

APLICAÇÃO DE MÉTODOS NÃO LINEARES NA ANÁLISE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS NOVOS DE ACORDO COM O EC8

DIOGO SOARES BARROSO

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

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Supervisor: Engenheiro José João Monteiro Azevedo Abreu

SETEMBRO DE 2025

Versão Final

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2024/2025

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil – 2024/2025 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2025*

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

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

Aos meus Pais

*“A nossa maior vitória não está em nunca cair, mas em levantar-nos cada vez que
caímos.”*

Confúcio

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostava de agradecer ao GEG, pelo facto de me ter possibilitado utilizar o seu espaço e a sua equipa profissional de modo a desenvolver esta dissertação, quer pelo esclarecimento das dúvidas que iam surgindo, quer pelo uso de bibliografia que outrora me seria impossível utilizar. Mais particularmente, gostava de agradecer ao meu orientador, o Eng.º José Abreu, ao Eng.º Francisco Carvalho e ao Eng.º Francisco Rebanda, pela ajuda incansável no esclarecimento de questões e pela disponibilidade para reunir e ir acompanhando diariamente o meu progresso.

Outro agradecimento ao Tomás, da CSI Portugal, pela disponibilidade e celeridade mostrada aquando do surgimento de questões relativas ao software.

Quero também agradecer ao Prof. Doutor Humberto Varum, pelo acompanhamento feito ao longo destes meses e pela ajuda que me prestou sempre que foi possível. Gostava também de agradecer à equipa de investigadores da FEUP, particularmente ao Doutor Hélder Maranhão pela ajuda em aspetos mais detalhados e teóricos desta dissertação e pela incessante disponibilidade em reunir caso me surgisse alguma questão.

Aos meus pais, agradeço pela paciência que têm e tiveram comigo, não só ao longo destes seis anos, mas em geral. Obrigado por serem uma autêntica fonte de inspiração diária, por serem os dois uns guerreiros, e por me passarem diariamente motivação e força. Fizeram de mim a pessoa que sou hoje, e não podia ter pedido melhores pais, ensinaram-me os valores pelos quais eu me rejo, ensinaram-me ética de trabalho, e tudo o que eu conquistar daqui em diante também é uma conquista vossa, amo-vos muito.

À minha namorada, a Ana, um autêntico pilar nos meus últimos dois anos académicos, obrigado por tornares tudo melhor, por estares sempre lá, sendo que também estavas a escrever uma dissertação. Ajudaste-me na minha fase mais difícil, fizemos todas as cadeiras juntos, nunca me deixaste perder o foco, e agradeço-te por isso. Fizemos muitas memórias bonitas, algumas maiores como os Erasmus ou as viagens, e outras mais pequenas como os jogos de cartas nos intervalos entre aulas. Foste crucial nesta etapa que agora finda, e tenho plena noção que as coisas não teriam corrido tão bem sem ti ao meu lado.

Aos meus amigos, em especial ao Rafa, à Ana, ao Amaro, ao Nuno, ao Gonçalves e ao Miguel, por me tirarem de casa, pelos jantares no Rapide, pelas noites de jogos ou a saltar de um bar para o outro, e por também estarem sempre lá quando eu precisava. Um obrigado também a todos os colegas que me acompanharam nesta jornada académica, e também ao meu grupo mais próximo de Erasmus, que sempre fez força para eu acabar esta dissertação para irmos de férias.

Por fim, um agradecimento aos meus avós, que mesmo já tendo partido tiveram uma marca na pessoa que eu sou hoje, também é por eles.

RESUMO

Esta Dissertação procura comparar o dimensionamento de um edifício de betão armado segundo duas abordagens do Eurocódigo 8. Uma primeira abordagem que segue um modelo elástico linear utilizando uma análise modal por espectro de resposta, com o objetivo de empregar um procedimento considerado como padrão na indústria de projeto e estruturas, e uma segunda, com uma análise estática não linear, também denominada de análise Pushover.

Com base num caso de estudo adaptado de um edifício real, foi dimensionado um edifício enquadrado no município do Porto. O edifício foi classificado em função do seu comportamento sob ações sísmicas horizontais e a sua regularidade. Com base nesta classificação, foi atribuído um coeficiente de comportamento, que é um mecanismo que tenta simular a capacidade de dissipação de energia do edifício como um todo.

