolhidas em campo. Esta etapa permitiu definir o nível de conhecimento da estrutura e identificar as principais incertezas associadas ao modelo.

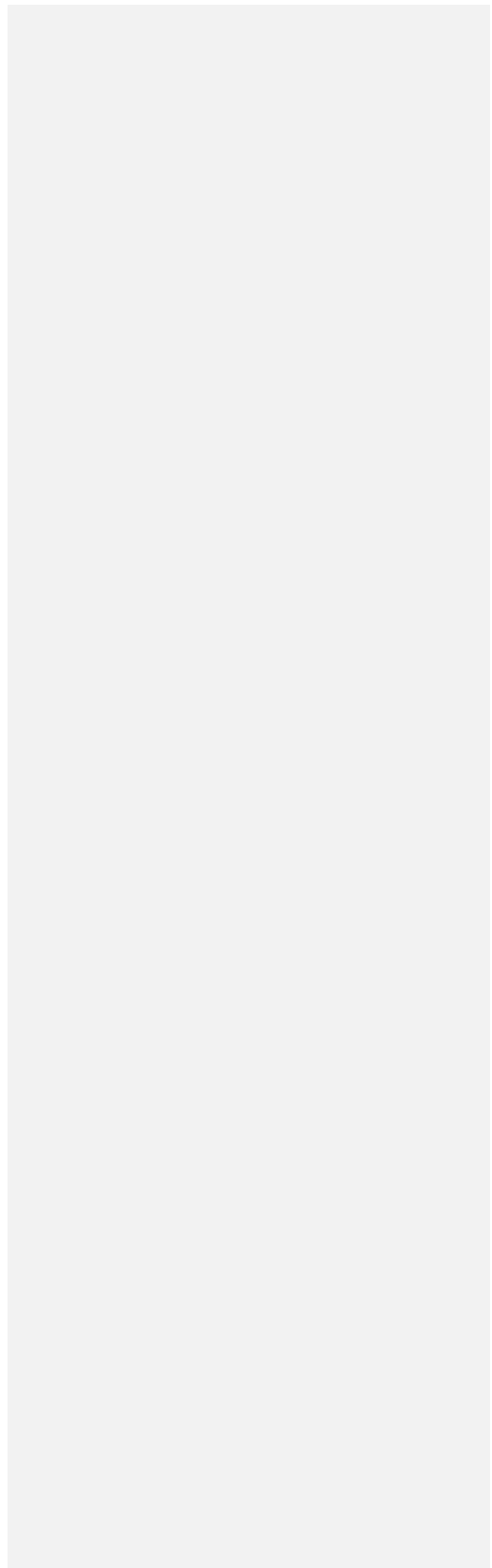
Seguiu-se a modelação numérica da estrutura em dois softwares como o SeismoStruct, especializado em análise sísmica não linear, e ETABS, amplamente utilizado na prática corrente de engenharia estrutural. A análise sísmica foi realizada através do método *pushover*, adotando as diretivas do Eurocódigo 8 e recorrendo ao método N2 para a determinação do deslocamento alvo. Este método combinou a análise estática não linear com a avaliação das exigências sísmicas através do espectro de resposta.

Os modelos incluíram a representação dos elementos estruturais principais, com consideração da não linearidade dos materiais e do comportamento plástico previsto nas extremidades dos elementos. As ações sísmicas foram definidas com base no anexo nacional do Eurocódigo 8, tendo em conta a localização e classe de importância do edifício escolar.

A análise dos resultados permitiu identificar o comportamento global da estrutura sob a ação sísmica e os mecanismos de colapso mais prováveis.

Em conclusão, o trabalho atingiu os objetivos propostos, permitindo caracterizar a vulnerabilidade sísmica do edifício e fornecer subsídios para eventuais intervenções de reabilitação. A metodologia aplicada demonstrou-se eficaz na avaliação do desempenho sísmico de edifícios existentes em betão armado, evidenciando a utilidade do método *pushover* no contexto das verificações exigidas pelo Eurocódigo 8.

PALAVRAS-CHAVE: ANÁLISE SÍSMICA, PUSHOVER, BETÃO ARMADO, EUROCÓDIGO 8, EDIFÍCIO EXISTENTE.



ABSTRACT

This study aims to assess the seismic vulnerability of an existing reinforced concrete building, representative of a common typology in the Portuguese building stock. The analysis follows the requirements of Eurocode 8, particularly Part 3, dedicated to the assessment and retrofitting of existing buildings. The selected case study is a school classroom block located in the district of Guarda, built prior to the implementation of modern seismic design codes.

The strategy adopted for the development of the work was based on a phased and systematic approach. The first phase involved the survey and characterization of the building, including geometry, materials, and structural system, based on available documentation and field information. This stage made it possible to define the level of knowledge of the structure and identify the main uncertainties associated with the model.

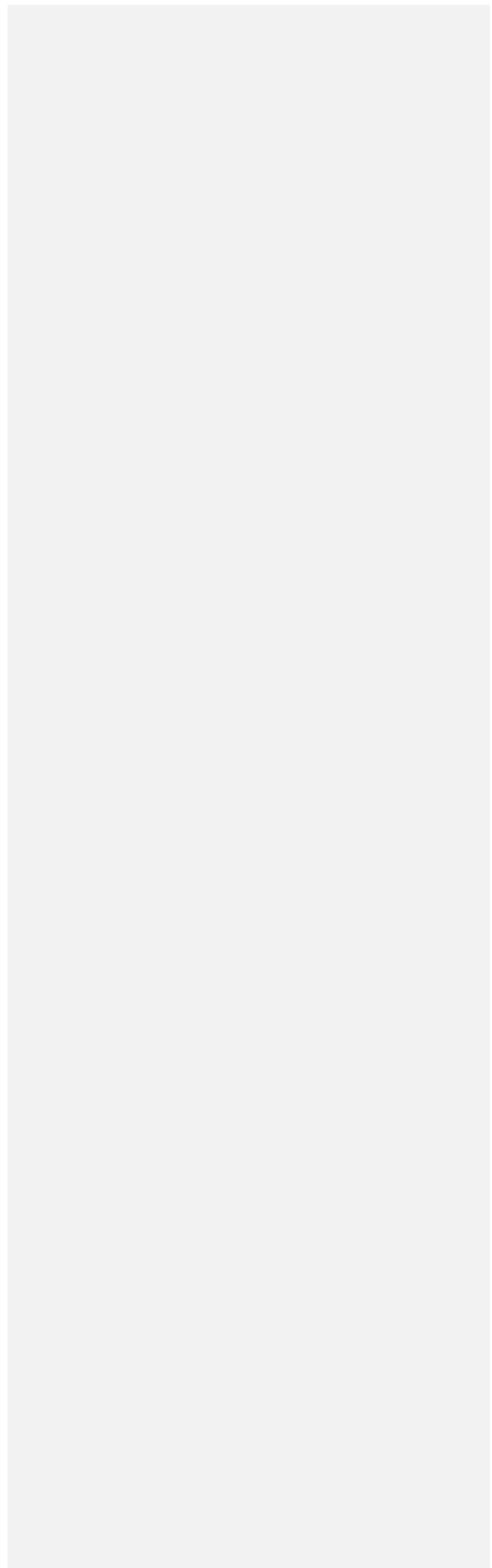
The next step was the numerical modelling of the structure using two different software packages like the SeismoStruct, specialized in nonlinear seismic analysis, and ETABS, widely used in structural engineering practice. The seismic analysis was carried out through the *pushover* method, in accordance with the guidelines of Eurocode 8, applying the N2 method to determine the target displacement. This method combined nonlinear static analysis with seismic demand evaluation using the response spectrum.

The models included the detailed representation of the main structural elements, considering material nonlinearity and the plastic behaviour expected at the ends of elements. Seismic actions were defined based on the national annex of Eurocode 8, considering the location and importance class of the school building.

The results analysis allowed the identification of the global behaviour of the structure under seismic action and the most probable collapse mechanisms.

In conclusion, the work achieved its objectives by characterizing the seismic vulnerability of the building and providing guidance for possible retrofit interventions. The applied methodology proved effective in evaluating the seismic performance of existing reinforced concrete buildings, highlighting the usefulness of the *pushover* method within the verification framework of Eurocode 8.

KEYWORDS: SEISMIC ANALYSIS, PUSHOVER, REINFORCED CONCRETE, EUROCODE 8, EXISTING BUILDING.



INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Âmbito do Trabalho.....	1
1.2. Objetivos.....	1
1.3. Organização do Documento	2
ENQUADRAMENTO TEÓRICO.....	3
2.1. Eurocódigos Estruturais	3
2.1.1. Contextualização.....	3
2.1.2. Área de intervenção de cada Eurocódigo.....	4
2.1.3. Desenvolvimentos dos Eurocódigos – 2ª geração	7
2.2. Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos	8
2.3. EC8 Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios	8
2.3.1. Objetivo e campo de aplicação.....	8
2.3.2. Estados limite	9
2.3.3. Níveis de conhecimento	10
2.3.4. Métodos de análise.....	12
2.3.4.1 Análise por forças laterais (linear)	12
2.3.4.2 Análise modal por espectro de resposta	12
2.3.4.3. Análise estática não linear (<i>Pushover</i>)	13
2.3.4.4 Análise dinâmica temporal não linear	14
2.3.5. Abordagem de análise do método “ <i>pushover</i> ” segundo o EC8.....	14
2.3.7 Verificação de segurança	21
CASO DE ESTUDO	25
3.1. Introdução	25
3.2. Enquadramento Geral	25

3.2.1 Classe de importância.....	26
3.2.1. Descrição arquitetónica	26
3.2.2. Caracterização estrutural	28
3.2.2.1. Pilares.....	28
3.2.2.2. Vigas	29
3.2.2.3. Paredes	29
3.2.2.4. Lajes.....	30
3.2.2.5. Materiais	30
3.2.2.6. Definição das ações atuantes e combinação de ações	31
3.2.2.7. Regularidade estrutural.....	32
3.2.2.8. Sistema estrutural.....	35
MODELAÇÃO E RESULTADOS DA ANÁLISE <i>PUSHOVER</i>.....	37
4.1. Introdução	37
4.2. Espectro de resposta elástica.....	37
4.3. SeismoStruct	40
4.4. Modelação no SeismoStruct	40
4.4.1. Modelação dos elementos	41
4.4.1.1. Fundações.....	41
4.4.1.2. Pilares e vigas	41
4.4.1.3. Lajes paredes e escadas	41
4.4.2. Materiais	41
4.4.2.1. Betão	41
4.4.2.2. Aço.....	42
4.4.3. Armaduras.....	42

4.4.4. Modelo do edifício.....	43
4.4.5. Apresentação dos resultados	43
4.4.5.1. Análise modal.....	44
4.4.5.2. Curvas de capacidade	44
4.4.5.3. Deslocamento-alvo	46
4.4.5.4. Rótulas plásticas	48
4.4.5.5. Deslocamento relativo entre pisos (<i>Drift</i>).....	52
4.4.5.6. Verificação da interação entre estruturas	55
4.5. ETABS	57
4.6. Modelação no ETABS	57
4.6.1. Modelação dos elementos	57
4.6.1.1. Fundações.....	57
4.6.1.2. Pilares e vigas	58
4.6.1.4. Rótulas plásticas	58
4.6.2. Materiais	59
4.6.2.1. Betão	59
4.6.2.2. Aço.....	59
4.6.3. Armaduras.....	59
4.6.4. Modelo do edifício.....	60
4.6.5. Apresentação dos resultados	60
4.6.5.1. Análise modal.....	60
4.6.5.1. Curvas de capacidade	61
4.6.5.2. Rótulas plásticas	63
4.6.5.3. Deslocamento relativo entre pisos (<i>Drift</i>).....	63

4.6.5.4. Verificação da interação entre estruturas	65
4.7. Comparação de resultados SeismoStruct vs ETABS	65
4.8. Análise do desempenho sísmico da estrutura na direção X	67
4.8.1. Deslocamento esperado	67
4.8.1.1. Considerações finais	68
4.8.2. Mecanismos de colapso	69
4.8.2.1. Considerações finais	70
4.9. Análise do desempenho sísmico da estrutura na direção Y	70
4.9.1. Deslocamento esperado	70
4.9.1.1. Considerações finais	71
4.9.2. Mecanismos de colapso	72
4.10. Comparação da reposta estrutural nas direções X e Y	73
4.10.1. Períodos modais	73
4.10.2. Massa modal e fator de participação modal	74
4.10.3. Deslocamento-alvo e estados limite	74
4.10.4. Conclusão comparativa	75
CONSIDERAÇÕES FINAIS	77
5.1. Conclusões	77
5.2. Desenvolvimentos futuros	78
Referências bibliográficas	79

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Evolução dos Eurocódigos.	4
Figura 2 - Organização dos Eurocódigos [3].	7
Figura 3 - Espectro de resposta elástico com amortecimento de 5%, no formato aceleração-período e no formato aceleração-deslocamento respetivamente [13]	15
Figura 4 - Espectro de resposta inelástico no formato ADRS para μ constantes.	16
Figura 5 - Esquema da passagem de um sistema MDOF em SDOF, [14]	17
Figura 6 - Relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica (adaptada do EC8[9]).	18
Figura 7 - Curva do deslocamento-alvo para estruturas de período curto (EC8[9]).	20
Figura 8 - Curva do deslocamento-alvo para estruturas de períodos médios e longos (EC8[9]).	21
Figura 9 – Localização do distrito da Guarda.	25
Figura 10 - Fachada do bloco de sala de aulas.	27
Figura 11 - Planta estrutural das fundações.	28
Figura 12 - Planta estrutural do piso 1.	28
Figura 13 - Planta estrutural do piso 2.	28
Figura 14 - Planta estrutural do piso 3.	28
Figura 15 - Planta de piso com destaque nas paredes.	30
Figura 16 - Vista de topo do edifício e distinção dos blocos.	33
Figura 17 - Espectro de resposta elástica de tipo 1.	39
Figura 18 - Espectro de resposta elástica de tipo 2.	40
Figura 19 - Secção transversal de um pilar da estrutura.	43
Figura 20 - Modelo do edifício no SeismoStruct.	43
Figura 21 - Curva capacidade da estrutura completa e respetivos estados limite.	45
Figura 22 - Curva de capacidade real e idealizada e respetivos estados limite para um sismo de direção X.	46

Figura 23 - Curva de capacidade real e idealizada e respetivos estados limite para um sismo de direção Y.	48
Figura 24 - Aparecimento das primeiras rótulas plásticas e o último fator de carregamento.	49
Figura 25 - Aparecimento das primeiras rótulas plásticas e o último fator de carregamento.	51
Figura 26 - Secção transversal de um pilar da estrutura (ETABS).	Erro! Marcador não definido.
Figura 27 - Modelo do edifício no ETABS.	Erro! Marcador não definido.
Figura 28 - Curva de capacidade da estrutura face ao sismo na direção X.	62
Figura 29 - Curva de capacidade da estrutura face ao sismo na direção Y.	62
Figura 30 - Propriedades das rótulas plásticas de controlo.	63
Figura 31 - Deslocamento alvo do bloco II.	69
Figura 32 - Deslocamento-alvo bloco IV.	72

INDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Coeficientes de confiança.	11
Quadro 2 - Classes de importância.....	26
Quadro 3 – Dimensão dos pilares.	29
Quadro 4 – Posição do centro de gravidade, rigidez e a excentricidade do bloco I.	34
Quadro 5 - Posição do centro de gravidade, rigidez e a excentricidade do bloco IV.....	34
Quadro 6 - Coeficientes multiplicativos para os estados limite.	37
Quadro 7 - Valores característicos do espectro de resposta elástica.	39
Quadro 8 - Características de resistência e de deformação do betão C20/25.....	42
Quadro 9 - Valores característicos dos modos de vibração mais relevantes de cada bloco.	44
Quadro 10 - Variáveis de cada bloco para a determinação do deslocamento-alvo, direção X.	47
Quadro 11 - Variáveis de cada bloco para a determinação do deslocamento-alvo, direção Y.	47
Quadro 12 - Número de rótulas plásticas para diferentes fases de carregamento (direção X).....	50
Quadro 13 - Número de rótulas plásticas para diferentes fases de carregamento (direção Y).....	52
Quadro 14 - Determinação e comparação do <i>drift</i> obtido na direção X com limite do EC8.	54
Quadro 15 -Determinação e comparação do <i>drift</i> obtido na direção Y com limite do EC8.	55
Quadro 16 - Deslocamentos dos blocos na direção y num sismo de direção x.....	56
Quadro 17 - Deslocamentos dos blocos na direção y num sismo de direção y.....	56
Quadro 18 - Valores característicos do 1º modo de vibração de cada bloco para as direções x e y (ETABS).	61
Quadro 19 - Determinação e comparação do <i>drift</i> obtido com limite do EC8.....	64
Quadro 20 - Determinação e comparação do <i>drift</i> obtido com limite do EC8.....	64
Quadro 21 - Deslocamentos dos blocos na direção y num sismo de direção x.....	65
Quadro 22 - Deslocamentos dos blocos na direção y num sismo de direção y.....	65
Quadro 23 – Diferença de período para cada bloco para as duas direções analisadas.	73

Quadro 24 – Comparação de participações modais. 74

Quadro 25 - Comparação de deslocamento-alvo face a SD..... 74

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO TRABALHO

Os sismos são fenómenos naturais resultantes da libertação súbita de energia acumulada nas placas tectónicas, provocando vibrações no solo que podem afetar significativamente as estruturas. A imprevisibilidade e o potencial destrutivo destes eventos tornam essencial o desenvolvimento de metodologias de análise e dimensionamento sísmico. A engenharia sísmica assume, assim, um papel crucial na segurança e resiliência das estruturas, visando minimizar riscos para as populações e reduzir danos económicos e sociais.

Neste contexto, a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios existentes em betão armado reveste-se de particular importância, sobretudo quando se trata de construções anteriores à implementação dos regulamentos sísmicos atualmente em vigor. A análise de estruturas que não foram projetadas com base em critérios sísmicos modernos é essencial para identificar fragilidades e apoiar decisões de reforço ou reabilitação.

1.2. OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é avaliar a vulnerabilidade sísmica de um edifício existente em betão armado, da década de 70, representativo de uma tipologia estrutural comum no parque edificado nacional. Através da modelação numérica e da aplicação do método de análise estática não linear (*pushover*), procura-se compreender o comportamento sísmico da estrutura, identificando as suas fragilidades principais e os mecanismos de colapso mais prováveis.

A análise baseia-se em informações reais da estrutura, incluindo características geométricas, propriedades dos materiais e condições de uso, de forma a garantir uma representação fiável do edifício. Com o método *pushover*, é possível estimar a capacidade resistente da estrutura e relacioná-la com as exigências sísmicas definidas pela regulamentação em vigor, permitindo assim a avaliação do nível de segurança sísmica atualmente oferecido pelo edifício.

Este estudo tem ainda como objetivo contribuir para a reflexão sobre a necessidade de reabilitação sísmica do edificado existente, especialmente aquele construído antes da entrada em vigor das normas modernas de dimensionamento sísmico. Os resultados obtidos podem apoiar decisões técnicas e

estratégicas no contexto da redução da vulnerabilidade sísmica, tanto para esta estrutura em particular como para outras de tipologia semelhante.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO

A presente dissertação está dividida em cinco capítulos. Este primeiro capítulo descreve os objetivos da dissertação e como esta está estruturada.

No segundo capítulo, é feita uma revisão de literatura acerca do enquadramento dos demais Eurocódigos com ênfase nos pressupostos e diretivas estabelecidos no Eurocódigo 8 parte 3, que se foca na análise sísmica de edifícios existentes. Relativamente a este tema foi feito um resumo bibliográfico acerca do método *pushover* de modo a entender os pressupostos utilizados nos softwares de cálculo de estruturas, para obter os resultados.

No terceiro capítulo, é apresentado o caso de estudo definindo-se todas as suas características no que respeita à geometria, estrutura, tipo de utilização, localização, materiais e ações atuantes. Ficando uma descrição completa da estrutura que foi modelada e da qual vão surgir os resultados.

No quarto capítulo, são introduzidas as ferramentas utilizadas para a análise sísmica, são descritos os pressupostos e simplificações efetuados na modelação da estrutura seguidos da apresentação e respetiva análise aos resultados obtidos.

No quinto e último capítulo, são discutidos os resultados e apresentadas as conclusões obtidas da realização deste estudo sendo ainda propostos desenvolvimentos para o futuro considerados relevantes para trabalhos relacionados com este tema.

Comentado [JR1]: Posso introduzi-lo assim?

2

ENQUADRAMENTO TEÓRICO

2.1. EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS

2.1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Os Eurocódigos estruturais são um conjunto de Normas Europeias (EN) que estabelecem diretrizes para o projeto de edifícios e outras obras de engenharia civil, abrangendo diferentes materiais de construção. Nos últimos anos, a informação sobre os Eurocódigos tem crescido significativamente, especialmente desde que a maioria dessas Normas Europeias se tornou amplamente disponível. Paralelamente, têm-se intensificado as ações de divulgação, tanto na união europeia quanto fora dela, além da publicação de diversos materiais sobre o tema e do desenvolvimento de softwares para apoiar a sua aplicação. O Comité Europeu de Normalização (CEN) é a entidade responsável pela publicação das normas europeias que foram lançadas entre 2002 e 2007. Estas normas abordam os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade das estruturas.

Compete ao Instituto Português da Qualidade (IPQ), que reconhece outras entidades para a elaboração dos trabalhos, relativamente às normas publicadas pelo Comité Europeu de Normalização (CEN), de elaborar e publicar Normas Portuguesas assim como os seus respetivos Anexos Nacionais, que adaptam para Portugal as Normas Europeias relacionadas com os Eurocódigos estruturais repartido em 58 normas europeias.

Entre 1971 e 1976 a diretiva relativa aos contratos públicos nomeou um comité encarregue de examinar a viabilidade de desenvolver um conjunto comum, europeu, de documentos técnicos que visasse a conceção de uma alargada gama de obras de construção. Depois, até 1989, sob a autoridade da comissão europeia, foi iniciada a elaboração do primeiro conjunto de documentos técnicos, conhecidos hoje como Eurocódigos Estruturais. Durante este período, ocorreu um inquérito internacional que contribuiu para a definição do enquadramento, a diretiva relativa aos produtos de construção (CPD) introduzida para regular as normas de construção em toda a Europa. Estas instituições e responsabilidades foram em 1989 transferidas para o Comité Europeu de Normalização (CEN). No período de 1990 a 1997, o CEN, converteu os primeiros Eurocódigos em normas europeias provisórias (ENV) que, entre 1998 e 2006, foram convertidas em normas europeias (EN). Em 2007 foram concluídas as publicações dos Eurocódigos e têm sido desde então revistos e corrigidos quando necessário. Está inclusive em curso a elaboração de uma 2ª geração de Eurocódigos que visa facilitar o seu uso e acrescentar documentos que tratem de materiais que não sejam já tratados nos Eurocódigos existentes. A organização histórica e o desenvolvimento dos Eurocódigos Estruturais apresentado neste capítulo teve o seguimento das leituras de Calgaro [1] e Taylor [2]. A Figura 1 apresenta o cronograma de desenvolvimento dos Eurocódigos.

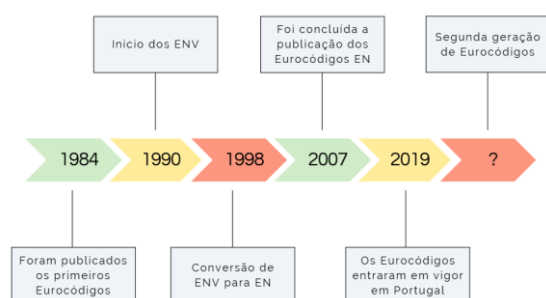


Figura 1 - Evolução dos Eurocódigos.

2.1.2. ÁREA DE INTERVENÇÃO DE CADA EUROCÓDIGO

EN 1990 – Eurocódigo: Bases para o projeto de estruturas

É a norma europeia que estabelece os princípios gerais para o projeto estrutural dentro do conjunto dos Eurocódigos Estruturais. Serve como base para todos os outros Eurocódigos e foi publicado em 2002 entrando em vigor em Portugal no ano de 2009.

EN 1991 – Eurocódigo 1: Ações em estruturas

Esta norma estabelece as diretrizes para a definição das cargas e ações que devem ser consideradas no projeto estrutural. O EC1 é suposto ser utilizado em conjunto com os eurocódigos desde o 2 ao 9, para o dimensionamento de edifícios e outras obras de engenharia civil.

Está dividido em 10 partes, em que as primeiras versões foram sendo publicadas entre 2002 e 2006 sendo aplicadas no território nacional a partir de 2009. Pode-se compreender uma subdivisão em 4 partes, sendo a primeira relativa a ações e cargas tais como densidade, peso-próprio, cargas impostas, fogo, neve vento, variações de temperatura, cargas durante a execução e ações acidentais. As restantes 3 subpartes tratam carga relativa ao tráfego em pontes, ações de gruas e máquinas e ações em silos e cisternas.

EN 1992 – Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão

Neste documento estão definidas as regras para o dimensionamento e verificação de estruturas de betão armado e pré-esforçado. Contém os princípios e exigências para a segurança e facilidade de utilização das estruturas, em que a base do dimensionamento e verificação são dados no EN 1990.

O EC2 divide-se em 4 partes relativas aos requisitos de resistência, operacionalidade, durabilidade e resistência ao fogo de estruturas de betão. Foi em 2004 que a norma europeia publicou a primeira parte sendo que em Portugal a sua utilização data o ano de 2010.

EN 1993 – Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço

O EC3 aplica-se ao dimensionamento de estruturas metálicas e ao cumprimento das sua segurança e utilização, tendo na sua base de dimensionamento o EN 1990.

Devido à complexidade das estruturas metálicas, tendo de cobrir juntas aparafusadas e soldadas como também a possível esbelteza dos elementos, este eurocódigo é o mais compartimentado, estando dividido em 20 partes que cumprem requisitos de dimensionamento para o fogo, pontes, edifícios, tanques, silos, condutas, estacas, estruturas suportadas por gruas, torres e mastros, chaminés, etc. Em 2005 a norma europeia publicou a primeira norma relativa a este código, sendo que em Portugal começou a ser aplicada em 2010.

EN 1994 – Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas aço-betão

Neste documento estão compreendidas regras para o dimensionamento de estruturas mistas que combinam elementos de aço e betão para aumentar a resistência e eficiência estrutural. Contém os princípios e exigências para a segurança e facilidade de utilização das estruturas, em que a base do dimensionamento e verificação são dados no EN 1990.

O EC4 destina-se a cumprir os requisitos de resistência, utilização, durabilidade e resistência ao fogo de estruturas mistas, essas regras estão divididas em 3 partes em que a primeira foi redigida em 2004 enquanto a primeira norma portuguesa foi publicada em (2005 ou 2011).

EN 1995 – Eurocódigo 5: Projeto de estruturas de madeira

Este eurocódigo aplica-se para o dimensionamento de estruturas de madeira ou painéis derivados de madeira unidos entre si por adesivos ou fixadores mecânicos.

As 3 partes do EC5 foram publicadas em 2005 e redigidas em Portugal em 2022.

EN 1996 – Eurocódigo 6: Projeto de estruturas de alvenaria

É a norma que define as regras para o dimensionamento de estruturas de alvenaria, incluindo partes de alvenaria não armada, armada, pré-esforçada e confinada. Define também a necessidade na qualidade dos materiais de construção e os produtos que devem ser usados bem como o nível da mão de obra no local necessário para cumprir com os requisitos das regras de dimensionamento.

Divide-se em 4 partes, tendo sido publicada em 2005 e a versão portuguesa em 2015. A norma portuguesa ainda só contém 2 dessas partes.

EN 1997 – Eurocódigo 7: Projeto geotécnico

Neste documento estão estabelecidas as normas para o dimensionamento relativos aos aspetos geotécnicos na conceção de estruturas, garantindo a segurança e estabilidade de fundações, contenções e outros elementos face à interação estrutura-solo.

Está dividido em 2 partes, datada a primeira parte em 2004 com a publicação pela norma portuguesa feita em 2010.

EN 1998 – Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos

O Eurocódigo 8 é uma norma europeia que se aplica ao nível da construção de edifícios e de outras obras de engenharia civil resistentes a sismos com o objetivo de, na ocorrência de um sismo, garantir a segurança das vidas humanas, os danos estruturais são limitados e manter operacionais as estruturas consideradas importantes para a proteção civil.

Na elaboração deste trabalho, visto se tratar de uma análise de vulnerabilidade sísmica, o Eurocódigo que será mais detalhado e explorado neste documento será o Eurocódigo 8, em particular a parte 3.

O Eurocódigo 8, dividido em 6 partes específicas, visa complementar as disposições dispostas nos diferentes Eurocódigos, com normas a serem cumpridas no projeto de estruturas em zonas com relevância sísmica, a norma europeia lançou a primeira parte em 2004, posteriormente redigida pela norma portuguesa em 2022. A parte 3 (NP EN 1998-3:2017) está descrita exaustivamente no subcapítulo seguinte visto tratar da avaliação de edifícios existentes, que vai de encontro ao tema investigado neste trabalho.

EN 1999 – Eurocódigo 9: Projeto de estruturas de alumínio

O EC9 é aplicado ao dimensionamento de edifícios e outras obras de engenharia civil e estruturas em alumínio. Está alinhado com os princípios e requisitos para garantir a segurança e a funcionalidade das estruturas, bem como a base para o seu projeto e verificação, conforme estabelecido na presente norma. São abordados os requisitos relativos à resistência, capacidade de utilização, durabilidade e resistência ao fogo das estruturas de alumínio.

A constituição deste eurocódigo é dividida por 5 partes tendo sido todas elas publicadas no ano em que foi concluída a publicação dos eurocódigos como normas europeias, em 2007. A norma portuguesa publicou as três primeiras partes em 2022.

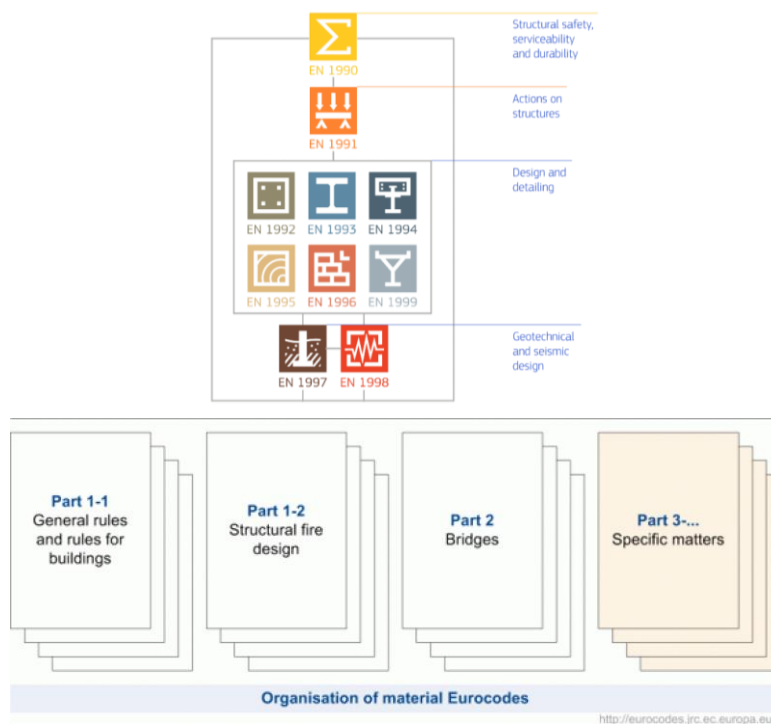


Figura 2 - Organização dos Eurocódigos [3].

2.1.3 DESENVOLVIMENTOS DOS EUROCÓDIGOS – 2ª GERAÇÃO

Em 2010 a comissão europeia emitiu ao CEN um mandato [4] que visava garantir a atualização técnico-científica dos eurocódigos de modo a manter a confiança dos cidadãos e cumprir os objetivos de segurança e de regulação do mercado interno. O CEN enviou uma resposta ao comité que culminou na emissão de um novo mandato [5] que pretende definir o programa de normalização tendo em conta a revisão dos Eurocódigos existentes e amplificação do âmbito dessas normas. Após as conversações, o comité técnico do CEN, em 2013, apresentou um documento, intitulado de *Towards a second generation of EN Eurocodes* [5], com a abordagem prevista de modo a cumprir as exigências propostas pela comissão.

A 2ª geração de Eurocódigos Estruturais tem como intuito responder às seguintes questões:

- Rever a 1ª geração de normas, nomeadamente:

- Maior facilidade de utilização dos Eurocódigos nos cálculos frequentes;
- Mais harmonização, mediante a redução dos Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP) ou da convergência dos valores usados;
- Introduzir requisitos para a avaliação, reutilização e reforço de estruturas existentes;
- Reforçar os requisitos relativos à robustez;
- Desenvolver um novo Eurocódigo relativo ao projeto de estruturas de vidro;
- Avançar com os trabalhos pré-normativos relacionados a estruturas de compósitos de polímero reforçado com fibras (FRP) e a estruturas de membranas tensionadas.

Assim, à data, as 10 normas (EN 1990 a EN 1999) que formam a 2ª geração os eurocódigos estruturais somam um total de 62 partes, a elas acrescem vários relatórios e especificações técnicas (TS), com maior destaque para as que tratam novos materiais, tais como as três partes da TS 19100, referente ao projeto de estruturas de vidro que irá dar origem ao futuro Eurocódigo 10, a TS 19101, associada ao projeto de estruturas de compósitos de polímero reforçado com fibras e a TS 19102, referente ao projeto de estruturas de membranas tensionadas.

Os objetivos para cada país são publicar um documento traduzido e adaptado ou adotar a norma europeia num prazo de seis meses após a data em que foi disponibilizada e retirar as normas nacionais em vigor que entrem em conflito com a norma em questão. De modo a cumprir o programa de normalização elaborado pelo CEN/TC250 para responder ao mandato [5], essa resposta foi devolvida através de um artigo [6] que apresentou algumas datas para a programação de revisão dos Eurocódigos que foi programada em 4 fases sobrepostas de preparação e estima-se que as datas para a publicação das normas nacionais [7] e anulação das que estão em vigor que entrem em conflito com as novas, são, respetivamente, 30 de setembro de 2027 e 30 de março de 2028.

2.2. EUROCÓDIGO 8 – PROJETO DE ESTRUTURAS PARA RESISTÊNCIA AOS SISMOS

Na elaboração deste trabalho, visto se tratar de uma análise de vulnerabilidade sísmica, o Eurocódigo que será mais detalhado e explorado neste documento será o Eurocódigo 8, em particular a parte 3 [8].

O Eurocódigo 8 é uma norma europeia que se aplica ao nível da construção de edifícios e de outras obras de engenharia civil resistentes a sismos com o objetivo de, na ocorrência de um sismo, garantir a segurança das vidas humanas, os danos estruturais são limitados e manter operacionais as estruturas consideradas importantes para a proteção civil.

O Eurocódigo 8, dividido em seis partes específicas, visa complementar as disposições dispostas nos diferentes Eurocódigos, com normas a serem cumpridas no projeto de estruturas em zonas com relevância sísmica. O Eurocódigo 8 parte 3 está descrito exhaustivamente no subcapítulo seguinte.

2.3. EC8 PARTE 3: AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS

2.3.1. OBJETIVO E CAMPO DE APLICAÇÃO

O EC8-3 [8] tem como objetivo definir critérios para avaliar o desempenho sísmico de edifícios existentes, apresentar uma abordagem que permita selecionar as medidas corretivas adequadas e

Comentado [JM2]: A primeira secção deverá dizer o que são os eurocodigos (todos), quando foram redigidos, quando entraram em vigor em PT. Basicamente é um enquadramento historico dos eurocodigos.

Comentado [JM3R2]: Procura na net que váis encontrar fluxogramas com todos os eurocodigos e partes

Comentado [JM4R2]: <https://www.lnec.pt/pt/servicos/normalizacao-e-regulamentacao/normalizacao/ct-115-eurocodigos-estruturais/>

estabelecer critérios de projeto para as intervenções de reabilitação. Esses critérios abrangem o processo de conceção, a análise estrutural, incluindo as ações de intervenção, e o dimensionamento final dos componentes estruturais e das suas ligações aos elementos estruturais já existentes.

A reabilitação envolve tanto o reforço de estruturas não danificadas quanto a reparação e reforço de estruturas danificadas por um sismo. No planeamento de intervenções que visem garantir a resistência da estrutura a ações sísmicas, é igualmente necessário realizar verificações para combinações que incluam ações não sísmicas.

Em conformidade com os requisitos fundamentais da EC8-1 [9], esta norma aborda a avaliação e a reabilitação sísmica de edifícios construídos com materiais amplamente utilizados, como betão, aço e alvenaria. Embora as suas disposições possam ser aplicadas a todos os tipos de edifícios, a avaliação e a reabilitação de monumentos e edifícios históricos frequentemente exigem disposições e abordagens específicas, dependendo da natureza desses monumentos.

As estruturas existentes traduzem o estado do conhecimento disponível à época da sua construção e podem ocultar erros importantes como poderão ter sido sujeitas a sismos anteriores ou outras ações que tenham produzido efeitos desconhecidos. A avaliação estrutural e a possível intervenção nessas estruturas estão, geralmente, sujeitas a um grau de incerteza (nível de conhecimento) que pode ser diferente do projeto de novas estruturas. Por isso, é necessário utilizar diferentes conjuntos de coeficientes de segurança para materiais e estruturas, bem como métodos de análise distintos, dependendo do grau de detalhe e da fiabilidade das informações disponíveis.

2.3.2. ESTADOS LIMITE

A parte 3 do Eurocódigo 8, compreende três estados limites denominados de Colapso Iminente (**NC**), Danos Severos (**SD**) e Limitação de Danos (**DL**). Estes estados limite, nesta ordem, estão caracterizados por nível decrescente de dano na estrutura, em que:

- **Estado limite de colapso iminente (NC)** – A estrutura apresenta danos severos, com reduzidas resistência e rigidez residuais. Apesar dos elementos verticais ainda sejam capazes de suportar cargas verticais, grande parte dos elementos não estruturais colapsaram. Observam-se deslocamentos permanentes significativos, como o nome indica, a estrutura está próxima do colapso e há grande probabilidade de não resistir à ação de outro sismo, ainda que seja de intensidade moderada. O período de retorno previsto no Anexo Nacional para este estado limite é de 975 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos.
- **Estado limite de danos severos (SD)** – São visíveis danos significativos, contudo a estrutura ainda apresenta alguma resistência e rigidez residuais. Os elementos verticais são capazes de suportar cargas verticais e os não estruturais estão danificados, ainda que as divisórias e os elementos de enchimento não tenham sofrido rotura para fora do plano. Os deslocamentos permanentes são moderados e a estrutura é capaz de suportar réplicas do sismo com intensidade moderada. Em princípio, não será viável, economicamente, a reparação da estrutura. O período de retorno previsto no Anexo Nacional, para este estado limite, é de 308 anos com uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos.

- **Estado limite de limitação de dano (DL)** – Neste cenário verificam-se danos ligeiros maioritariamente nos elementos estruturais, embora se mantenham as capacidades resistentes e de rigidez. Nos elementos não estruturais poderão se visualizar fendas sendo que não há preocupações económicas na sua reparação. Não há necessidade de considerar deslocamentos permanentes, logo, a estrutura não requer reparação. O período de retorno previsto no Anexo Nacional, para este estado limite, é de 73 anos com uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos.

É da responsabilidade das autoridades nacionais decidir se se deve proceder à verificação dos três estados limites em conjunto, a dois deles ou a um apenas. A seleção dos estados limites para cada país poderá ser estabelecida no respetivos Anexos Nacional.

2.3.3. NÍVEIS DE CONHECIMENTO

Quando se avalia a resistência aos sismos de estruturas existentes, a informação de base deve ser recolhida através de documentação disponível específica do edifício, fontes de dados genéricos relevantes, trabalhos de campo e o mais comum, medições e ensaios *in situ* e/ou laboratório. A informação de base deve cumprir alguns requisitos relativos, à identificação do sistema estrutural e se está em regularidade com o EC8-1 [9], à identificação do tipo de fundações, às condições de terreno, aos defeitos nos materiais e disposições construtivas inadequadas, aos critérios de cálculo sísmico efetuados no projeto inicial, à utilização atual e/ou futura do edifício, à reavaliação das ações variáveis dada a utilização do edifício e à natureza e extensão dos danos que existem e os anteriores da estrutura e possíveis reparações efetuadas.

Consoante a qualidade e quantidade desta informação recolhida, deve-se adotar tipos de análise e valores para os coeficientes de confiança distintos. De modo a escolher o tipo de análise admissível e os valores apropriados dos coeficientes de confiança, o código define três níveis de conhecimento, sendo eles:

- KL1 – Conhecimento limitado
- KL2 – Conhecimento normal
- KL3 – Conhecimento integral

Que são determinados dependendo da geometria, disposições construtivas e materiais da estrutura. A relação entre os níveis de conhecimento, os métodos de análise aplicáveis e os coeficientes de confiança está ilustrada no Quadro 1 (Quadro 3.1 do EC8-3 [8]).

Quadro 1 - Coeficientes de confiança.

Nível de Conhecimento	Geometria	Disposições Construtivas	Materiais	Análise	CF
KL1		Projeto simulado de acordo com a prática de origem e a partir de uma inspeção in situ limitada	Valores por defeito de acordo com as normas em vigor à data da construção e a partir de ensaios in situ limitados	LF-MRS (coeficiente q)	1,35
KL2	A partir dos desenhos de dimensionamento geral do projeto e de uma inspeção visual de uma amostragem ou a	A partir dos desenhos de pormenor de origem incompletos com uma inspeção in situ limitada ou a partir de uma inspeção in situ alargada	A partir das especificações do projeto de origem com ensaios in situ limitados ou a partir de ensaios in situ alargados	Todas as análises	1,20
KL3	partir de uma inspeção integral	A partir dos desenhos de pormenor de origem com uma inspeção in situ limitada ou a partir de uma inspeção in situ completa	A partir dos relatórios de ensaios de origem com ensaios in situ limitados ou a partir de ensaios in situ completos	Todas as análises	1,00

Os coeficientes de segurança entram quando se quer determinar as propriedades dos materiais que entram no cálculo da capacidade, na necessidade de compara esta capacidade com as exigências numa verificação de segurança, os valores médios que são obtidos através de ensaios in situ e por outras fontes de informação devem ser divididos pelo coeficiente de confiança apropriado, indicado no Quadro 1.

Relativamente ao cálculo da capacidade em termos de força (resistência) dos elementos dúcteis que transmitem os efeitos das ações para os elementos ou mecanismos frágeis, os valores médios das propriedades dos materiais que são obtidos através de ensaios in situ e por outras fontes de informação devem ser multiplicados pelo coeficiente de confiança apropriado.

2.3.4. MÉTODOS DE ANÁLISE

A avaliação é um procedimento quantitativo segundo o qual se verifica se um edifício existente, danificado ou não, satisfaz o estado limite requerido correspondente à ação sísmica considerada, definidos em 2.2.2. É validada através dos métodos de análise contemplados no EC8-1 [9].

Esta norma tem como intuito a decisão da necessidade de intervenção na estrutura e em caso de se confirmar a necessidade, definir as medidas de reabilitação necessárias.

Os efeitos da ação sísmica, que devem ser combinados com os efeitos das outras cargas permanentes e variáveis de acordo com a combinação de ações sísmica, poderão ser avaliados utilizando um dos métodos, lineares ou não lineares, referidos nos subcapítulos seguintes. Os métodos lineares, nos casos em que é adequada a sua utilização, são mais simples, rápidos, melhor aplicação prática e sem necessidade de grande complexidade de cálculo computacional.

2.3.4.1 Análise por forças laterais (linear)

O método estático linear por forças laterais é utilizado para avaliar o comportamento sísmico de estruturas em que haja predominância do modo de vibração fundamental, condição que é cumprida, segundo o EC8, se o período de vibração fundamental da estrutura for menor que 2,0 s ou que $4T_c$ e se cumprir o critério de regularidade em altura.

Este método baseia-se na determinação das forças de corte na base resultantes da ação sísmica, compensadas por forças horizontais ao nível dos pisos que se assumem distribuição linear crescente ao longo da altura da estrutura.

2.3.4.2 Análise modal por espectro de resposta

O método da análise modal por espectro de resposta deve ser aplicado aos edifícios que não satisfazem as condições descritas em cima para a análise por forças laterais relativamente ao período de vibração e a regularidade em altura. Tem como objetivo determinar os efeitos da ação sísmica sobre a estrutura através da sobreposição das respostas de cada modo de vibração, permitindo a aplicação em modelos planos ou espaciais.

Este método baseia-se no comportamento elástico linear dos materiais, transformando o sistema original, composto por n graus de liberdade em n equações independentes com um grau de liberdade, associadas aos diferentes modos de vibração. Para obter a resposta global da estrutura, os valores das acelerações de cada modo de vibração são combinados utilizando diferentes metodologias, desde a combinação linear à combinação quadrática completa (CQC).

2.3.4.3. Análise estática não linear (*Pushover*)

A análise estática não linear, vulgarmente designada por método *pushover*, é uma técnica de avaliação sísmica que permite estimar o comportamento inelástico de estruturas sob ação sísmica, de forma simplificada e eficiente. Este método consiste na aplicação progressiva de forças horizontais estáticas com distribuição predefinida (normalmente proporcional às forças inerciais modais) até a estrutura atingir o colapso ou uma deformação limite. A resposta obtida é representada por uma curva de capacidade (força de corte na base versus deslocamento controlado), a partir da qual se pode extrair informação sobre o desempenho global da estrutura e a sua capacidade de dissipação de energia. A grande vantagem do método *pushover* reside na sua capacidade de captar os mecanismos de colapso progressivo e na sua simplicidade computacional em comparação com análises dinâmicas não lineares. No entanto, o método apresenta algumas limitações, como a sensibilidade à forma de carregamento ou à consideração de modos superiores, especialmente em estruturas irregulares. O Eurocódigo 8 (EN 1998-1:2004), no seu Anexo B, apresenta o método N2 como uma aplicação prática do *pushover*, permitindo a estimativa do deslocamento-alvo e a verificação do desempenho através da comparação com um espectro de capacidade equivalente. Diversos autores têm contribuído para o seu desenvolvimento e validação, destacando-se Chopra & Goel [10], Fajfar [11] entre outros, que demonstraram a aplicabilidade do método na avaliação de estruturas existentes e na identificação de mecanismos de colapso.

Com o avanço das metodologias de avaliação sísmica, surgiram variantes do método *pushover* clássico, entre as quais se destaca a análise *pushover* adaptativa. Ao contrário do *pushover* tradicional, onde a distribuição de forças laterais permanece constante ao longo da análise, no método adaptativo essa distribuição é atualizada a cada passo de carregamento com base na deformada atual da estrutura, o que permite capturar melhor o envolvimento progressivo de modos superiores e a redistribuição das rigidezes. Esta abordagem mostrou-se especialmente vantajosa em estruturas irregulares em planta ou em altura, onde a resposta modal é complexa e o *pushover* convencional pode subestimar ou sobrestimar os efeitos dinâmicos (Antoniou & Pinho, 2004). Contudo, a sua principal limitação prende-se com o aumento significativo do esforço computacional e a ausência de normalização normativa, o que dificulta a sua aplicação sistemática em projetos correntes. Ainda assim, estudos posteriores (e.g., Requena & Ayala, 2000; Casarotti & Pinho, 2007) demonstraram que o *pushover* adaptativo fornece estimativas mais próximas da análise dinâmica não linear, justificando a sua aplicação em avaliações de desempenho mais rigorosas ou em estruturas patrimoniais e existentes.

2.3.4.4 Análise dinâmica temporal não linear

O método da análise dinâmica não linear visa determinar os efeitos da ação sísmica sobre a estrutura, levando em consideração a não linearidade que reflete o comportamento real dos materiais e da própria estrutura. Posto isto, dá-se a necessidade de recorrer a modelos que traduzam a não linearidade das propriedades mecânicas e geométricas dos materiais. Quando se efetua esta análise a estrutura é caracterizada diretamente por um registo temporal de aceleração sísmica sob ciclos pós-elásticos de descarga e recarga ou através de registos sísmicos reais. Pode ser útil para estruturas complexas ou irregulares onde métodos lineares ou simplificados podem não ser suficientemente precisos, por outro lado, os programas de cálculo que utilizem esta análise tendem a ser de elevada complexidade de modelação e o não domínio destes programas também pode levar a resultados que se afastem da realidade.

2.3.5. ABORDAGEM DE ANÁLISE DO MÉTODO “PUSHOVER” SEGUNDO O EC8

Existem vários métodos de análise estática não linear para avaliar a performance sísmica de estruturas. Neste documento apresenta-se o método N2 [11], introduzido por Peter Fajfar e Matej Fischinger, este método combina análise estática não linear e a análise modal por espectro de resposta. O método tem resultados razoavelmente precisos quando a estrutura oscila principalmente no seu primeiro modo de vibração, os resultados do método são dados pela relação aceleração-deslocamento.

O método de análise por força lateral equivalente e espectro modal baseiam-se no pressuposto de um comportamento linear elástico que, mesmo com vários modificadores e fatores de correção, falha em cumprir uma resposta adequada de rigidez, resistência e ductilidade durante um sismo previsto. Por outro lado, a análise não linear dinâmica com vários graus de liberdade é demasiado complexa, o que obriga a profissionais muito qualificados e por isso suscetíveis a erros, logo não é muito prática para o uso do dia-a-dia.

O método N2 fornece resultados com precisão suficiente e pode ser usado para sistemas onde a resposta sísmica é dominada pela contribuição do primeiro modo de vibração. Inicialmente o método N2 é apresentado para sistemas regulares, como propostas de base deste método são usados dois modelos matemáticos diferentes. Foi através de leituras como Fajfar [11] e Bento [12] que foi possível organizar a descrição do método.

Apresenta-se uma descrição do método N2:

1º Passo:

É utilizado um modelo planar com múltiplos graus de liberdade. Além das informações necessárias para a análise elástica convencional, é essencial considerar a relação não linear entre força e deslocamento nos elementos estruturais sob carga monotónica. O modelo de elemento mais comum é a viga com plasticidade concentrada nas extremidades, geralmente representada por uma relação momento-rotação bilinear ou trilinear. A ação sísmica é frequentemente descrita por um espectro de aceleração, $S_{ae}(T)$,

Comentado [JR5]: Rescrever estes 3 parágrafos sumários e depois introduzir os passos

que expressa a aceleração em função do período natural da estrutura. O coeficiente de amortecimento específico é incorporado no espectro.

2º Passo: Definição da ação sísmica

Começando pela ação sísmica, determina-se o espectro de resposta no formato ADRS (“Acceleration Displacement Response Spectrum”), na Figura 3, que para um sistema elástico de um grau de liberdade aplica-se a seguinte relação:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (2.1)$$

Em que:

S_{de} Espectro de resposta elástica de deslocamento;

S_{ae} Espectro de resposta elástica de aceleração;

T Período de vibração da estrutura.

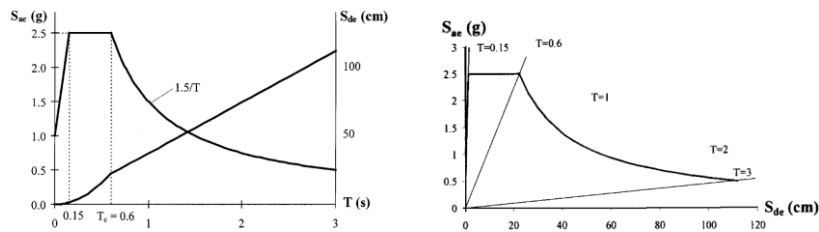


Figura 3 - Espectro de resposta elástico com amortecimento de 5%, no formato aceleração-período e no formato aceleração-deslocamento respetivamente [13]

De seguida determina-se o espectro inelástico de resposta de um sistema de um grau de liberdade, em que a relação entre o espectro de deslocamento (S_d) e de aceleração (S_a) é a seguinte:

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.2)$$

Em que:

μ fator de ductilidade dado pelo rácio entre o deslocamento máximo e o deslocamento;

R_μ fator de redução dada pela dissipação de energia em estruturas dúcteis.

Para o fator de redução, o método N2 propõe usar um espectro de resposta bilinear, dado pelas seguintes expressões:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad T < T_C \quad (2.3)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_C \quad (2.4)$$

Em que:

T_C período característico do movimento do solo.

Depois de definidos estes parâmetros e combinando-os com o obtido na Figura 3 é possível traçar a curva do espectro de resposta inelástico no formato ADRS, tal como é representado na Figura 4.

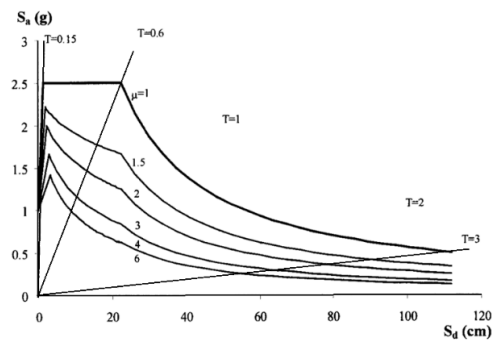


Figura 4 - Espectro de resposta inelástico no formato ADRS para μ constantes.

3º Passo: Análise *Pushover*

A análise *pushover* é efetuada admitindo um aumento monolítico das forças laterais, representativo das forças de inércia sentidas pela estrutura durante a vibração do solo. A cada ocorrência do sismo a estrutura tem perda de rigidez, a utilização de uma análise *pushover* a relação não linear entre força e deslocamento do sistema de múltiplos graus de liberdade.

A escolha apropriada da distribuição de forças laterais é de grande relevância neste tipo de análise e não se limita a uma única solução, contudo, as alternativas razoáveis para a distribuição são reduzidas pelo que dentro dessa margem os resultados obtidos são relativamente semelhantes.

A recomendação do EC8 é aplicar duas distribuições verticais de cargas laterais que representem a ação sísmica:

- Distribuição uniforme baseada em forças laterais proporcionais à massa;
- Distribuição modal, proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais na direção considerada, dada pela expressão seguinte:

$$\bar{F}_i = p m_i \phi_i \quad (2.5)$$

Em que:

$\bar{F}_i$ força lateral no piso i;

p fator incremental;

m_i massa do piso i;

ϕ_i componente do deslocamento i do modo condicionante.

Comentado [JR6]: No documento do Fajfar tem, p, mas no EC8 não, o que faço

Comentado [JR7R6]: Retirar, ec8-3

4º Passo: Transformação num sistema equivalente de um grau de liberdade

Um esquema da transformação do sistema de vários graus de liberdade num só grau de liberdade é demonstrado na Figura 5.

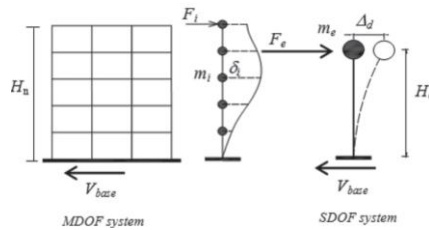


Figura 5 - Esquema da passagem de um sistema MDOF em SDOF, [14]

Neste método, a solicitação sísmica é determinada através do espectro de resposta, é também considerado o comportamento inelástico da estrutura. Logo, a estrutura devia poder ser modelada como um sistema com 1 grau de liberdade.

A massa de um sistema com um grau de liberdade equivalente, m^* , é dada pela expressão seguinte:

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (2.6)$$

Comentado [JR8]: Preciso de especificar as variáveis outra vez?

O coeficiente de transformação, Γ , é dado por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (2.7)$$

Comentado [JR9]: Preciso de especificar as variáveis outra vez?

Comentado [JR10]: Preciso de especificar as variáveis outra vez?

A força, F^* , e o deslocamento, d^* , do sistema equivalente com um grau de liberdade são obtidos, respetivamente, por:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.8)$$

Onde:

F_b força de corte na base.

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.9)$$

Onde:

d_n deslocamento no nó de controlo do sistema com vários graus de liberdade.

Determinar a relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica, indicada na Figura 6.

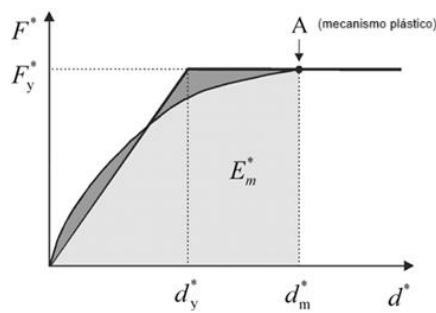


Figura 6 - Relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica (adaptada do EC8[9]).

O deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com um grau de liberdade, d_y^* , é dado pela seguinte expressão:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.10)$$

Onde:

d_m^* deslocamento para a força de cedência no sistema com um grau de liberdade (no ponto A);

E_m^* energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico;

F_y^* força de cedência (resistência última do sistema idealizado igual à força de corte na base para a formação de mecanismo plástico).

O período, T^* , do sistema equivalente com 1 grau de liberdade é determinado por:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.11)$$

Determinar o deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade

O deslocamento-alvo, d_{et}^* , da estrutura com um período, T^* , e um comportamento elástico ilimitado é calculado através de:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (2.12)$$

Onde:

$S_e(T^*)$ valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período, T^* .

Para estruturas de períodos curtos, $T^* < T_c$

Se $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, a resposta é elástica e o deslocamento-alvo, d_t^* , é obtido por:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.13)$$

Se $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$, a resposta é não linear e o deslocamento-alvo, d_t^* , é obtido por:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (2.14)$$

Onde:

q_u relação entre aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado $S_e(T^*)$ e na estrutura com resistência limitada.

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (2.15)$$

Não é necessário d_t^* com valor superior a $3 d_{et}^*$.

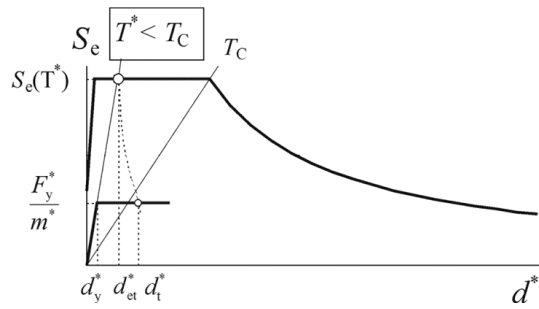


Figura 7 - Curva do deslocamento-alvo para estruturas de período curto (EC8[9]).

Para estruturas com períodos médios e longos, $T^* \geq T_C$

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.16)$$

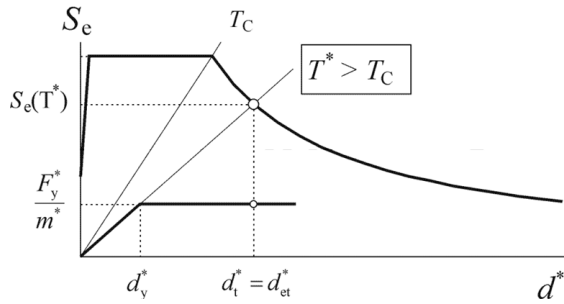


Figura 8 - Curva do deslocamento-alvo para estruturas de períodos médios e longos (EC8[9]).

Desempenho sísmico do sistema com vários graus de liberdade

O deslocamento-alvo para o sistema com vários graus de liberdade, corresponde ao nó de controlo e é dado pela expressão seguinte:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (2.17)$$

2.3.7 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

O EC8-3 define as capacidades dos elementos, tanto para mecanismos frágeis, como para mecanismos dúcteis, para serem utilizadas nas verificações de segurança dos diferentes estados limite. A capacidade de um mecanismo dúctil, é estabelecida pela rotação máxima da corda do elemento para os três estados limite (DL, SD, NC), enquanto, para mecanismos frágeis, a capacidade é dada pela máxima resistência ao corte.

Para o **estado limite de colapso iminente NC**, no estado limite último, a capacidade total de rotação da corda pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$\theta_{NC} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; w)}{\max(0,01; w)} f_c \right]^{0,225} \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho d}) \quad (2.18)$$

Em que:

γ_{el} igual a 1,5 para os elementos sísmicos primários e igual a 1,0 para os elementos sísmicos secundários;

h altura da secção transversal;

$L_V = M/V$ relação momento/esforço transversal na secção de extremidade;

$V = N / bh f_c$ (b largura da zona comprimida, N esforço axial positivo em compressão);

w, w' taxa mecânica das armaduras longitudinais tracionadas (incluindo as armaduras de alma) e comprimidas, respetivamente;

f_c e f_{ym} tensão de rotura do betão à compressão (MPa) e tensão de cedência dos estribos (MPa), respetivamente, obtidas diretamente como valores médios a partir dos ensaios in situ e de fontes de informação adicionais, divididas pelos adequados coeficientes de confiança;

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$ percentagem de armaduras transversais paralelas à direção x de carregamento (s_h = espaçamento dos estribos);

ρ_d percentagem de armaduras diagonais (caso existam), em cada direção diagonal;

α coeficiente de eficácia do confinamento, que poderá ser considerado igual a:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right) \quad (2.19)$$

Onde:

b_o e h_o dimensão do núcleo confinado medido no eixo das cintas;

b_i espaçamento entre eixos dos varões longitudinais (de índice i) travados lateralmente pelo canto de um estribo ou por um gancho ao longo do perímetro da secção transversal.

Para o **estado limite de danos severos, SD**, o Anexo refere que o valor da capacidade de rotação da corda pode ser considerado igual a ¾ da capacidade total de rotação Θ_{NC} .

No caso do **estado limite de limitação de danos, DL**, deve se verificar a capacidade do momento fletor de cedência sob o valor de cálculo do esforço axial. Em relação às deformações, a capacidade é dada pela rotação da corda na cedência, Θ_y , dada, para vigas e pilares, por:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (2.20)$$

Para paredes de secção retangular, em T ou com abas ou pilares de extremidade:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0013 + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (2.21)$$

Em que:

ϕ_y curvatura na cedência da secção de extremidade;

$a_V z$ translação do diagrama de momentos fletores;

z braço do binário das forças interiores, considerado igual a $d - d'$ em vigas, pilares ou paredes de secção com abas ou em T, ou a $0,8h$ em paredes de secção retangular;

$a_V = 1$ se a fendilhação por esforço transversal precede a cedência por flexão da secção de extremidade (Quando o momento de cedência na secção de extremidade (M_y) excede o produto da distância ao apoio (L_V) pelo esforço transversal resistente do elemento sem armaduras de esforço transversal ($V_{R,c}$), calculado segundo o ponto 6.2.2(1) da EN 1992-1-1:2004, considera-se que existe a necessidade de considerar a componente a_V . Caso contrário, isto é, quando $M_y < L_V V_{R,c}$, admite-se que $a_V = 0$;

f_y e f_c tensão de cedência do aço e tensão de rotura do betão, respetivamente;

ε_y igual a f_y/E_s ;

d e d' alturas úteis das armaduras tracionadas e comprimidas, respetivamente;

d_{bL} diâmetro (médio) das armaduras tracionadas.

Também em relação ao **estado limite de colapso iminente, NC**, a resistência ao esforço transversal cíclico, V_R , diminui em função da parte plástica da exigência de ductilidade, expressa em termos do

coeficiente de ductilidade do deslocamento transversal na extremidade do vão de corte ou da rotação da corda na extremidade do elemento

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}) \right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (2.22)$$

Comentado [JR11]: Alterar esforço transversal

Em que:

- x altura da zona comprimida;
- N esforço axial de compressão (positivo, considerado igual a zero em tração);
- A_c área da secção transversal, considerada igual a $b_w d$ para uma secção transversal com uma alma retangular de largura (espessura) b_w e uma altura útil d , ou igual a $\pi D_c^2/4$ (em que $D_c = D - 2c - 2d_{bw}$ é o diâmetro do núcleo de betão no interior das cintas, com D e c como definidos em b) abaixo e d_{bw} é o diâmetro das armaduras transversais) para as secções circulares;
- ρ_{tot} taxa total das armaduras longitudinais;
- V_w contribuições das armaduras transversais para a resistência ao esforço transversal.

Quando se estiver a analisar em relação aos **estados limite de danos severos, SD**, e de **limitação de danos, DL**, dispensa-se a verificação ao esforço transversal, a não ser que sejam os únicos estados limites sujeitos a verificação.

3

CASO DE ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo será apresentado o edifício sobre o qual será realizada a análise sísmica. O conhecimento adquirido e descrito nos capítulos anteriores será aplicado a um caso de estudo real, referente a um edifício existente.

Serão descritas as características arquitetónicas e estruturais do edifício, com base na informação disponível no projeto de execução e na inspeção recente efetuada pela empresa Buildgest.

3.2. ENQUADRAMENTO GERAL

O edifício em estudo corresponde à Escola Secundária com 3.º Ciclo do Ensino Básico Gonçalo Anes Bandarra, localizada em Trancoso, no distrito da Guarda (Figura 9), atualmente fora de funcionamento. A motivação para a realização de uma análise sísmica a este edifício prende-se com o facto de a construção ter sido concluída em 1983, ou seja, o projeto foi concebido numa época anterior, numa altura em que não existia legislação exigente relativamente ao dimensionamento e segurança sísmica.



Figura 9 – Localização do distrito da Guarda.

3.2.1 CLASSE DE IMPORTÂNCIA

O EC8 compreende quatro classes de importância consoante as consequências de colapso no imediato da ocorrência de um sismo, relativamente às vidas humanas, da sua importância para a segurança pública, para a proteção civil e das consequências socioeconómicas do colapso.

Cada classe de importância está associada a um coeficiente de importância consoante a classificação do dado edifício. Este parâmetro, definido pelo Anexo Nacional, vai determinar a necessidade de analisar diferentes estados limites, métodos de análise a seguir, aceleração sísmica de projeto, entre outras. A classe a que cada categoria de edifício pertence e o respetivo coeficiente de importância a ele atribuído são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 - Classes de importância.

Classe de importância	Edifícios	γ_i
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.	0,8
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.	1,0
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,2
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.	1,4

No caso de estudo deste documento está-se a analisar um edifício escolar, logo, insere-se na classe de importância III.

3.2.1. DESCRIÇÃO ARQUITETÓNICA

O perímetro da escola é composto por três blocos principais com funções distintas, um destinado a salas de aula, um pavilhão desportivo e outro afeto aos serviços administrativos. A análise sísmica recai sobre o bloco correspondente às salas de aula, destacados na Figura 10 alguns pormenores da fachada.

Comentado [JR12]: Classe de importância aqui ou no capítulo 3.caso de estudo?

Comentado [JM13R12]: Não está muito bem aqui. Sim, podes colocar no cap 3



Figura 10 - Fachada do bloco de sala de aulas.

Este bloco pode ser subdividido em quatro secções estruturais retangulares distintas. As secções com fachadas orientadas em direções opostas apresentam características semelhantes, permitindo agrupar o edifício em dois pares de blocos, um de geometria retangular alongada, com elevada relação comprimento/largura, e outro com uma configuração quase quadrada.

O edifício desenvolve-se em três pisos acima da cota de soleira, todos com a mesma configuração arquitetónica. A altura entre pisos é de 3 metros. A zona central possui uma abertura que desde o primeiro piso até à cobertura. Através de medições via Google Maps e análise das plantas, estima-se que a área total do terreno afeto à escola seja de aproximadamente 35 400 m², sendo que o edifício analisado ocupa cerca de 930 m².

3.2.2. CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL

A estrutura do edifício é composta por quatro blocos em betão armado estruturalmente independentes (Figura 11, Figura 12, Figura 13 e Figura 14), separados por juntas de dilatação que permitem o deslocamento relativo entre blocos sem ocorrência de impactos, sobretudo na ocorrência de ações horizontais como sismos. As juntas garantem continuidade funcional e visual entre blocos, permitindo a passagem de pessoas, instalações e cablagens, sem comprometer a independência estrutural de cada segmento.

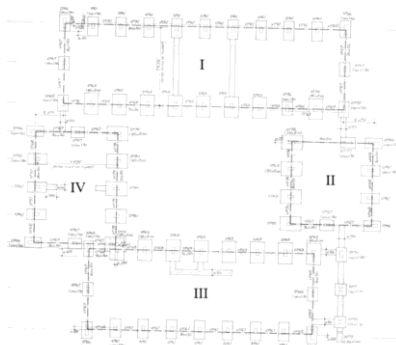


Figura 11 - Planta estrutural das fundações.

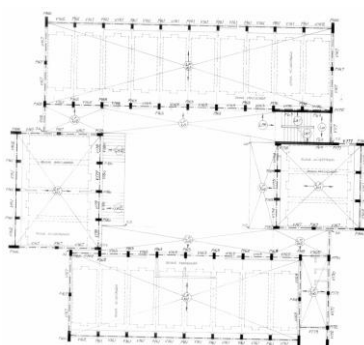


Figura 12 - Planta estrutural do piso 1.

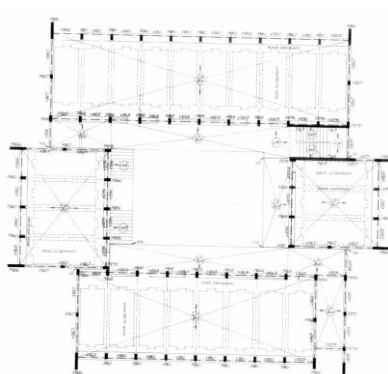


Figura 13 - Planta estrutural do piso 2.

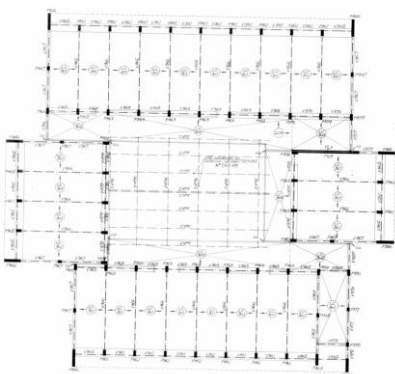


Figura 14 - Planta estrutural do piso 3.

3.2.2.1. Pilares

Os pilares são contínuos desde as sapatas de fundação até à laje de cobertura, mantendo inalteradas as suas secções ao longo do comprimento. Apenas se verifica variação na taxa de armadura, com uma diminuição progressiva da armadura vertical à medida que se avança para os pisos superiores.

Apesar de apresentarem comprimentos distintos em planta, todos os pilares partilham a mesma largura de 25 cm, com comprimentos variáveis entre 35 cm e 95 cm. As secções podem ser agrupadas em cinco grupos distintos, conforme se apresenta no Quadro 3.

Quadro 3 – Dimensão dos pilares.

Pilar	Secção (b; h)
P1	(0,25; 0,35)
P2	(0,25; 0,45)
P3	(0,25; 0,50)
P4	(0,25; 0,10)
P5	(0,25; 0,95)

Comentado [JR14]: Fazer esquema da posição destes pilares P1,2,3,4,5

Comentado [JR15R14]: E dizer que daqui em diante os blocos iram ser designados segundo o número atribuído na figura

3.2.2.2. Vigas

As vigas ligam os pilares ao longo do perímetro de cada sub-bloco do edifício. No piso térreo, todas as vigas apresentam uma secção transversal de 30 cm x 50 cm, com exceção de três vigas (duas localizadas no bloco inferior e uma no superior), que apresentam larguras de 70 cm e 90 cm.

Nos pisos superiores, existe uma maior variedade de secções. No entanto, tal como nos pilares, observa-se uma simetria significativa em relação aos dois eixos ortogonais da planta.

3.2.2.3. Paredes

As paredes em betão armado localizam-se nas laterais das escadas de dois lanços, com geometria em "C", situadas entre os blocos I e II. Estas paredes desenvolvem-se verticalmente desde o piso 1 até à cobertura (no bloco II) e até ao piso 2 (no bloco I). As paredes do bloco II estão separadas por uma junta de ligação estrutural. Na observação de uma planta de piso com aproximação destacada para a posição das paredes.

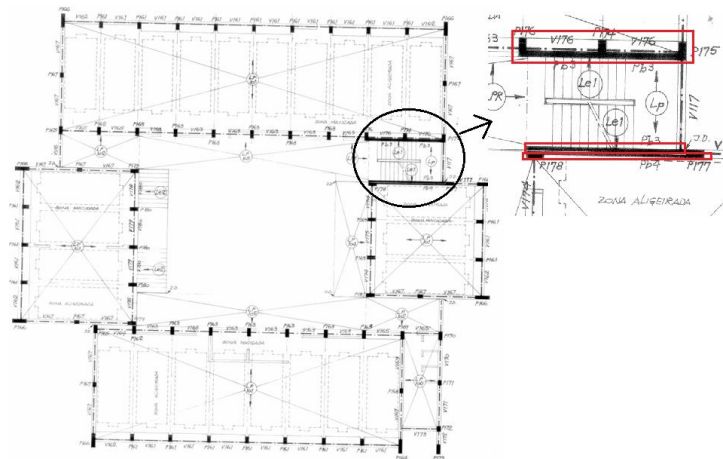


Figura 15 - Planta de piso com destaque nas paredes.

3.2.2.4. Lajes

As lajes entre os pisos 1 e 2 e entre os pisos 2 e 3 são do tipo aligeiradas unidireccionais, com espessura de 28 cm, apoiadas nas vigas dos lados mais longos dos blocos. As lajes em consola, que funcionam como elementos de circulação e acesso às salas e divisões, são maciças, com espessura de 19 cm.

Ao nível da cobertura, cada bloco é atravessado por vigas com secção de 25 cm x 60 cm, paralelas ao lado menor dos blocos. As áreas livres retangulares entre vigas são preenchidas por lajes maciças de 15 cm de espessura.

O piso térreo não assenta sobre laje estrutural, não existindo qualquer elemento estrutural entre o solo e o revestimento final.

3.2.2.5. Materiais

De acordo com o projeto de estabilidade, os materiais estruturais utilizados são os seguintes:

- Betão: B225
- Aço:
 - A24 nos pilares e sapatas;
 - A40 N nas armaduras principais das vigas;

- A24 nos estribos.

Tratando-se de um projeto da década de 70, as designações dos materiais não correspondem às atualmente em vigor, sendo comum a utilização de varões lisos e nomenclaturas obsoletas. Estabelecendo uma correspondência com os materiais modernos, o betão B225 apresenta uma resistência característica à compressão aos 28 dias de 22,5 MPa, situando-se entre os atuais C20/25 e C25/30. Para o presente estudo, foi adotado o valor de C20/25, em conformidade com o relatório de avaliação de vulnerabilidade da Buildgest, onde se concluiu, com base em ensaios in situ, que este valor seria mais representativo do desempenho real da estrutura, considerando também o envelhecimento natural do edifício (mais de 40 anos). Nos aços a parte numérica da sua nomenclatura é referente ao seu valor resistente de cedência que para o aço A24 corresponde a 24 kgf/mm² que no sistema métrico moderno corresponde a uma resistência de cedência de aproximadamente 240 MPa, seguindo a mesma lógica, o aço A40 apresenta uma resistência de cedência de cerca de 400 MPa.

3.2.2.6. Definição das ações atuantes e combinação de ações

A definição das ações verticais aplicáveis à estrutura teve como base as disposições do Eurocódigo 1 (EN 1991), considerando o tipo de utilização — neste caso, um edifício escolar.

Ações Permanentes

As ações permanentes referem-se a cargas que se mantêm constantes ao longo da vida útil da estrutura, sem variações significativas. Incluem essencialmente o peso próprio da estrutura e de elementos fixos.

- Peso próprio do betão armado: 25 kN/m³;
- Peso próprio de paredes divisórias: 1,75 kN/m²;
- Revestimentos de pavimento: 1,50 kN/m²;
- Paredes exteriores: 13,50 kN/m²;
- Cobertura: 1,00 kN/m².

Ações Variáveis

As ações variáveis caracterizam-se por variações na intensidade, duração, direção e localização. Estão associadas a fatores temporais como a presença de pessoas, vento e neve.

- **Sobrecargas de utilização:**
 - Salas de aula: 3,00 kN/m²;
 - Pisos correntes: 4,00 kN/m²;
 - Cobertura: 0,40 kN/m².

3.2.2.7. Regularidade estrutural

Em Planta

De acordo com a NP EN 1998-1:2010[9], para um edifício ser considerado regular em planta, deve cumprir os seguintes critérios:

- Simetria em relação à rigidez lateral e à distribuição de massa face a dois eixos ortogonais;
- O contorno do edifício, em cada piso, deve poder ser descrito por uma linha poligonal convexa;
- A rigidez dos pisos deve ser suficientemente elevada, de modo a minimizar a distorção devido à deformação do piso;
- A esbelteza em planta não seja maior do que 4.

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4; L_{\max} \text{ é a maior dimensão em planta do edifício e } L_{\min} \text{ a menor dimensão.}$$

- A cada nível e para cada direção x e y , a excentricidade estrutural e_o e o raio de torção r devem verificar as seguintes condições:

$$e_{oi} \leq 0,30 \cdot r_i \quad (3.1)$$

$$r_i \geq l_s \quad (3.2)$$

Em que:

i direção de cálculo x ou y ;

e_{oi} distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, segundo a direção i , perpendicular à direção de cálculo considerada;

r_x raio de torção na direção i ;

l_s raio de giração da massa do piso em planta.

- Nos edifícios de um piso, o centro de rigidez é definido como o centro de rigidez lateral de todos os elementos sísmicos primários.
- Nos edifícios com vários pisos, só são possíveis definições aproximadas do centro de rigidez e do raio de torção se os sistemas resistentes a ações laterais forem contínuos desde a fundação até ao topo do edifício e as deformações devidas a cargas horizontais não sejam muito diferentes.
- Em pórticos e em sistemas de paredes esbeltas com deformações por flexão predominantes, poderá calcular-se a posição dos centros de rigidez e dos raios de torção de todos os pisos como os associados aos momentos de inércia das secções transversais dos elementos verticais. Se, além das deformações por flexão, as deformações por esforço transversal também forem

significativas, estas poderão ser tidas em conta através de um momento de inércia equivalente da secção.

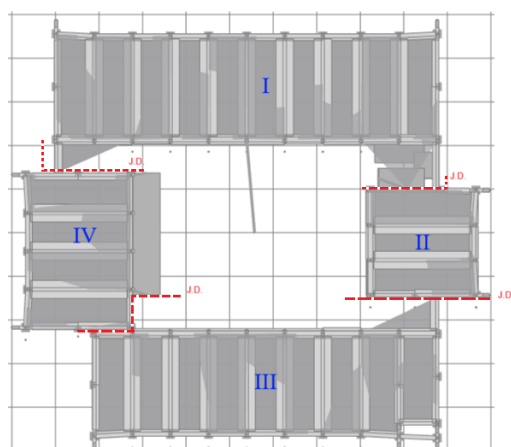


Figura 16 - Vista de topo do edifício e distinção dos blocos.

Na Figura 16, vê-se que os blocos apresentam uma configuração equivalente em planta aos pares (bloco I com o III e bloco II com o IV), logo apenas será avaliada a condição relativo a um bloco de cada par.

Para o bloco IV, temos $L_{\max}$ igual a 11,5 m e $L_{\min}$ a 8,5 m, logo o quociente é aproximadamente 1,35 que cumpre o limite de 4.

O bloco I, tem valores para o $L_{\max}$ e $L_{\min}$ de 28,25 m e 8,45 m, respetivamente, que resulta numa esbelteza de aproximadamente 3,33 que também cumpre o limite estabelecido pelo Eurocódigo.

Portanto, ambos os blocos cumprem os requisitos referentes à esbelteza.

Relativamente à excentricidade estrutural, foram determinadas as posições dos centros de gravidade e de rigidez para cada piso dos blocos analisados, tais como para a determinação da esbelteza, estes valores podem ser analisados no Quadro 4 e

Quadro 5.

Quadro 4 – Posição do centro de gravidade, rigidez e a excentricidade do bloco I.

Piso	Centro de gravidade (m)		Centro de rigidez (m)		Excentricidade (m)	
	x	y	X	y	e _{ox}	e _{oy}
1	13,36	3,21	18,28	-1,52	4,66	4,72
2	13,65	3,22	18,28	-1,52	4,64	4,74
3	13,64	2,28	13,60	-3,03	0,04	5,31

Quadro 5 - Posição do centro de gravidade, rigidez e a excentricidade do bloco IV.

Piso	Centro de gravidade (m)		Centro de rigidez (m)		Excentricidade (m)	
	x	y	X	y	e _{x0}	e _{y0}
1	3,70	5,32	3,25	5,32	0,45	0,00
2	3,70	5,32	3,25	5,32	0,45	0,00
3	3,55	5,32	3,20	5,32	0,35	0,00

Conclui-se, dado cumprirem os requisitos propostos no EC8, que a estrutura é regular em planta.

Em Altura

Segundo a NP EN 1998-1:2010, para um edifício ser considerado regular em altura, deve obedecer aos seguintes requisitos:

- Os elementos resistentes às ações laterais (paredes estruturais, pórticos, núcleos, etc.) devem ser contínuos desde a fundação até à cobertura;
- A rigidez e a massa devem diminuir progressivamente da base para o topo;
- A resistência de cada piso não deve apresentar variações desproporcionadas em relação aos pisos adjacentes.
- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos.
- Quando a construção apresenta recuos aplicam-se as condições podem ser verificadas no ponto 4.2.3.3 (5) do EC8.

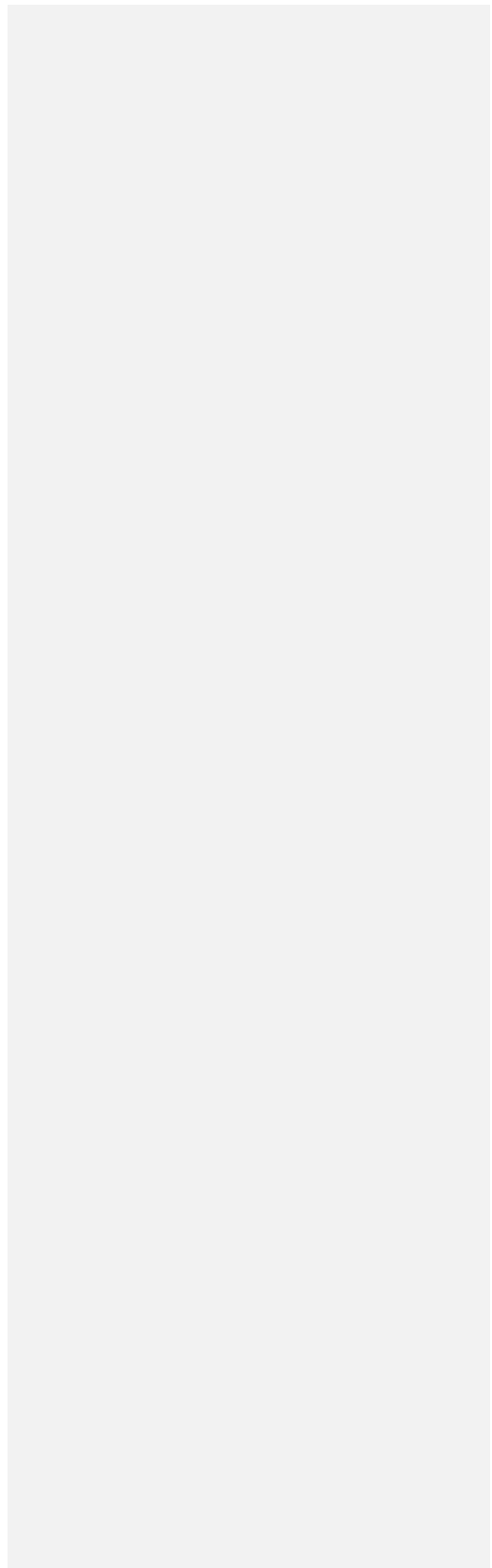
No caso em estudo, a maioria dos blocos cumpre as exigências de continuidade estrutural vertical, com exceção da parede de betão do bloco superior, que, apesar de arrancar na viga de fundação, não se estende até à cobertura. Contudo, os restantes blocos satisfazem os critérios relativos à rigidez, massa e resistência entre pisos consecutivos. Conclui-se que a estrutura não é regular em altura.

3.2.2.8. Sistema estrutural

O ponto 5.1.2 da NP EN 1998-1:2010[9], apresenta as classificações dos sistemas estruturais em análise sísmica para edifícios em betão armado.

O edifício em estudo é constituído predominantemente por pórticos, contudo também existem estruturas porticadas com paredes estruturais na sua constituição. O que determina que um edifício seja considerado do tipo sistema porticado, sistema parede ou sistema misto tem que ver com a razão entre a força de corte na base do edifício e a força de corte na base dos pórticos ou das paredes. Se os pórticos espaciais tiverem uma força de corte na base superior a 65% da força de corte na base de todo o sistema estrutural, então o edifício é considerado como sistema porticado. Se, por outro lado, a força de corte na base das paredes estruturais for superior a 65% da força de corte na base de todo o sistema estrutural, este corresponde a um sistema parede. Para valores entre os 50% e os 65% de força de corte na base dos pórticos ou paredes o sistema pode ser definido como misto equivalente a sistema porticado ou misto equivalente a paredes, respetivamente.

Dos quatro blocos existentes no edifício em estudo, dois deles são constituídos por paredes estruturais em combinação com pórticos. Avaliando os casos, separadamente, pode-se concluir que, para o estado limite Danos Severos (SD), no bloco II, a força de corte na base da parede assume um valor de 736,95 kN que representa 56,5% dos 1351,75 kN de força de corte na base de todo o sistema. No caso do bloco I, as paredes apresentam uma força de corte na base de 367,0 kN correspondente a 19% dos 1915,0 kN de força de corte na base de todo o bloco I. Logo, pode concluir-se que aos blocos I, III e IV corresponde um sistema pórtico e para o bloco II o sistema estrutural que o define é o misto equivalente a parede.



4

MODELAÇÃO E RESULTADOS DA ANÁLISE *PUSHOVER*

4.1. INTRODUÇÃO

Já apresentados os conceitos teóricos da análise realizada e as características do edifício em estudo, a estrutura foi modelada nos softwares SeismoStruct [15] e ETABS [16]. Primeiro será descrita a modelação e apresentação dos resultados no SeismoStruct e de seguida o mesmo será descrito para o software ETABS. Depois dos resultados serem expostos e analisados irá ser feita uma comparação entre os mesmos e avaliado o interesse em realizar esta análise num programa mais abrangente, mas não tão especializado em análise sísmica como é o caso do SeismoStruct.

Para além do método N2, os critérios adotados na modelação e análise do edifício seguiram os procedimentos apresentados pelo LNEC [17],

4.2. ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICA

O movimento sísmico para um dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, representando a aceleração em função do período da estrutura.

Apesar de no software SeismoStruct, (apresentado no capítulo 4.3.), ser possível definir o código e o país no qual se quer validar e analisar a estrutura, algumas variáveis não modificam automaticamente de modo a ficarem em conformidade com as normas. Foi necessário introduzir manualmente os coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência, fornecidos no anexo nacional do EC8 parte 3. Para este estudo, tomou-se como referência o estado limite SD como consta no Quadro 6.

Quadro 6 - Coeficientes multiplicativos para os estados limite.

Estado Limite	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
Colapso iminente (NC)	2,163	1,583
Danos severos (SD)	1,000	1,000
Limitação de danos (DL)	0,388	0,618

A definição do espectro de resposta elástica, encontra-se no capítulo 3.2.2.2 do EC8[9] e é dado pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (4.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (4.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.4)$$

Em que:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástica;

T período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

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 de solo, $S = S_{\max}$ para $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$;

η fator de amortecimento, $\eta = 1$ para 5% de amortecimento;

a_g aceleração à superfície para um terreno do tipo A.

O edifício em estudo, como se trata de uma escola tem um coeficiente de importância, $\gamma_I = 1,45$, segundo o quadro NA.II do Anexo Nacional do EC8-1[9] para uma ação sísmica do tipo 1 e $\gamma_I = 1,25$ para ações sísmicas do tipo 2. O valor de cálculo da aceleração à superfície é dado por:

$$a_g = a_{gr} \cdot \gamma_I \quad (4.5)$$

Em que:

a_{gr} aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A.

O edifício em estudo está localizado na cidade de Trancoso que apesar de se localizar no norte de Portugal e se estimar que a classificação do solo seja do tipo A, segundo o EC8, assumiu-se um valor mais conservativo, do tipo B, dado não haver informações no projeto acerca das características do solo, sendo assim uma abordagem mais conservativa.

Conhecidos os parâmetros necessários para definir o espectro de resposta elástica, apresenta-se no Quadro 7 as grandezas admitidas.

Quadro 7 - Valores característicos do espectro de resposta elástica.

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
$a_{gr}[m/s^2]$	0,35	$a_{gr}[m/s^2]$	0,8
γ_I	1,45	γ_I	1,25
$a_g[m/s^2]$	0,508	$a_g[m/s^2]$	1
S_{max}	1,35	S_{max}	1,35
S	1,35	S	1,35
$T_B[s]$	0,1	$T_B[s]$	0,1
$T_C[s]$	0,6	$T_C[s]$	0,25
$T_D[s]$	2,0	$T_D[s]$	2,0

Os gráficos correspondentes ao espectro de resposta elástica para as ações sísmicas do tipo 1 e 2 podem ser, respetivamente, observados na Figura 17 e Figura 18.

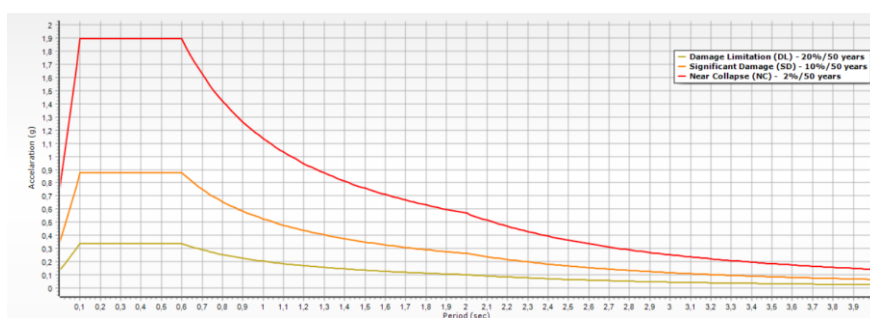


Figura 17 - Espectro de resposta elástica de tipo 1.

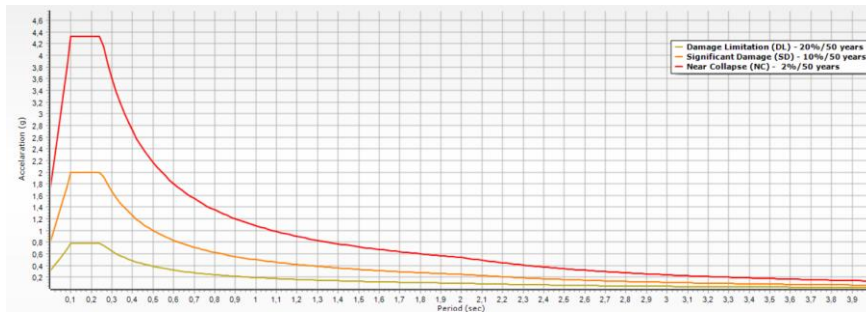


Figura 18 - Espectro de resposta elástica de tipo 2.

4.3. SEISMOSTRUCT

O SeismoStruct [15] é um software avançado de análise estrutural não linear, amplamente utilizado na investigação e prática de engenharia sísmica. Desenvolvido pela empresa Seismosoft, este programa permite modelar, analisar e avaliar o comportamento de estruturas tridimensionais sujeitas a ações dinâmicas, nomeadamente sismos. A sua principal característica distintiva é a capacidade de simular o comportamento inelástico de materiais e elementos estruturais através de modelos constitutivos sofisticados, o que o torna especialmente indicado para análises *pushover* e análises dinâmicas no domínio do tempo.

Entre as suas funcionalidades mais relevantes destacam-se a possibilidade de realizar análises estáticas incrementais (*pushover*), análises dinâmicas lineares e não lineares, bem como a consideração explícita de fenómenos como plastificação, rigidez secante e dissipação de energia. O SeismoStruct oferece ainda uma interface gráfica intuitiva, tanto no Building Modeller como no Pre-Processor e Post-Processor, e um conjunto alargado de modelos de materiais e elementos estruturais que incluem elementos de betão armado, aço, e materiais compósitos. A sua utilização é particularmente comum em contextos académicos e profissionais para a avaliação do desempenho sísmico de edifícios existentes, o dimensionamento segundo critérios de desempenho, e estudos de vulnerabilidade sísmica.

4.4. MODELAÇÃO NO SEISMOSTRUCT

Tratando-se de um edifício já existente, a modelação foi efetuada tendo em conta a informação que consta no projeto de execução. A funcionalidade que permite importar ficheiros do AutoCad para interface de modelação do SeismoStruct facilita bastante a definição da posição dos diferentes elementos estruturais do edifício.

4.4.1. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS

Na modelação dos elementos estruturais, relativamente às vigas e pilares são representados por elementos lineares com plasticidade distribuída e discretização da seção em fibras com 5 pontos de integração e em relação às lajes, paredes e escadas os elementos são do tipo shell.

Comentado [JR16]: confirmar

Comentado [JR17]: Perguntar de que tipo são os elementos.

4.4.1.1. Fundações

As fundações do edifício foram modeladas considerando um encastramento perfeito, em que todas as sapatas estão restritas totalmente de deslocamentos e rotações em todas as direções.

4.4.1.2. Pilares e vigas

Como mencionado em 4.3. e 4.4. a modelação dos elementos pilares e vigas nas posições corretas é facilitada pela possibilidade de ter a planta do AutoCad no fundo da janela de modelação. Indica-se que se quer inserir um pilar, define-se a dimensão e conforme seja sugerido apenas se define o ponto de aplicação (extremidades ou centro), o software reconhece que os pilares vão até ao piso abaixo consoante a altura que se definiu previamente para cada piso. Nas vigas o processo é semelhante, indica-se que se vai inserir uma viga, estabelece-se a secção transversal e dois nós, centro dos pilares, nos quais a viga se vai desenvolver.

4.4.1.3. Lajes paredes e escadas

Existindo um contorno de vigas num perímetro fechado, basta definir que se vai inserir uma laje e o software deteta a área que a laje ocupa ficando apoiada nas vigas, de seguida definir a espessura. As paredes seguem um método semelhante ao das vigas em que basta definir que se vai inserir um elemento do tipo parede, definir os nós em que inicia e termina (em planta) e definir a sua espessura. Para as escadas também existe um ícone para as inserir automaticamente, em que se define a direção e sentido do eixo central em cada piso e o SeismoStruct assume que o desenvolvimento é desde o pavimento do próprio piso até ao seguinte, sendo elas diretas ou por patamares.

4.4.2. MATERIAIS

O SeismoStruct possui uma base de dados relativa a materiais de construção e as suas características mecânicas, em que basta introduzir a nomenclatura do material que se pretende atribuir a cada elemento que o software reconhece todas as propriedades inerentes e necessárias para o cálculo da estrutura.

4.4.2.1. Betão

Como apresentado no capítulo 3.2.2.5. da presente dissertação, o projeto de execução indica que o betão utilizado na conceção da estrutura, B225, em termos de valores de tensão admitida estaria entre duas classes (C20/25 e C25/30) usadas na atual norma europeia, optou-se pela alternativa mais conservativa, dado o possível desgaste do material derivado da utilização do edifício ao longo dos anos, e foi utilizado

o betão C20/25 para todos os elementos da estrutura. As propriedades mecânicas do betão podem ser consultadas no Quadro 8.

Quadro 8 - Características de resistência e de deformação do betão C20/25.

f_{ck} (Mpa)	20
f_{cm} (MPa)	28
E_{cm} (GPa)	30
ε_{c1} (‰)	2,0
ε_{cu1} (‰)	3,5
ν	0,2

4.4.2.2. Aço

Tal como o betão, o aço utilizado nas armaduras do projeto encontra-se obsoleto. Na ausência de um aço equivalente nos catálogos atuais, optou-se por inserir manualmente algumas das características do material adotado no projeto.

No caso do aço A24, não foi possível identificar compatibilidade com nenhum dos aços previstos nas normas europeias, o que obrigou à introdução manual das suas propriedades. Com base no conhecimento das características deste aço, adotou-se uma aproximação conservadora no software.

Quanto ao aço A40 nervurado, empregado nas armaduras principais das vigas, este já exhibe propriedades semelhantes aos aços de uso corrente. No entanto, considerando que não corresponde exatamente a nenhum dos aços disponíveis no catálogo do SeismoStruct e levando em conta o seu possível desgaste, ajustaram-se os valores para refletir tais diferenças.

4.4.3. ARMADURAS

O SeismoStruct permite facilmente editar as armaduras das diferentes secções, definindo-as individualmente ou para uma dada seleção pretendida. No projeto de execução constam pormenores das secções detalhando a dimensão da secção, o número, a posição e o diâmetro dos varões. Por simplificação, assumiu-se que as vigas teriam a mesma quantidade de armadura em todo o seu desenvolvimento, sendo que a armadura inferior corresponde à de meio vão do projeto e a superior a que existe junto ao apoio. Um exemplo de uma secção pode ser visualizado na Figura 19.

Comentado [JR18]: Adicionar texto como tem para o betão

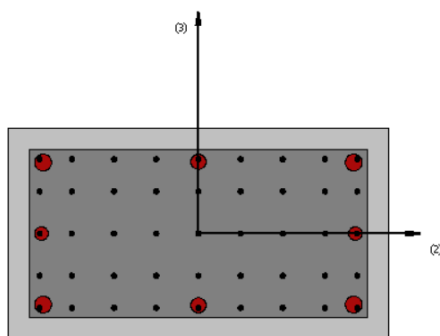


Figura 19 - Secção transversal de um pilar da estrutura

4.4.4. MODELO DO EDIFÍCIO

O modelo do edifício foi construindo conforme os dados apresentados no capítulo 3 e capítulo 4 até ao ponto 4.4.3., uma representação da estrutura pode ser visualizada na Figura 20, apesar de a figura apresentar a estrutura completa a modelação foi feita individualmente para cada bloco.

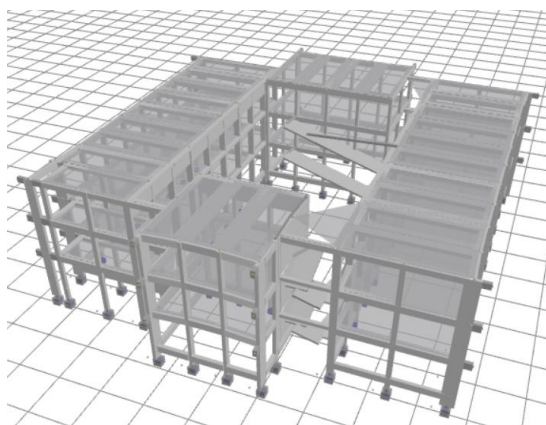


Figura 20 - Modelo do edifício no SeismoStruct.

4.4.5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Com todos os elementos e variáveis definidos correu-se a análise estática não linear de modo a entender o comportamento do edifício face a um sismo característico para a zona onde a estrutura está localizada. Os resultados são apresentados nos capítulos seguintes.

4.4.5.1. Análise modal

A curva de capacidade obtida da análise *pushover* no SeismoStruct representa a resposta da estrutura com “n” graus de liberdade. Para aplicar o método N2, esta curva foi convertida num sistema de um grau de liberdade (SDOF) equivalente, através da utilização da forma modal do 1.º modo e do coeficiente de transformação (Γ), permitindo a comparação com o espectro de capacidade para determinação do deslocamento alvo. Os resultados obtidos para o modo de vibração mais significativo de cada bloco podem ser observados no Quadro 9.

Quadro 9 - Valores característicos dos modos de vibração mais relevantes de cada bloco.

	Bloco I		Bloco II		Bloco III		Bloco IV	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Período (s)	0,394	0,673	0,380	0,538	0,588	0,566	0,451	0,438
Massa modal (ton)	629,8	784,8	123,4	241,2	660,9	657,1	189,3	161,9
α_1 %	56,1	69,9	34,8	68,1	76,3	75,8	45,7	39,1

Nos Blocos I e II, apesar de na direção Y a estrutura ser estruturalmente mais rígida devido à presença de paredes resistentes, observa-se um maior período de vibração nessa direção. Este resultado aparentemente contraintuitivo deve-se à configuração modal da estrutura, em que o primeiro modo em Y mobiliza mais eficientemente a massa total, resultando num fator de participação modal (α_1) mais elevado. A presença das paredes pode contribuir para um modo predominante bem definido na direção Y, enquanto na direção X os modos iniciais podem apresentar comportamentos mais complexos ou localizados, reduzindo a massa participada no primeiro modo.

4.4.5.2. Curvas de capacidade

Após a realização da análise *pushover* com a aplicação do método N2 obteve-se a curva de capacidade, no formato força-deslocamento, para a estrutura completa e para cada bloco separadamente.

Para a realização da análise *pushover* no SeismoStruct, foi necessário definir um valor de referência para a força lateral total (nominal base shear), utilizado apenas como base para a geração do carregamento lateral incremental. Este valor, designado como "Nominal Base Shear", não representa uma ação sísmica real, mas apenas uma referência numérica para a aplicação do padrão de forças laterais.

Assim, foi adotado um valor arbitrário de 1000 kN, sendo este suficiente para garantir o desenvolvimento completo da curva força-deslocamento até à rutura ou colapso do edifício. Importa salientar que o SeismoStruct normaliza automaticamente os resultados com base na deformação e resistência da estrutura, pelo que o valor adotado não influencia os resultados finais, desde que o carregamento seja suficiente para mobilizar toda a resposta não linear.

Apresenta-se na Figura 21 a curva de capacidade, da estrutura global, para a ação na direção x.

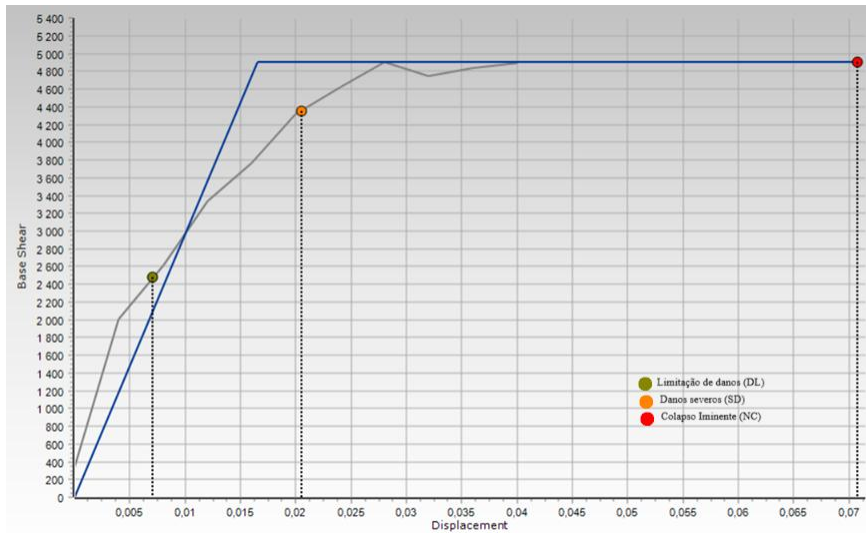
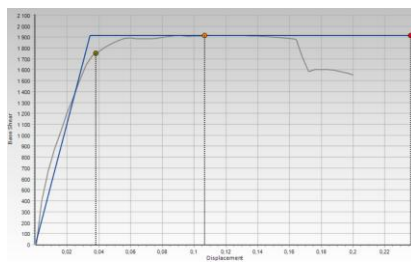
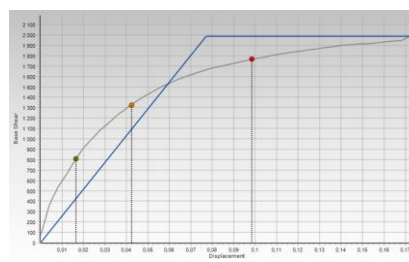


Figura 21 - Curva capacidade da estrutura completa e respetivos estados limite.

Contudo, dado que o edifício foi projetado como 4 blocos com comportamento estrutural independente achou-se mais relevante apresentá-los como tal, daí, daqui em diante vão ser apresentados os resultados para a modelação de cada bloco individualmente, com a denominação adotada em 3.2.2.7. como pode ser observado na Figura 22 a curva de capacidade de cada bloco.



Bloco I



Bloco II

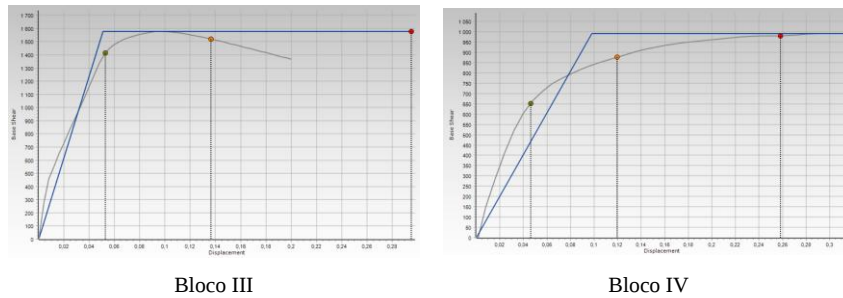


Figura 22 - Curva de capacidade real e idealizada e respetivos estados limite para um sismo de direção X.

As bolas verdes, laranjas e vermelhas representam os estados limites referidos na legenda da Figura 21.

4.4.5.3. Deslocamento-alvo

Direção X

O valor do deslocamento-alvo foi calculado seguindo os passos do EC8-1 Anexo B (método N2), já apresentado no capítulo 2.

Começou-se por definir as massas de cada piso e os deslocamentos normalizados relativamente ao nó de controlo (nível da cobertura). Depois de calculados foi possível obter a massa do sistema com um grau de liberdade equivalente, necessário para obter o coeficiente de transformação, Γ . Conhecidas as variáveis necessárias à determinação de Γ , o método N2 dá a relação entre os valores da força de corte na base e deslocamento do nó de controlo do sistema com vários graus de liberdade, com a força, F^* , e deslocamento, d^* , do sistema com um grau de liberdade através do coeficiente de transformação. De seguida, chegou-se ao valor do período, T^* , do sistema equivalente com um grau de liberdade que permitiu calcular o valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o mesmo período T^* e posteriormente a obtenção do deslocamento-alvo, d_{et}^* , da estrutura equivalente com período T^* . O anexo B também define que para as estruturas de períodos médios e longos ($T^* \geq T_C$) que o deslocamento-alvo d_{et}^* é igual a d_{et}^* . Por fim, basta multiplicar o coeficiente de transformação pelo deslocamento-alvo do sistema de um grau de liberdade de modo a obter-se o deslocamento-alvo para o sistema com n graus de liberdade.

No Quadro 10, pode-se consultar alguns valores obtidos, através de uma folha de cálculo no Excel e resultados do *pushover*, necessários para a determinação do deslocamento-alvo da estrutura, individualizados por bloco.

Quadro 10 - Variáveis de cada bloco para a determinação do deslocamento-alvo, direção X.

	Bloco I	Bloco II	Bloco III	Bloco IV
m^* (kN)	5108,2	1967,9	4647,7	2216,7
Γ	1,374	1,284	1,225	1,332
T^* (s)	1,91	1,74	2,43	2,81
d_t^* (cm)	4,96	4,52	5,21	5,21
d_t (cm)	6,81	5,80	6,38	6,94

Direção Y

Comentado [JR19]: Completar comentários

Seguindo o método N2 tal qual para a avaliação do sismo na direção X, organizou-se no Quadro 11 as mesmas variáveis consideradas relevantes na análise da direção Y.

Quadro 11 - Variáveis de cada bloco para a determinação do deslocamento-alvo, direção Y.

	Bloco I	Bloco II	Bloco III	Bloco IV
m^* (kN)	5114,4	1985,8	4365,1	2305,1
Γ	1,302	1,258	1,263	1,350
T^* (s)	1,91	1,74	2,36	2,87
d_t^* (cm)	4,96	4,54	5,21	5,21
d_t (cm)	6,46	5,70	6,58	7,03

Na Figura 23, estão representadas as curvas de capacidade de cada bloco como o deslocamento respetivo a cada estado limite, face à ocorrência de um sismo na direção Y.

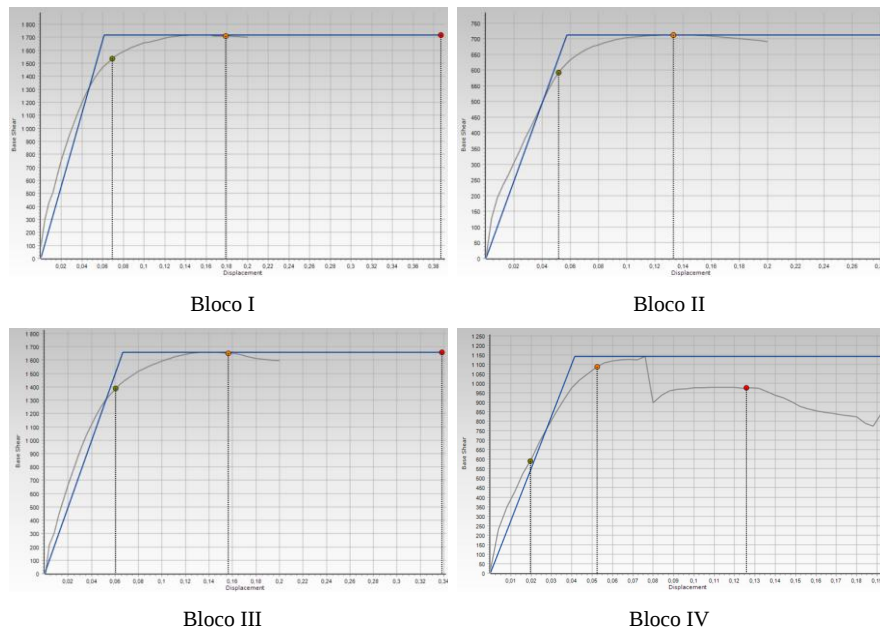


Figura 23 - Curva de capacidade real e idealizada e respetivos estados limite para um sismo de direção Y.

Em comparação com os resultados obtidos para a direção sísmica X, destacam-se os Blocos I e II, onde, na direção Y, o deslocamento admissível para o estado limite de danos severos é mais elevado. Este facto justifica-se pela presença de paredes resistentes orientadas na direção perpendicular, o que confere à estrutura uma maior rigidez e capacidade de dissipação de energia, permitindo assim um valor mais permissivo para o deslocamento limite associado a esse estado limite.

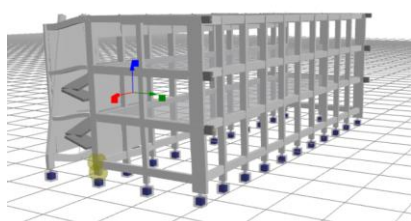
4.4.5.4. Rótulas plásticas

Direção X

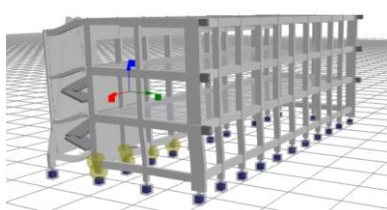
O presente capítulo tem como objetivo analisar a formação de rótulas plásticas na estrutura em estudo, como resultado da análise *pushover* realizada no software SeismoStruct. Esta análise permite identificar as zonas críticas de plastificação nos elementos estruturais e compreender o mecanismo de colapso da estrutura sob ações sísmicas. Pretende-se, assim, avaliar se a resposta da estrutura é governada por um comportamento dúctil e global ou por um mecanismo frágil e localizado, com implicações diretas na sua segurança sísmica.

Na Figura 24, está registado o aparecimento da primeira rótula plástica para um dado fator de carregamento seguido das rótulas no último fator de carregamento em cada bloco.

Bloco I

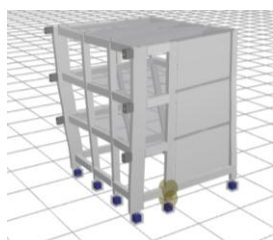


(a) Primeira rótula plástica

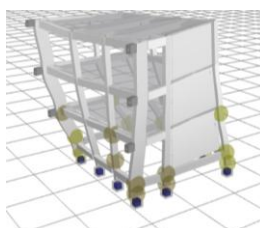


(b) Último fator de carga

Bloco II

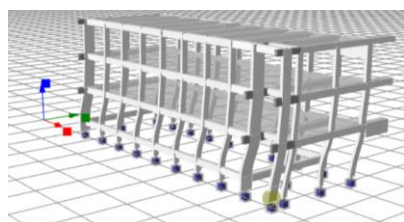


(a) Primeira rótula plástica

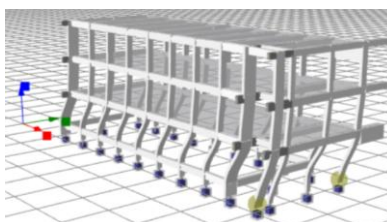


(b) Último fator de carga

Bloco III

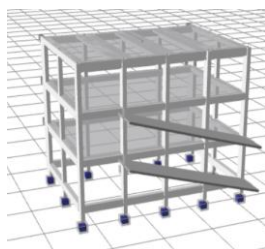


(a) Primeira rótula plástica

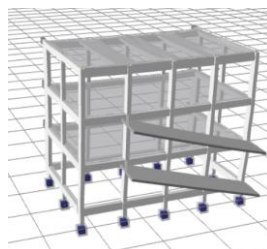


(b) Último fator de carga

Bloco IV



(a) Primeiro fator de carga



(b) Último fator de carga

Figura 24 - Aparecimento das primeiras rótulas plásticas e o último fator de carregamento.

De forma a entender melhor a formação das rótulas, o comportamento da estrutura e os possíveis mecanismos formados, apresenta-se no Quadro 12 os passos de análise e o respetivo número de rótulas existentes e a sua percentagem face ao número final, destacando os momentos que se considera mais relevantes, sendo eles o passo em que se forma a primeira rótula, nos estados limitação de danos, danos severos e colapso iminente.

Quadro 12 - Número de rótulas plásticas para diferentes fases de carregamento (direção X).

	Bloco I	Bloco II	Bloco III	Bloco IV
d_t	4 (67%)	0	0	0
DL	0	0	0	0
SD	6 (100%)	0	0	0
NC	6 (100%)	11 (50%)	1 (100%)	0
Fator carregamento final	6 (100%)	22 (100%)	2 (100%)	0

No bloco I, podemos observar que as primeiras rótulas plásticas aparecem para o mesmo fato de carga no pilar entre o primeiro piso e a fundação nas suas extremidades e junto às escadas. Pelo Quadro 12, retira-se que para o estado de limitação de danos ainda não há formação de rótulas plásticas, mas que quando atinge o estado de colapso iminente já se formaram 100% das rótulas que vão formar até ao carregamento final.

O bloco II é o que vai formar mais rótulas plásticas, surgem inicialmente num pilar que vai do primeiro piso à fundação e de seguida vão se formando nas extremidades dos pilares do primeiro piso. Até ao limite de danos severos não há formação de rótulas, quando se atinge o limite de colapso iminente a estrutura já desenvolveu 50% das rótulas que se vão formar no último fator de carga.

No bloco III, o número de rótulas formadas é reduzido, à semelhança dos outros blocos a formação da primeira rótula ocorre no pilar que vai da fundação ao primeiro piso. As rótulas que surgem são na extremidade da estrutura numa área onde a laje do piso 1 não tem desenvolvimento. O único estado limite em que se verificam rótulas plásticas é o de colapso iminente onde há 50% das rótulas formadas no último fator de carga.

Para o bloco IV, não há formação de rótulas até ao fator de carregamento final, logo nenhum estado limite compreende rótulas associadas ao seu deslocamento.

Direção Y

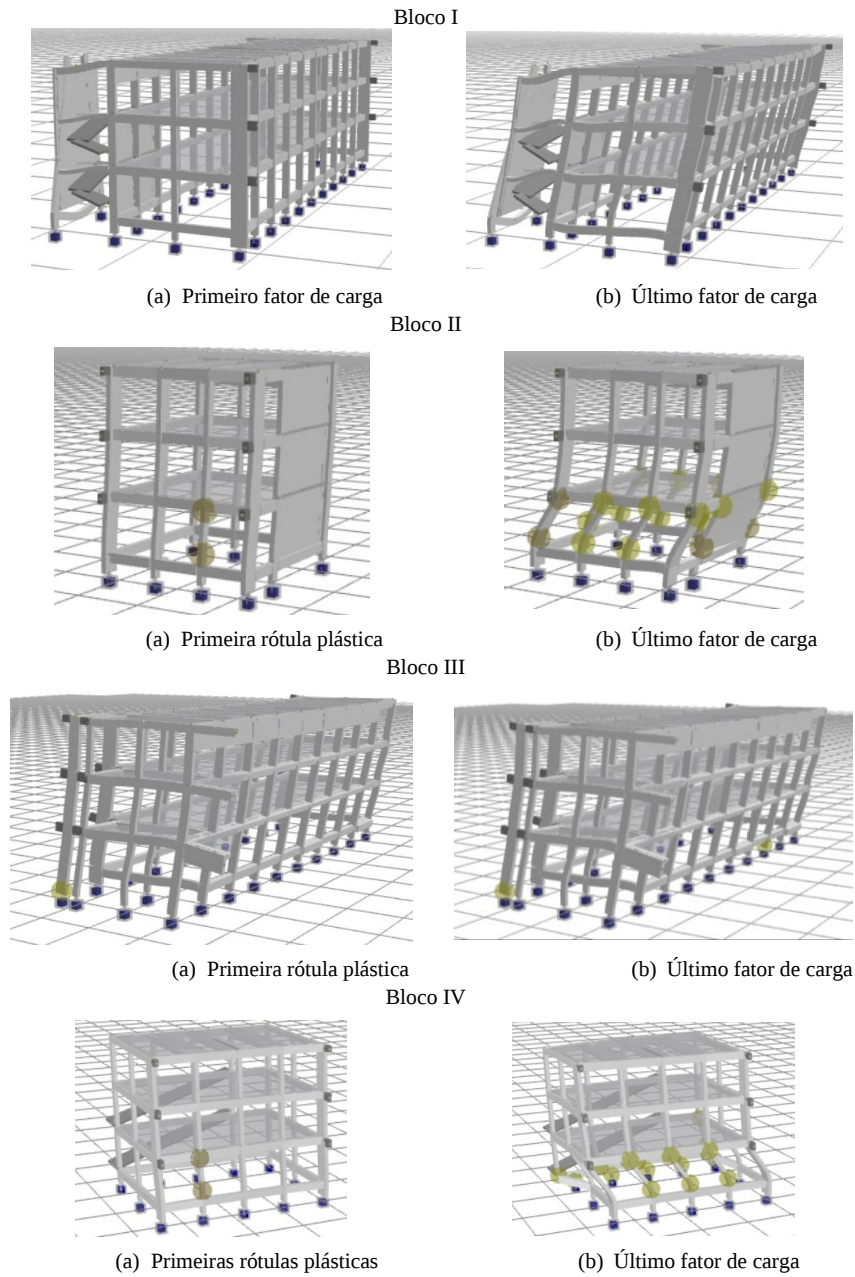


Figura 25 - Aparecimento das primeiras rótulas plásticas e o último fator de carregamento.

De um modo geral, pela observação da Figura 25, conclui-se que a formação de rótulas plásticas na última etapa de carregamento está concentrada ao nível do primeiro piso. No Quadro 13, é feita a análise das rótulas plásticas para pontos considerados relevantes, como estados limite, deslocamento-alvo e último fator de carga da análise *pushover*.

Quadro 13 - Número de rótulas plásticas para diferentes fases de carregamento (direção Y).

	Bloco I	Bloco II	Bloco III	Bloco IV
d_t	0	8 (44%)	0	8 (44%)
DL	0	8 (44%)	0	0 (0%)
SD	0	16 (89%)	0	6 (33%)
NC	0	18 (100%)	2 (100%)	10 (56%)
Fator carregamento final	0	18	2	18

Como tinha sido comentado no capítulo da apresentação do caso de estudo dadas as semelhanças estruturais e geométricas dos blocos I com III e bloco II com IV, o respetivo comportamento à resposta sísmica na direção y também é semelhante entre eles.

Os blocos II e IV são o que apresentam maior número de formação de rótulas plásticas e simultaneamente uma aparição de cerca de 50% de rótulas plásticas para o deslocamento-alvo da estrutura.

4.4.5.5. Deslocamento relativo entre pisos (*Drift*)

O deslocamento relativo entre pisos, também designado por *drift*, constitui um dos parâmetros mais relevantes na avaliação do comportamento sísmico das estruturas. Este deslocamento corresponde à diferença de deslocamento lateral entre dois pisos consecutivos, dividida pela altura do piso, e está diretamente relacionado com o nível de deformação a que os elementos estruturais e não estruturais estão sujeitos durante um sismo. A análise do *drift* permite identificar possíveis concentrações de deformação ao longo da altura do edifício, sendo fundamental para detetar a presença de pisos fracos (*soft stories*) ou irregularidades em altura que possam comprometer o desempenho sísmico.

O deslocamento de cada piso foi obtido através da média dos deslocamentos dos nós que o constituem na direção analisada. Posteriormente, com o deslocamento de cada piso foi possível calcular o deslocamento relativo entre pisos consecutivos, através da seguinte expressão:

$$d_{ri} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i} \quad (4.6)$$

Em que:

d_{ri} deslocamento relativo entre o piso i e i-1;

δ_i deslocamento do piso i;

h_i altura do piso i.

De acordo com o EC8, os limites máximos de deslocamento relativo entre pisos dependem do tipo de elementos não estruturais. Para este estudo foram considerados os três limites normativos, embora na análise final tenha sido adotado o mais restritivo (0,005 h) por ser mais conservativo dado não ter informação acerca do tipo de elementos não estruturais existentes.

Apresentam-se as expressões 4.7, 4.8 e 4.9 definidas no EC8 parte 1 (4.3.3.2) para os limites máximos de deslocamento relativo entre pisos.

$$d_r v \leq 0,005h \quad (4.7)$$

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (4.8)$$

$$d_r v \leq 0,010h \quad (4.9)$$

Em que

d_r valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;

v coeficiente de redução (0,55 para sismos Tipo 2 segundo o Anexo Nacional);

h altura entre pisos.

Direção X

No Quadro 14 estão descritos os deslocamentos laterais para cada piso, as alturas entre pisos e os valores de *drift* entre pisos finalizando com a validação imposta no EC8, os valores dos deslocamentos foram tirados para o deslocamento-alvo da estrutura com n graus de liberdade.

Analisando o Quadro 14 é possível concluir que o deslocamento relativo entre pisos cumpre o requisito mais rigoroso do EC8, logo, certamente irá cumprir os restantes requisitos menos exigentes, independentemente das propriedades dos elementos não estruturais existentes.

Comentado [JR21]: Onde estão os limites do drift nos códigos

Quadro 14 - Determinação e comparação do *drift* obtido na direção X com limite do EC8.

Bloco	Piso (i)	h_i (m)	δ_i (cm)	d_{ri} (%)	d_{riv} (%)	$0,005h(cm)$
I	1	3,0	0,60			
	2	3,0	3,20	0,87	0,479	1,5
	3	3,0	4,24	0,35	0,193	1,5
	4	3,0	5,60	0,45	0,248	1,5
II	1	3,0	0,40			
	2	3,0	2,53	0,83	0,457	1,5
	3	3,0	4,39	0,62	0,341	1,5
	4	3,0	5,60	0,40	0,220	1,5
III	1	3,0	0,263			
	2	3,0	3,08	0,94	0,561	1,5
	3	3,0	5,40	0,77	0,424	1,5
	4	3,0	6,38	0,33	0,182	1,5
IV	1	3,0	0,319			
	2	3,0	2,81	0,83	0,457	1,5
	3	3,0	5,32	0,84	0,462	1,5
	4	3,0	6,92	0,53	0,292	1,5

Comentado [JR22]: Verificar este valor

Direção Y

No Quadro 15, apresentam-se os valores relativos a altura de cada piso, deslocamento por piso, deslocamento relativo entre pisos adjacentes e o valor reduzido como também o limite definido no EC8.

Para o sismo de projeto com direção segundo o eixo dos y, também se verifica cumprido o limite mais exigente para o deslocamento relativo entre pisos adjacentes (*drift*).

Quadro 15 - Determinação e comparação do *drift* obtido na direção Y com limite do EC8.

Bloco	Piso (i)	h_i (m)	δ_i (cm)	d_{ri} (%)	d_{riv} (%)	$0,005h$ (cm)
-------	----------	-----------	-----------------	--------------	---------------	---------------

I	1	3,0	0,344			
	2	3,0	2,38	0,67	0,369	1,5
	3	3,0	4,89	0,84	0,462	1,5
	4	3,0	6,40	0,50	0,275	1,5

II	1	3,0	0,256			
	2	3,0	3,00	0,92	0,506	1,5
	3	3,0	5,10	0,7	0,385	1,5
	4	3,0	6,00	0,3	0,165	1,5

III	1	3,0	0,40			
	2	3,0	2,77	0,79	0,435	1,5
	3	3,0	5,15	0,79	0,435	1,5
	4	3,0	6,80	0,55	0,165	1,5

IV	1	3,0	0,754			
	2	3,0	4,76	1,34	0,737	1,5
	3	3,0	5,99	0,41	0,226	1,5
	4	3,0	7,20	0,40	0,220	1,5

4.4.5.6. Verificação da interação entre estruturas

Visto o edifício ter sido projetado por quatro blocos independentes ligados por juntas de dilatação, é importante verificar se a largura da junta é suficiente para não haver colisão entre as estruturas durante a ocorrência de um sismo.

Apresenta-se na 4.10 a condição, proposta pelo EC8 (4.4.2.7), que deve ser satisfeita para se considerar se é suficiente a largura que foi considerada no projeto.

$$\Delta_p = 0,7 \cdot \sqrt{\Delta_i^2 + \Delta_j^2} \quad (4.10)$$

Em que:

Δ_p separação entre estruturas;

Δ_i deslocamento horizontal máximo de um bloco i;

Δ_j deslocamento horizontal máximo de um bloco j adjacente a i;

0,7 fator de redução para estruturas ao mesmo nível.

Direção X

Estes valores foram organizados no Quadro 16 de modo a verificar se cumprem os requisitos considerados no EC8, $L_{junta} \geq \Delta_p$.

Quadro 16 - Deslocamentos dos blocos na direção y num sismo de direção x.

Interação entre blocos	$\Delta_i (cm)$	$\Delta_j (cm)$	$L_{junta} (cm)$	$\Delta_p (cm)$
Bloco I – Bloco II	1,36	1,96	2,0	1,67
Bloco I – Bloco IV	0,49	0,83	2,0	0,67
Bloco II – Bloco III	4,73	0,048	2,0	3,31
Bloco III- Bloco IV	0,38	0,049	2,0	0,27

Após analisar o Quadro 16, pode-se concluir que a junta de dilatação adotada no projeto, para um sismo na direção x para o movimento das estruturas na direção y, não será suficiente para evitar a colisão entre os blocos.

Direção Y

O mesmo procedimento foi efetuado para o sismo de projeto na direção Y, os resultados obtidos podem ser consultados no Quadro 17.

Quadro 17 - Deslocamentos dos blocos na direção y num sismo de direção y.

Interação entre blocos	$\Delta_i (cm)$	$\Delta_j (cm)$	$L_{junta} (cm)$	$\Delta_p (cm)$
Bloco I – Bloco II	8,45	5,50	2,0	7,1
Bloco I – Bloco IV	6,95	7,21	2,0	7,0
Bloco II – Bloco III	5,59	5,3	2,0	5,4
Bloco III- Bloco IV	7,89	6,00	2,0	6,9

Após analisar o Quadro 17, pode-se concluir que a junta de dilatação adotada no projeto, para um sismo na direção y para o movimento das estruturas na direção y, não será suficiente para evitar a colisão entre os blocos. Todos os blocos irão colidir com o adjacente na eventualidade de ocorrência de um sismo, a separação entre sismos devia ser aproximadamente 3,5 vezes superior à existente.

4.5. ETABS

Neste capítulo vão ser apresentados e analisados os resultados do modelo efetuado no software ETABS. Os pressupostos seguidos para a obtenção de alguns valores serão omitidos visto que foram os mesmos já apresentados no capítulo anterior referente ao software SeismoStruct.

O ETABS é um software amplamente utilizado na área da engenharia civil para a modelação, análise e dimensionamento de estruturas de edifícios. Desenvolvido pela Computers and Structures, Inc. (CSI), o programa permite a análise de estruturas tridimensionais, integrando de forma eficiente a definição da geometria, das cargas e das propriedades dos materiais.

Entre as suas principais funcionalidades, destacam-se a realização de análises estáticas e dinâmicas, incluindo análises modais, análise sísmica por espectro de resposta e análises não lineares, nomeadamente a análise *pushover*. O ETABS apresenta ferramentas específicas para modelação de elementos estruturais típicos de edifícios, como vigas, pilares, lajes e paredes, permitindo a consideração de diferentes tipos de ligações, condições de apoio e ações.

No contexto deste trabalho, o ETABS foi utilizado para desenvolver um modelo numérico da estrutura do edifício em estudo, realizar a análise *pushover* e avaliar o desempenho sísmico com base nas diretivas do Eurocódigo 8.

4.6. MODELAÇÃO NO ETABS

4.6.1. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS

Com semelhança ao SeismoStruct, o ETABS possui uma interface gráfica e capacidades de integração com software de desenho assistido por computador (CAD) que facilitam a definição de modelos complexos, bem como a interpretação dos resultados.

Na modelação dos elementos estruturais, relativamente às vigas e pilares são representados por elementos lineares com plasticidade distribuída e discretização da seção em (frame) e em relação às lajes, paredes e escadas os elementos são do tipo `shell`.

4.6.1.1. Fundações

As fundações do edifício foram modeladas considerando um encastramento perfeito, em que todas as sapatas estão restritas totalmente de deslocamentos e rotações em todas as direções.

Comentado [JR23]: Perguntar de que tipo são os elementos.

4.6.1.2. Pilares e vigas

O ETABS oferece uma ferramenta que simplifica bastante a modelação das vigas e pilares, através de uma ferramenta que reconhece a secção importada do AutoCad definida por blocos ou polilinhas e atribui automaticamente as secções correspondentes através de um clique. Os pilares e as vigas foram modelados como elementos frame, assumindo-se comportamento uniaxial de flexão e esforço axial. As secções transversais foram atribuídas com base nos elementos existentes, e as propriedades dos materiais definidas segundo o Eurocódigo 2. Para os pilares, foi tida especial atenção à correta orientação local dos eixos para assegurar a coerência na análise sísmica. As vigas principais, por sua vez, foram modeladas com continuidade entre os nós, sendo considerados os vãos reais entre pilares.

4.6.1.3. Lajes, paredes e escadas

As lajes foram modeladas como elementos shell-thick, existindo no modelo lajes aligeiradas (lajes de piso e de cobertura) como também lajes maciças (lajes em consola). As lajes foram modeladas com comportamento unidimensional, assumindo que as cargas verticais são transmitidas apenas na direção paralela às vigotas. Esta abordagem justifica-se pela configuração das lajes com elementos de enchimento e vigotas dispostas numa única direção, e por estarem apenas apoiadas em dois lados opostos, o que limita a redistribuição de esforços na direção perpendicular. Assim, considerou-se uma distribuição unidirecional de cargas no modelo, coerente com o funcionamento real das lajes. A modelação das lajes aligeiradas foi feita calculando o valor do peso próprio e atribuindo uma percentagem muito baixa para a inércia à flexão na direção em que a laje não está apoiada.

As paredes também foram modeladas como elementos shell, atribuindo-se a respetiva espessura a cada qual.

4.6.1.4. Rótulas plásticas

Para a simulação do comportamento inelástico da estrutura no contexto da análise *pushover*, recorreu-se à introdução de rótulas plásticas concentradas nos elementos estruturais principais, nomeadamente vigas e pilares. Estas rótulas foram atribuídas de forma automática no ETABS, com base nos critérios definidos pelo EC8 parte 3, o qual estabelece orientações específicas para a avaliação sísmica de estruturas existentes.

Nas vigas, foram consideradas rótulas do tipo M3, localizadas nas extremidades dos elementos, representando a plastificação por flexão segundo o eixo principal. Esta definição reflete a intenção de privilegiar a formação de rótulas nas vigas, promovendo um mecanismo de dissipação de energia desejável e em conformidade com a filosofia de dimensionamento baseada no conceito de "viga fraca – pilar forte".

Nos pilares, foram introduzidas rótulas do tipo P-M2-M3, também nas extremidades, de modo a representar a interação entre esforço axial e momentos fletores nos dois planos principais. Esta modelação permite captar de forma mais realista os efeitos combinados que estes elementos verticais estão sujeitos durante a ação sísmica, nomeadamente em zonas críticas como o piso térreo.

As propriedades mecânicas das rótulas como rigidez inicial, momento de plastificação, ductilidade e degradação foram automaticamente determinadas pelo programa, tendo em conta as características geométricas, os materiais atribuídos e os níveis de esforço axial atuantes em cada elemento.

4.6.2. MATERIAIS

O ETABS possui uma base de dados relativa a materiais de construção e as suas características mecânicas, em que basta introduzir a nomenclatura do material que se pretende atribuir a cada elemento que o software reconhece todas as propriedades inerentes e necessárias para o cálculo da estrutura.

4.6.2.1. Betão

A classe de betão utilizada foi a mesma já apresentada anteriormente, mas visto o ETABS fazer uma análise elástica relativamente aos materiais foi necessário editar o valor do módulo de elasticidade do betão de forma a tornar o modelo estrutural mais compatível com a realidade do comportamento sísmico, foram adotadas algumas simplificações e ajustamentos nos modelos numéricos. No caso do ETABS, foi necessário reduzir a rigidez do betão (nomeadamente o módulo de elasticidade) para metade, conforme recomendado pelo Eurocódigo 8 e por Fardis [18] num documento relativo ao dimensionamento sísmico e avaliação de estruturas em betão armado segundo o EC8, com o objetivo de representar os efeitos da fissuração nos elementos estruturais em regime não linear. Este ajustamento é usual em análises *pushover* quando se recorre a um modelo com comportamento elástico com rótulas plásticas concentradas, como é o caso do ETABS. Pelo contrário, no SeismoStruct tal redução não foi necessária, dado que o software utilizado já incorpora diretamente o comportamento não linear dos materiais, simulando a fissuração do betão e a plastificação do aço ao longo dos elementos. Para isso, recorre a modelos de histerese que representam a perda de rigidez e resistência sob ações cíclicas, sem necessidade de definir rótulas plásticas concentradas em pontos específicos da estrutura.

4.6.2.2. Aço

Tal como no SeismoStruct, não havendo um aço correntemente utilizado equivalente nos catálogos, optou-se por introduzir manualmente as mesmas características do aço adotado no modelo do SeismoStruct.

4.6.3. ARMADURAS

O ETABS permite facilmente editar as armaduras dos pilares, definindo-as individualmente ou para uma dada seleção pretendida, definindo o número de varões para a secção superior e inferior. Nas vigas, a definição da armadura segue outro procedimento, em que é introduzida a área de armadura existente na secção superior e inferior bem como no início e fim da viga. No projeto de execução constam pormenores das secções detalhando a dimensão da secção, o número, a posição e o diâmetro dos varões. Por simplificação, assumiu-se que as vigas teriam a mesma quantidade de armadura em todo o seu desenvolvimento, sendo que a armadura inferior corresponde à de meio vão do projeto e a superior a que existe junto ao apoio. Um exemplo de uma secção pode ser visualizado na Figura 26.

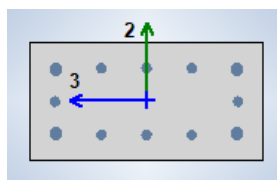


Figura 26 - Secção transversal de um pilar da estrutura (ETABS).

4.6.4. MODELO DO EDIFÍCIO

O modelo do edifício foi construindo conforme os dados apresentados no capítulo 3 e capítulo 4, uma representação da estrutura pode ser visualizada na Figura 27.

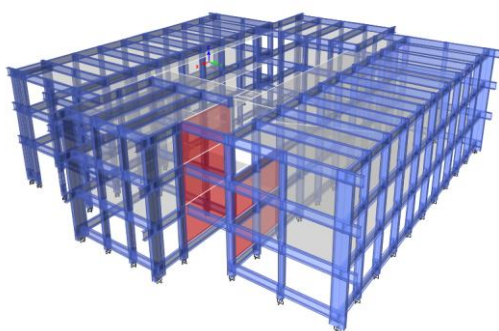


Figura 27 - Modelo do edifício no ETABS.

4.6.5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Com todos os elementos e variáveis definidos correu-se a análise estática não linear de modo a entender o comportamento do edifício face a um sismo característico para a zona onde a estrutura está localizada. A análise incide sobre os blocos I e II, considerados representativos da tipologia estrutural em estudo, com o intuito de viabilizar a comparação entre softwares e avaliar a coerência dos resultados no âmbito da modelação sísmica.

4.6.5.1. Análise modal

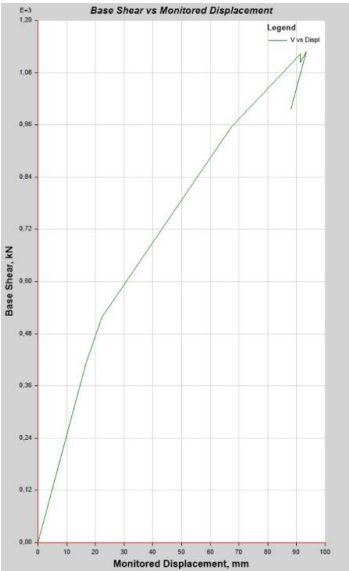
A curva de capacidade obtida a partir da análise *pushover* no ETABS representa o comportamento global da estrutura, composta por múltiplos graus de liberdade, os valores característicos são apresentados para cada bloco no Quadro 18.

Quadro 18 - Valores característicos do 1º modo de vibração de cada bloco para as direções x e y (ETABS).

	Bloco II		Bloco III	
	X	Y	X	Y
Período (s)	0,355	0,546	0,567	0,441
Massa modal (ton)	107,1	239,0	721,2	740,3
α_1 %	36,7	81,9	80,0	82,1

4.6.5.1. Curvas de capacidade

Neste capítulo são apresentadas e analisadas as curvas de capacidade para o sismo na direção X e na direção Y, respetivamente na Figura 28 e Figura 29, obtidas para cada um dos blocos que compõem o edifício em estudo. Estas curvas representam a relação entre a força de corte na base e o deslocamento lateral global da estrutura, permitindo avaliar o seu comportamento inelástico face à ação sísmica. Através da sua interpretação, é possível identificar a rigidez inicial, a capacidade resistente, o ponto de colapso e os níveis de deformação associados a diferentes estados limite de desempenho. A comparação entre os diferentes blocos permite ainda compreender a influência das características geométricas e estruturais de cada volume na sua vulnerabilidade sísmica.

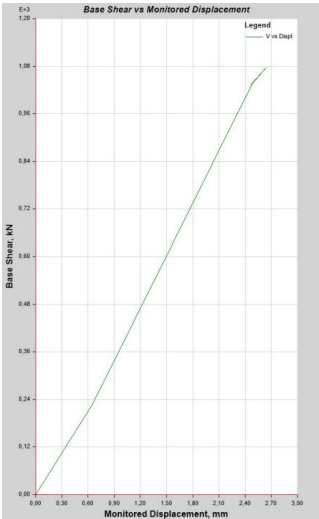


Bloco II



Bloco III

Figura 28 - Curva de capacidade da estrutura face ao sismo na direção X.



Bloco II



Bloco III

Figura 29 - Curva de capacidade da estrutura face ao sismo na direção Y.

4.6.5.2. Rótulas plásticas

Na Figura 30, estão registadas as características das rótulas plásticas no nó de controlo.

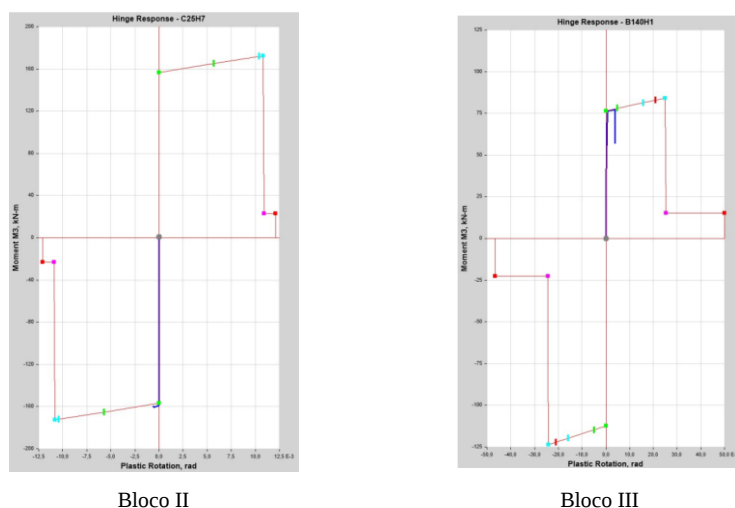


Figura 30 - Propriedades das rótulas plásticas de controlo.

4.6.5.3. Deslocamento relativo entre pisos (*Drift*)

De acordo com o EC8, os limites máximos de deslocamento relativo entre pisos dependem do tipo de elementos não estruturais. Para este estudo foram considerados os três limites normativos, embora na análise final tenha sido adotado o mais restritivo (0,005 h) por ser mais conservativo dado não ter informação acerca do tipo de elementos não estruturais existentes.

Direção X

No Quadro 19 estão descritos os deslocamentos laterais para cada piso, as alturas entre pisos e os valores de *drift* entre pisos finalizando com a validação imposta no EC8, os valores dos deslocamentos foram tirados para o deslocamento-alvo da estrutura com n graus de liberdade.

Comentado [JR24]: Onde estão os limites do drift nos codigos

Quadro 19 - Determinação e comparação do *drift* obtido com limite do EC8.

Bloco	Piso (i)	h_i (m)	δ_i (cm)	d_{ri} (%)	d_{riv} (%)	$0,005h$ (cm)
II	1	3,0	0,020			
	2	3,0	0,058	0,013	0,007	1,5
	3	3,0	0,163	0,035	0,019	1,5
	4	3,0	0,320	0,052	0,029	1,5
III	1	3,0	0,010			
	2	3,0	0,060	0,017	0,002	1,5
	3	3,0	0,158	0,033	0,018	1,5
	4	3,0	0,292	0,045	0,025	1,5

Analisando o Quadro 19 é possível concluir que o deslocamento relativo entre pisos cumpre o requisito mais rigoroso do EC8, logo, certamente irá cumprir os restantes requisitos menos exigentes, independentemente das propriedades dos elementos não estruturais existentes.

Direção Y

Quadro 20 - Determinação e comparação do *drift* obtido com limite do EC8.

Bloco	Piso (i)	h_i (m)	δ_i (cm)	d_{ri} (%)	d_{riv} (%)	$0,005h$ (cm)
II	1	3,0	0,021			
	2	3,0	0,058	0,012	0,066	1,5
	3	3,0	0,167	0,036	0,020	1,5
	4	3,0	0,320	0,051	0,028	1,5
III	1	3,0	0,015			
	2	3,0	0,06	0,015	0,008	1,5
	3	3,0	0,165	0,035	0,019	1,5
	4	3,0	0,291	0,042	0,023	1,5

Para a direção y a análise também devolveu resultados positivos face ao deslocamento ente pisos.

4.6.5.4. Verificação da interação entre estruturas

Direção X

Estes valores foram organizados no Quadro 21 de modo a verificar se cumprem os requisitos considerados no EC8, $L_{junta} \geq \Delta_p$.

Quadro 21 - Deslocamentos dos blocos na direção y num sismo de direção x.

Interação entre blocos	$\Delta_i(cm)$	$\Delta_j(cm)$	$L_{junta}(cm)$	$\Delta_p(cm)$
Bloco II – Bloco III	0,2	0,08	2,0	0,15

Após analisar o Quadro 21, pode-se concluir que a junta de dilatação adotada no projeto, para um sismo na direção x, segundo os resultados obtidos no ETBS seria suficiente.

Direção Y

Quadro 22 - Deslocamentos dos blocos na direção y num sismo de direção y.

Interação entre blocos	$\Delta_i(cm)$	$\Delta_j(cm)$	$L_{junta}(cm)$	$\Delta_p(cm)$
Bloco II – Bloco III	0,03	0,03	2,0	0,03

Após analisar o Quadro 22, pode-se concluir que a junta de dilatação adotada no projeto, para um sismo na direção y, segundo os resultados obtidos no ETBS, seria suficiente.

4.7. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS SEISMOSTRUCT VS ETABS

A análise comparativa entre os resultados obtidos no ETABS e no SeismoStruct visa avaliar a consistência das duas modelações e compreender as diferenças que decorrem das metodologias de cálculo e das simplificações adotadas em cada software. O foco da comparação centrou-se no deslocamento-alvo, nos *drifts* entre pisos e no mecanismo de colapso identificado nas análises *pushover*.

Relativamente ao deslocamento-alvo, é expectável que se verifiquem algumas discrepâncias entre os valores obtidos nos dois softwares. O SeismoStruct, ao considerar explicitamente o comportamento não linear dos materiais e a formação progressiva das rótulas plásticas ao longo da análise, tende a fornecer deslocamentos-alvo mais rigorosos e detalhados, diretamente associados ao desenvolvimento da curva de capacidade real da estrutura. O ETABS, apesar de também permitir análise não linear, a definição simplificada das rótulas plásticas e dos modificadores de rigidez pode conduzir a deslocamentos-alvo ligeiramente diferentes, sendo a sua precisão fortemente dependente do grau de detalhe da modelação dos elementos não lineares.

No que se refere ao *drift* entre pisos, ambos os softwares permitem a extração direta dos deslocamentos dos pisos e a determinação dos *drifts*, mas diferenças podem surgir devido à forma como são calculados os deslocamentos do nó de controlo ou do centro de massa do piso. Além disso, variações nos valores podem decorrer das diferenças na consideração da rigidez efetiva dos elementos e do modo como os efeitos P-Delta são tratados em cada programa. O SeismoStruct, ao modelar o comportamento histerético de forma mais detalhada, pode evidenciar variações de rigidez mais acentuadas ao longo do carregamento, refletindo-se nos *drifts* calculados.

Por fim, no que diz respeito ao mecanismo de colapso, é natural que os dois softwares apresentem resultados qualitativamente semelhantes no que toca ao tipo geral de mecanismo (global ou localizado), desde que a modelação seja equivalente. No entanto, o SeismoStruct, pelo seu nível de detalhe na definição de materiais e elementos, permite uma visualização mais progressiva e pormenorizada da formação das rótulas plásticas, facilitando a identificação das zonas críticas e dos elementos que conduzem ao mecanismo de colapso. No ETABS, essa identificação depende fortemente da definição e posicionamento das rótulas plásticas e das propriedades atribuídas, podendo apresentar uma caracterização menos refinada do processo de colapso.

Em síntese, a análise comparativa entre os dois softwares teve como objetivo avaliar a coerência dos modelos e a fiabilidade dos resultados obtidos. No entanto, apenas os dados fornecidos pelo SeismoStruct revelaram-se suficientemente consistentes para a avaliação detalhada do comportamento sísmico.

Os blocos II e III foram alvo de análise no ETABS, pois dentro das possibilidades foram os que apresentaram resultados ao nível das frequências e participações modais semelhantes aqueles obtidos na análise efetuada no SeismoStruct.

Os deslocamentos obtidos no ETABS mostraram-se significativamente inferiores aos registados no SeismoStruct, o que evidencia uma possível subestimação da resposta estrutural. Tal discrepância poderá estar associada à necessidade de definição manual da rigidez efetiva dos elementos, à modelação menos rigorosa das rótulas plásticas e à ausência de funcionalidades diretas para análises não lineares avançadas, como o método *pushover* com controlo de deslocamento.

Assim, o ETABS foi utilizado sobretudo como apoio à verificação da coerência geométrica, dos modos de vibração e da massa modal associada ao modelo, enquanto o SeismoStruct permitiu uma avaliação mais precisa e fiável da vulnerabilidade sísmica da estrutura.

4.8. ANÁLISE DO DESEMPENHO SÍSMICO DA ESTRUTURA NA DIREÇÃO X

Os resultados considerados para a análise final são os do SeismoStruct, por se considerar que oferecem maior fiabilidade na representação do comportamento não linear da estrutura, bem como menor suscetibilidade a erros associados à modelação de rigidez e à definição de rótulas plásticas.

4.8.1. DESLOCAMENTO ESPERADO

Bloco I

O deslocamento alvo calculado pelo método N2 para o edifício em análise corresponde a 0,0681 m. Este valor insere-se na zona plástica da curva de capacidade da estrutura, entre o ponto que define a limitação de danos (cerca de 0,04 m) e o ponto representativo de danos severos (cerca de 0,10 m). A posição do deslocamento alvo na curva evidencia que, sob o sismo de projeto, a estrutura já ultrapassou o domínio puramente elástico e iniciou o desenvolvimento de deformações plásticas.

Para este nível de deslocamento, verificou-se a formação de 4 rótulas plásticas, localizadas em elementos estruturais específicos. Este comportamento indica que a estrutura começou a mobilizar a sua capacidade de dissipação de energia por histerese, embora o número de rótulas formadas seja ainda reduzido e a maior parte da estrutura se mantenha no domínio elástico. A distribuição das rótulas sugere um mecanismo de colapso ainda em fase inicial, sem concentração excessiva em elementos críticos, o que é compatível com um comportamento global desejável.

A estrutura apresenta, assim, um desempenho sísmico adequado para o nível de solitação analisado, com início de plastificação controlada e mantendo uma margem de capacidade resistente antes de atingir os estados limites mais severos (danos severos e colapso iminente).

Bloco II

O deslocamento alvo calculado pelo método N2 para o edifício em análise corresponde a 0,057 m. Este valor situa-se acima do ponto representativo do estado limite de danos severos (cerca de 0,04 m), evidenciando que, sob o sismo de projeto, a estrutura foi solicitada para além da sua capacidade de deformação controlada, entrando numa zona de comportamento altamente não linear.

A superação do estado de danos severos sugere que a estrutura poderá não garantir níveis adequados de segurança e funcionalidade pós-sismo, revelando uma vulnerabilidade sísmica elevada para a ação considerada. Esta situação exige particular atenção, podendo justificar a necessidade de intervenções de reforço ou reabilitação para garantir um desempenho estrutural compatível com os requisitos normativos.

Bloco III

O deslocamento alvo da estrutura, determinado pelo método N2, é de aproximadamente 0,064 m. Este valor situa-se na zona plástica da curva de capacidade, entre o ponto que marca a limitação de danos (correspondente ao fim da fase elástica) e o ponto correspondente ao início dos danos severos. Contudo, observa-se que até este nível de deslocamento a estrutura não apresenta a formação de rótulas plásticas significativas nos elementos estruturais principais.

Este comportamento indica que a estrutura, no cenário do sismo de projeto, se mantém no início do domínio plástico, sem mobilização efetiva da ductilidade prevista para a dissipação de energia. A ausência de rótulas plásticas sugere que os elementos estruturais principais possuem rigidez e capacidade resistentes suficientes para suportar o sismo de projeto sem o desenvolvimento de mecanismos de colapso.

Assim, o edifício revela um desempenho sísmico robusto para o nível de solicitação considerado, afastando-se dos estados limite mais gravosos e mantendo uma margem de segurança face ao colapso global.

Bloco IV

O deslocamento alvo da estrutura, determinado pelo método N2, é de aproximadamente 0,0694 m. Este valor situa-se na zona plástica da curva de capacidade, isto é, entre o ponto que marca a limitação de danos (0,045 m) e o ponto correspondente ao início dos danos severos (0,12 m). No entanto, observa-se que até este nível de deslocamento a estrutura não apresenta a formação de rótulas plásticas significativas nos elementos estruturais principais.

Este comportamento indica que a estrutura, no cenário do sismo de projeto, mantém-se essencialmente no domínio elástico ou no início do domínio plástico, sem mobilização efetiva da ductilidade prevista para a dissipação de energia. A ausência de rótulas plásticas sugere que os elementos estruturais possuem rigidez e capacidade resistentes suficientes para suportar o sismo de projeto sem o desenvolvimento de mecanismos de colapso.

Assim, o edifício revela um desempenho sísmico robusto para o nível de solicitação considerado, afastando-se dos estados limite mais gravosos (danos severos e colapso iminente) e mantendo uma margem de segurança face ao colapso global.

4.8.1.1. Considerações finais

No caso do Bloco II, observa-se, na Figura 31, que o deslocamento-alvo excede o valor associado ao estado limite de danos severos (SD). Esta condição indica que, sob a ação sísmica considerada, a estrutura entra numa fase de danos severos, em que os elementos estruturais podem desenvolver rótulas plásticas em número e localização relevantes, comprometendo parcialmente a sua capacidade resistente e funcionalidade.

Apesar de não atingir o estado de colapso iminente (NC), esta situação não garante a segurança estrutural exigida para edifícios de importância elevada, como é o caso de um edifício escolar. Assim, recomenda-se uma análise mais detalhada do comportamento dos elementos mais solicitados e, se necessário, a consideração de medidas de reforço ou reabilitação, sobretudo para garantir um desempenho sísmico aceitável ao nível do SD.

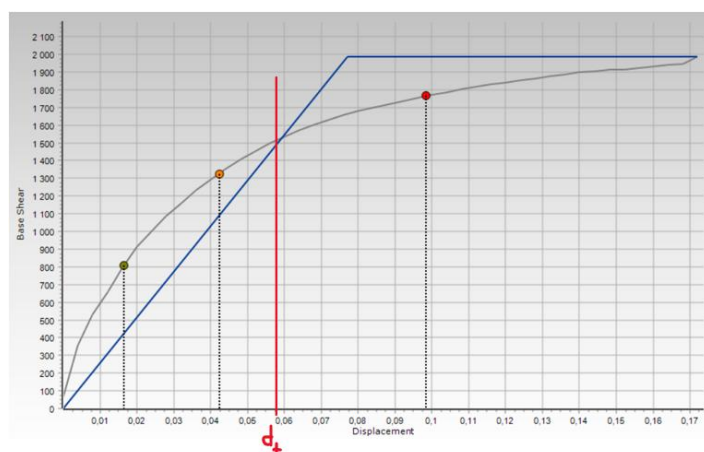


Figura 31 - Deslocamento alvo do bloco II.

4.8.2. MECANISMOS DE COLAPSO

A análise do mecanismo de colapso é um dos aspetos fundamentais na avaliação do comportamento sísmico das estruturas. O mecanismo de colapso corresponde à forma como a estrutura dissipa energia ao atingir e ultrapassar os seus limites resistentes, sendo determinante para a segurança global em situação sísmica.

Idealmente, o colapso deve ocorrer de forma global e controlada, com a formação progressiva de rótulas plásticas nas extremidades das vigas, permitindo a dissipação de energia de forma distribuída ao longo da altura do edifício. Este comportamento garante que a estrutura desenvolve a sua capacidade de ductilidade, evitando concentrações de danos em zonas localizadas que possam conduzir a um colapso frágil ou repentino.

Por outro lado, a formação de mecanismos de colapso localizados, como o mecanismo de piso fraco, caracteriza um comportamento indesejável, em que a dissipação de energia se concentra num único piso, geralmente devido à redução da rigidez ou resistência desse nível. Este tipo de mecanismo aumenta significativamente o risco de colapso parcial ou total da estrutura durante um sismo severo.

A identificação do mecanismo de colapso obtido na análise *pushover*, através da observação da localização e distribuição das rótulas plásticas formadas ao longo do carregamento, permite avaliar se o comportamento previsto para a estrutura é adequado às exigências sísmicas. Esta análise constitui uma ferramenta essencial para validar a capacidade de dissipação de energia da estrutura e para identificar eventuais vulnerabilidades que possam justificar intervenções de reforço ou melhorias no projeto.

4.8.2.1. Considerações finais

Após análise dos resultados obtidos, conclui-se que a formação das rótulas plásticas nos edifícios ocorre predominantemente nos pilares, concentrando-se entre o nível da fundação e o primeiro piso. Esta configuração evidencia um comportamento estrutural desfavorável perante a ação sísmica, uma vez que indica a formação de um mecanismo de colapso do tipo “piso fraco” caracterizado pela concentração da plasticidade num único nível horizontal.

De acordo com o Eurocódigo 8, este tipo de comportamento deve ser evitado, dado que compromete a capacidade global de dissipação de energia da estrutura e pode conduzir a colapsos progressivos súbitos. A norma recomenda, pelo contrário, que a plasticidade se desenvolva de forma distribuída, preferencialmente nas vigas, de modo a formar o denominado mecanismo “pilar forte – viga fraca”. Este mecanismo promove uma maior ductilidade global e aumenta a segurança estrutural em situações de carga sísmica severa, ao permitir a dissipação controlada de energia em elementos horizontais mais facilmente substituíveis e menos críticos para a estabilidade vertical do edifício.

Por fim, verifica-se a insuficiente separação entre os blocos II e III que sugere que mesmo para um sismo de direção perpendicular à espessura da junta de dilatação irá haver colisão entre as estruturas.

4.9. ANÁLISE DO DESEMPENHO SÍSMICO DA ESTRUTURA NA DIREÇÃO Y

4.9.1. DESLOCAMENTO ESPERADO

Bloco I

O deslocamento-alvo obtido para o Bloco I na direção Y é de 0,0646 m, valor inferior ao limite de 0,18 m estabelecido para o estado limite de Danos Significativos (SD). Esta diferença sugere que a estrutura não atinge níveis de dano que comprometam a sua integridade ou funcionalidade, mantendo-se num domínio de desempenho aceitável. A margem de segurança relativamente confortável reflete um comportamento sísmico adequado, com a estrutura a demonstrar capacidade para resistir à ação considerada sem formação generalizada de rótulas plásticas críticas ou mecanismos de colapso prematuros. Estes resultados indicam que, nesta direção, o Bloco I não requer medidas adicionais de reforço para cumprir os critérios de desempenho estipulados.

Bloco II

No Bloco II, o deslocamento-alvo calculado é de 0,570 m, permanecendo abaixo do valor de cerca de 0,13 m definido para o estado limite de Danos Significativos. Este resultado demonstra que a estrutura se mantém dentro de um intervalo de resposta favorável, sem ultrapassar os níveis de dano considerados críticos. Tal como no caso anterior, a resposta obtida não indica a necessidade imediata de intervenções estruturais, embora uma análise das rótulas plásticas formadas e do modo de colapso possa complementar a avaliação. A distância relativamente ampla entre o deslocamento-alvo e o SD sugere que o edifício apresenta uma boa capacidade de dissipação de energia e de rigidez residual.

Bloco III

O Bloco III apresenta um deslocamento-alvo de 0,658 m, consideravelmente inferior ao valor de 0,16 m definido como limite para o estado limite de Danos Significativos. Esta margem de segurança confirma que a estrutura não entra num domínio de dano severo, revelando um comportamento robusto face à ação sísmica imposta. A ausência de excedência do SD indica que a maior parte dos elementos estruturais permanece em regime elástico ou com danos limitados. Este desempenho, aliado à elevada capacidade de deformação antes da ocorrência de colapso, mostra que o Bloco III apresenta, nesta direção, um desempenho sísmico adequado.

Bloco IV

Para o Bloco IV, o deslocamento-alvo obtido é de 0,703 m, valor que excede o limite de 0,06 m definido para o estado limite de Danos Significativos. A superação deste limiar indica que a estrutura entra efetivamente no domínio de dano significativo, sendo expectável a formação de rótulas plásticas extensas e, possivelmente, o comprometimento de alguns elementos estruturais essenciais. Este resultado sugere a necessidade de uma análise mais detalhada do mecanismo de colapso e da distribuição das rótulas, de forma a verificar se existem zonas críticas que concentram a deformação. A vulnerabilidade sísmica nesta direção é superior aos restantes blocos, pelo que poderão ser recomendadas medidas de reforço ou de mitigação.

4.9.1.1. Considerações finais

Na direção Y, o Bloco IV apresenta um desempenho particularmente desfavorável, com um deslocamento-alvo superior ao valor estipulado para o estado limite de danos severos (SD), fixado em 6,0 cm. Este resultado, visível na Figura 32, sugere que, face à ação sísmica de cálculo, a estrutura atinge uma condição de dano significativo, caracterizada por deformações excessivas nos elementos estruturais e possível ativação generalizada de rótulas plásticas em zonas críticas.

Esta situação implica uma redução substancial da rigidez e da capacidade resistente do edifício, colocando em causa a sua funcionalidade pós-sismo. Dada a natureza da utilização do edifício, uma infraestrutura escolar, este nível de dano ultrapassa o limiar admissível para estruturas de importância elevada. Apesar de não se verificar colapso generalizado, os resultados evidenciam a necessidade de reavaliação do desempenho sísmico nesta direção, nomeadamente ao nível da ligação entre blocos, distribuição de rigidezes e integridade das juntas estruturais.

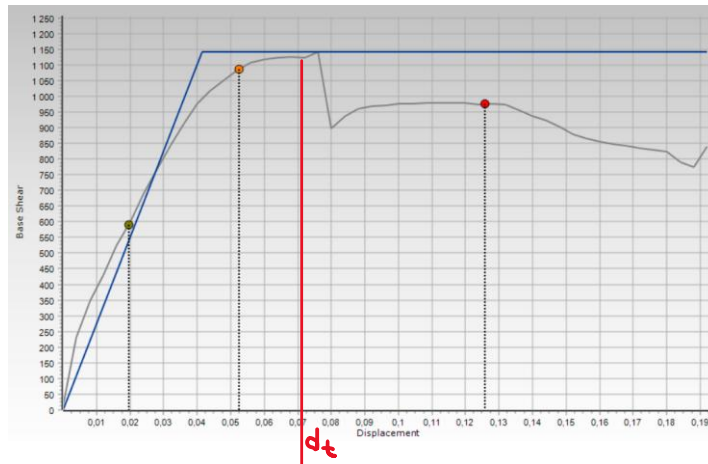


Figura 32 - Deslocamento-alvo bloco IV.

4.9.2. MECANISMOS DE COLAPSO

A análise dos mecanismos de colapso na direção Y revela a formação de um número significativo de rótulas plásticas nos pilares do piso térreo, particularmente concentradas junto às ligações viga-pilar. A formação das rótulas obtida na fase final da análise ilustra uma acumulação clara de plastificações nos elementos verticais da fachada, sugerindo a existência de zonas críticas com baixa redundância estrutural. Verifica-se ainda que todas as juntas analisadas apresentam comportamento insuficiente, não garantindo a capacidade de rotação e resistência necessárias para controlar o desenvolvimento de colisão local.

Apesar de a análise ter sido conduzida separadamente para cada bloco, é importante sublinhar que a estrutura funciona como um conjunto interligado, não sendo realista ignorar os efeitos de interação entre blocos. Neste caso, o comportamento do Bloco II evidencia uma tendência para colapso localizado na direção Y que, caso ocorra num cenário real, poderá induzir colisões com os blocos adjacentes. Essa interação física, resultante da proximidade e da ausência de juntas de dilatação eficazes, afetará inevitavelmente o desempenho global do edifício, podendo agravar os danos estruturais noutros blocos mesmo que estes individualmente não atinjam os seus próprios limites de dano.

No que respeita ao desempenho específico do Bloco II, observa-se que para o deslocamento-alvo foram atingidas 44% das rótulas previstas, valor já representativo de um nível de dano relevante. Esta percentagem aumenta de forma significativa para 89% quando se atinge o deslocamento correspondente ao estado limite de danos significativos (SD), indicando a proximidade de um colapso generalizado com perda de capacidade resistente em diversos elementos verticais. Estes resultados apontam para uma vulnerabilidade considerável da estrutura nesta direção, sendo recomendável uma intervenção ao nível das ligações estruturais.

Observa-se ainda que o deslocamento-alvo calculado se encontra muito próximo da primeira rutura significativa na curva de capacidade, evidenciada pela queda abrupta da força de corte na base, imediatamente após o patamar resistente inicial. Esta quebra representa uma fase de perda de rigidez localizada, que pode estar associada à formação de múltiplas rótulas plásticas em zonas críticas, colapso parcial de elementos verticais ou falha nas ligações estruturais. O facto de o deslocamento-alvo ocorrer nesta vizinhança indica que, sob a ação sísmica considerada, a estrutura se aproxima de um limiar de instabilidade, onde o comportamento global se torna altamente não linear e sujeito a mecanismos de colapso progressivo.

Apesar de não se tratar do ponto de colapso global (que ocorre mais adiante, com nova perda de capacidade), esta proximidade levanta preocupações quanto à fiabilidade da resposta estrutural para níveis de sollicitação equivalentes ao deslocamento-alvo, especialmente em edifícios com importância elevada, como é o caso. Reflete-se assim a necessidade de avaliar com maior detalhe a robustez e redundância do sistema resistente nesta direção.

4.10. COMPARAÇÃO DA REPOSTA ESTRUTURAL NAS DIREÇÕES X E Y

A análise comparativa entre as direções X e Y permite identificar diferenças relevantes no comportamento sísmico da estrutura, influenciadas tanto pela geometria dos blocos como pela orientação dos elementos resistentes.

4.10.1. PERÍODOS MODAIS

Os períodos do 1.º modo de vibração apresentam uma tendência mista entre as duas direções, com dois blocos a registarem períodos superiores em Y (Blocos I e II) e os restantes dois com períodos ligeiramente superiores em X (Blocos III e IV), revelando que a rigidez relativa varia consoante a configuração estrutural de cada bloco, como se verifica no Quadro 23.

Quadro 23 – Diferença de período para cada bloco para as duas direções analisadas.

Bloco	T_x (s)	T_y (s)	ΔT ($T_y - T_x$)
I	0,394	0,673	0,279
II	0,380	0,538	0,158
III	0,588	0,566	-0,022
IV	0,451	0,438	-0,013

À primeira vista, esta diferença parece contradizer a presença de paredes resistentes orientadas longitudinalmente na direção X, que oferecem rigidez quando analisadas transversalmente, ou seja, na direção Y. Contudo, esta rigidez potencial das paredes não se traduz diretamente numa rigidez global elevada na direção Y, devido à fragmentação entre blocos, descontinuidades nas ligações, e à disposição dos restantes elementos estruturais, que reduzem a eficácia da transmissão de esforços nesse plano.

Por outro lado, a orientação longitudinal dos blocos segundo a direção X, com maior continuidade de vigas, pilares e elementos estruturais, garante uma melhor ligação entre os elementos resistentes, resultando numa rigidez global superior e, consequentemente, em períodos modais mais baixos nessa direção.

4.10.2. MASSA MODAL E FATOR DE PARTICIPAÇÃO MODAL

A mobilização de massa no primeiro modo, expressa pelo fator de participação modal α_1 , é em geral mais elevada na direção Y:

Quadro 24 – Comparação de participações modais.

Bloco	α_1 X (%)	α_1 Y (%)	Observações
I	56,1	69,9	Maior mobilização em Y
II	34,8	68,1	Maior mobilização em Y
III	76,3	75,8	Valores semelhantes
IV	45,7	39,1	Maior mobilização em X

Esta maior participação em Y está relacionada com a distribuição da massa associada às lajes e à forma como a estrutura responde aos modos transversais, apesar da maior flexibilidade global nesta direção.

4.10.3. DESLOCAMENTO-ALVO E ESTADOS LIMITE

A comparação dos deslocamentos-alvo evidencia que os blocos mais vulneráveis (II e IV) ultrapassam o estado limite de danos severos (SD) na direção Y, o que não acontece com a mesma intensidade na direção X:

Quadro 25 - Comparação de deslocamento-alvo face a SD.

Bloco	d_t X (cm)	SD_x (cm)	d_t Y (cm)	SD_y (cm)
I	6,81	10,6	6,46	18,0
II	5,80	4,1	5,70	13,4
III	6,38	13,6	6,58	15,8
IV	6,94	12,0	7,03	6,3

No bloco II e no IV, em particular, o deslocamento-alvo ultrapassa claramente o SD e coincide com uma queda abrupta da força cortante na curva *pushover*, sinalizando uma rutura localizada com formação generalizada de rótulas plásticas. A ligeira recuperação de capacidade após essa queda está associada à mobilização de mecanismos secundários, embora a estrutura já se encontre numa condição de fragilidade elevada.

Outra conclusão que se retira da leitura do Quadro 25, é que apesar de os deslocamentos-alvo serem muito semelhantes entre direções há uma coerência face aos períodos menores em Y para os blocos III e IV onde o deslocamento é maior relativamente a X, dada uma maior rigidez a estrutura admite maior deslocamentos.

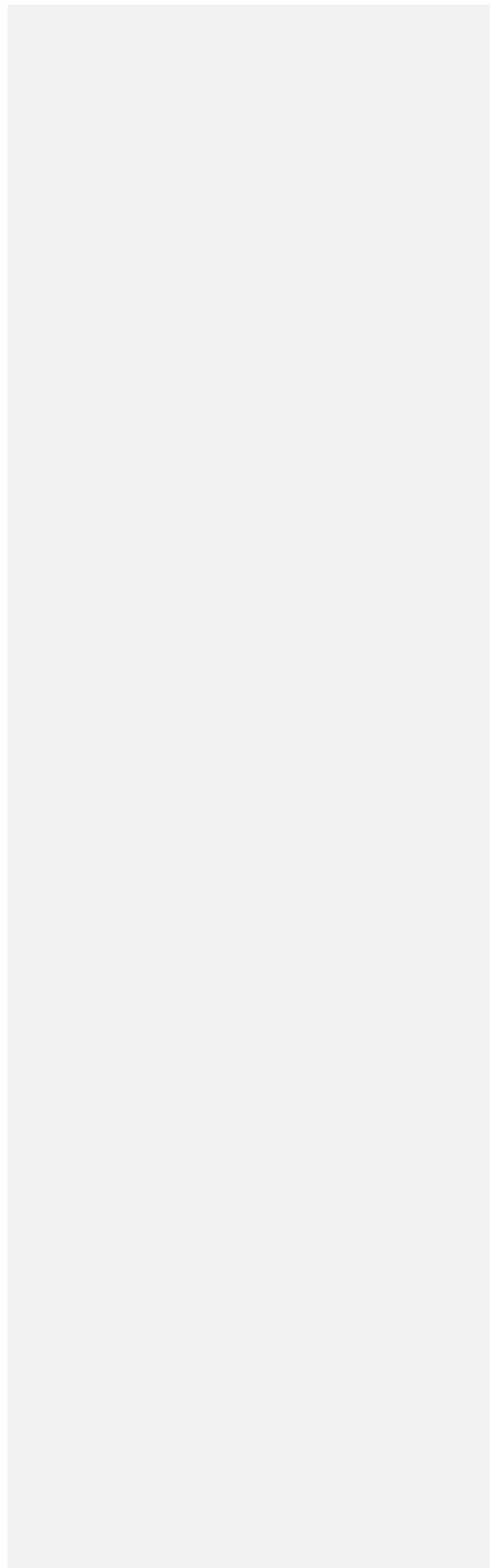
4.10.4. CONCLUSÃO COMPARATIVA

A direção X beneficia de maior rigidez global, resultante da continuidade estrutural imposta pela geometria dos blocos e pela ligação eficaz entre os elementos verticais e horizontais. Apesar da presença de paredes orientadas segundo X, que teoricamente oferecem resistência na direção Y, a fragmentação e as descontinuidades entre blocos, bem como a posição relativa das juntas estruturais, condicionam a resposta transversal, tornando a direção Y mais flexível e vulnerável.

Assim, a análise multidirecional permite concluir que a direção Y apresenta:

- Períodos mais longos (menor rigidez), com maior diferença entre eles face ao inverso;
- Maior mobilização de massa modal (α_1);
- Maior tendência para ultrapassagem de estados limite;
- Evidência de colapsos localizados e quebra de rigidez.

Estas características reforçam a necessidade de atenção especial à resposta sísmica transversal, tanto ao nível do dimensionamento como da eventual reabilitação sísmica, especialmente nas zonas de ligação entre blocos e elementos estruturais críticos.



5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. CONCLUSÕES

O presente trabalho permitiu avaliar a vulnerabilidade sísmica de um edifício escolar em betão armado, representativo de uma tipologia comum no parque edificado nacional. A análise desenvolvida, com base no método *pushover* e no método N2, possibilitou a caracterização do comportamento global da estrutura face às ações sísmicas definidas no Eurocódigo 8. A combinação da modelação em dois softwares distintos, SeismoStruct e ETABS, tinha como objetivo uma visão abrangente sobre o desempenho da estrutura, permitindo validar os resultados e identificar as limitações e potencialidades de cada ferramenta de cálculo.

A modelação no SeismoStruct, software especializado em análise não linear, revelou-se essencial para a obtenção de resultados detalhados e representativos do comportamento sísmico da estrutura. Embora tenha sido também realizada uma modelação no ETABS, a quantidade e fiabilidade dos resultados obtidos neste software foi limitada, não sendo possível incluí-los sistematicamente na análise comparativa.

Esta limitação está relacionada com o facto de o ETABS não disponibilizar, de forma tão direta, ferramentas específicas para análise *pushover* em estruturas existentes. A necessidade de definir manualmente a rigidez efetiva dos elementos, bem como as rótulas plásticas (*hinges*) com base em critérios normativos, exige um nível de detalhe e parametrização que torna o processo mais suscetível a erros de modelação. Essa sensibilidade pode comprometer a coerência dos resultados, sobretudo em análises não lineares dependentes de deformações plásticas e degradação de rigidez. Apesar disso, a utilização dos dois softwares contribuiu para compreender as diferentes abordagens de modelação e os desafios associados à avaliação sísmica de edifícios existentes.

Os resultados obtidos no SeismoStruct indicam que, embora a estrutura apresente um comportamento global coerente com o esperado para o sismo de projeto, em vários blocos o deslocamento-alvo ultrapassa o estado limite de danos severos (SD). Esta condição revela a possibilidade de ocorrência de danos estruturais significativos, com rótulas plásticas distribuídas em número e localização relevantes bem como insuficiente separação estrutural oferecida pelas juntas de dilatação. Em algumas situações, verifica-se uma perda de rigidez acentuada, indiciando a aproximação a mecanismos de colapso, o que evidencia a necessidade de medidas de reforço localizadas para assegurar um desempenho sísmico aceitável, especialmente em edifícios escolares com exigências elevadas de segurança.

A metodologia adotada demonstrou-se eficaz na análise do desempenho sísmico de edifícios existentes, permitindo a identificação dos estados limite atingidos, a comparação dos deslocamentos alvo e dos *drifts* com os valores normativos e a caracterização dos mecanismos de colapso. O estudo reforça a

relevância da aplicação de análises não lineares no contexto da avaliação sísmica e sublinha a importância de um processo de modelação cuidadoso e interpretação dos resultados para a definição de eventuais intervenções de reabilitação sísmica.

Concluindo, a análise dos resultados obtidos permitiu verificar que a estrutura apresenta deficiências significativas no seu desempenho sísmico, uma vez que, para mais do que um dos blocos e em ambas as direções analisadas, não são cumpridos os critérios de segurança estabelecidos segundo as exigências normativas. Tal comportamento evidencia a vulnerabilidade do edifício face a ações sísmicas de intensidade moderada a elevada, refletindo a necessidade de uma reabilitação estrutural ou de medidas de mitigação adequadas.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No seguimento do trabalho realizado, identificam-se diversos possíveis desenvolvimentos futuros que poderão contribuir para um aprofundamento da análise e para a melhoria da avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício existente em estudo. Uma primeira possibilidade consiste na realização de ensaios em elementos estruturais do edifício ou em materiais recolhidos in situ, de forma a reduzir as incertezas associadas às propriedades mecânicas adotadas na modelação numérica. Esta abordagem permitiria um nível de conhecimento mais elevado da estrutura, de acordo com o preconizado pelo Eurocódigo 8, aumentando a fiabilidade das análises.

Outra vertente de desenvolvimento consiste na consideração de modelos mais detalhados, que incluam os elementos não estruturais e as fundações com maior rigor, bem como o efeito de interação solo-estrutura. A introdução destas componentes pode fornecer uma visão mais abrangente do comportamento global da estrutura em situações sísmicas severas.

Adicionalmente, poderia ser explorada a análise dinâmica não linear com diferentes registos sísmicos compatíveis com o cenário sísmico local. Este tipo de análise permitiria uma avaliação mais realista da resposta da estrutura e dos mecanismos de dissipação de energia ao longo do tempo.

Por fim, poderão ser estudadas soluções de reforço e reabilitação sísmica do edifício, analisando-se a eficácia de diferentes técnicas, tais como o aumento da ductilidade dos elementos estruturais, a introdução de contraventamentos, o reforço de elementos estruturais ou até a eliminação das juntas de dilatação comportando-se assim a estrutura de uma forma mais coesa. A avaliação do impacto dessas intervenções no desempenho sísmico permitiria fornecer recomendações concretas para a mitigação da vulnerabilidade identificada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Calgaro JA. The Eurocodes History and Present. In Workshop of Building the Future in the Euro-Mediterranean Area (pp. 27-29). 2006.
- [2] Taylor HPJ, Burgoyne CJ. Structural design and the Eurocodes—a historical review. *Structural Engineer*, 86(20), 29-32. 2008.
- [3] Eurocodes n.d. <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/> (accessed March 27, 2025).
- [4] M/466. Programming Mandate addressed to CEN in the field of the Structural Eurocode, European Commission, Enterprise and Industry Directorate-General 2010.
- [5] M/515. Mandate for amending existing Eurocodes and extending the scope of Structural Eurocodes. European Commission, Enterprise and Industry Directorate-General. 2012.
- [6] CEN/TC250. Response to Mandate M/515 “Towards a second generation of EN Eurocodes”. 2013. n.d.
- [7] LNEC. CT 115 – Eurocódigos Estruturais n.d. <https://www.lnec.pt/pt/servicos/normalizacao-e-regulamentacao/normalizacao/ct-115-eurocodigos-estruturais/#sp> (accessed March 27, 2025).
- [8] Portuguesa N. Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios. n.d.
- [9] Portuguesa N. Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. n.d.
- [10] Chopra AK, Goel RK. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthq Eng Struct Dyn* 2002;31:561–82. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>.
- [11] Fajfar P. A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design 2000.
- [12] Bento R. Análises Estáticas Não Lineares - EUROCÓDIGO 8. Aula ministrada em Dinâmica e Engenharia Sísmica. Instituto Superior Técnico. 2003.
- [13] . n.d. <https://ingenieriasismica.utpl.edu.ec/sites/default/files/publicaciones/UCG-ES-00143.pdf> (accessed March 25, 2025).
- [14] Massena B, Bento R, Degée H, Candeias P. Direct displacement-based design for RC structures—Procedure, advantages and shortcomings. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas* 2018.

- [15] Seismosoft. “SeismoStruct 2025 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures,” available from <https://seismosoft.com/>. 2025.
- [16] Computers and Structures, Inc. (2019). ETABS – Integrated Building Design Software (Version 18.0.2) [Computer software]. Berkeley, CA: CSI. n.d.
- [17] Ribeiro de Sousa R, Campos Costa A, Costa A. METODOLOGIA PARA A AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DE EDIFÍCIOS EXISTENTES BASEADA EM ANÁLISES DE FIABILIDADE ESTRUTURAL Edifícios de betão armado. 2019.
- [18] Fardis MN. Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings. vol. 8. Dordrecht: Springer Netherlands; 2009. <https://doi.org/10.1007/978-1-4020-9842-0>.