Utilizou-se um método de análise linear baseado numa abordagem por coeficiente de comportamento. Este dimensionamento não se baseou nas propriedades inelásticas dos materiais, utilizando um coeficiente de comportamento de modo a ter em conta a ductilidade dos elementos.

Foi desenvolvido um modelo numérico do caso de estudo, e simulada a ação sísmica utilizando dois tipos de análise Pushover, sendo uma delas baseado num padrão de forças lateral uniforme e outra num padrão de forças lateral modal.

Em seguida foram analisados os resultados obtidos pela análise Pushover, observando-se o comportamento da estrutura desde o estado relativo à exigência sísmica de projeto até ao colapso.

Utilizou-se ainda uma extensão do método N2, sendo este o método de análise Pushover adaptado e adotado pela legislação, de modo a verificar o deslocamento entrepisos. Os resultados obtidos apoiam o uso desta metodologia em edifícios irregulares e complexos.

Os resultados obtidos ao longo da Dissertação demonstram as vantagens de uma análise Pushover, que consente um dimensionamento mais otimizado da estrutura e permite identificar possíveis mecanismos que de outra maneira seriam impossíveis de determinar.

PALAVRAS-CHAVE: Análise Pushover, Eurocódigo 8, Análise Não Linear, Modelação Estrutural, Edifícios de Betão Armado

ABSTRACT

This dissertation aims to compare the design of a reinforced concrete building according to two approaches defined in Eurocode 8. The first approach follows a linear elastic model using a modal response spectrum analysis, representing a procedure commonly regarded as the industry standard in structural design. The second approach adopts a nonlinear static analysis, also referred to as a pushover analysis.

Based on a case study adapted from a real building, a structure was designed and located within the municipality of Porto. The building was classified according to its behaviour under horizontal seismic actions and its regularity. Based on this classification, a behaviour factor (q-factor) was assigned to represent the building's global energy dissipation capacity.

A linear analysis method was used, based on the behaviour factor approach. This design did not rely on the inelastic properties of materials, instead employing the behaviour factor to account for the ductility of structural elements.

A numerical model of the case study was developed, and seismic action was simulated using two types of pushover analysis: one based on a uniform lateral force distribution and the other based on a modal lateral force distribution.

The results obtained from the pushover analysis were subsequently evaluated, examining the structural performance from the level of demand imposed by design seismic action up to the point of collapse.

An extended version of the N2 method—an adaptation of the pushover analysis method formally adopted by seismic design codes—was also used to verify interstorey drift. The results support the applicability of this methodology to irregular and complex buildings.

The findings presented throughout this dissertation demonstrate the advantages of pushover analysis, which enables a more optimized structural design and allows the identification of potential failure mechanisms that would otherwise remain undetected.

KEYWORDS: Pushover Analysis, Eurocode 8, Non-Linear Analysis, Structural Modelling, Reinforced Concrete Structure

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
2. CRITÉRIOS DE PROJETO E ANÁLISE SÍSMICA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8.....	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. EVOLUÇÃO DA ANÁLISE SÍSMICA	5
2.2.1. EVOLUÇÃO DA ANÁLISE SÍSMICA EM PORTUGAL	5
2.2.2.1. Regulamento de Segurança de Construções contra os Sismos	5
2.2.2.2. Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes	6
2.2.2.3. Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes.....	6
2.2.2.4. Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência Sísmica	6
2.2.2. REGULAMENTOS E MÉTODOS DE ANÁLISE SÍSMICA EM ÂMBITO INTERNACIONAL	7
2.2.2.1. Europa	7
2.2.2.2. Estados Unidos	7
2.3. AÇÃO SÍSMICA.....	7
2.3.1. DEFINIÇÃO DO ZONAMENTO SÍSMICO EM PORTUGAL	7
2.3.2. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA	8
2.3.2.2. Espectro de Resposta de Cálculo.....	9
2.3.2.3. Representações alternativas da ação sísmica	10
2.4. CONCEÇÃO SÍSMICA	10
2.4.1. REQUISITOS FUNDAMENTAIS	10
2.4.2. REGULARIDADE ESTRUTURAL.....	10
2.4.2.1. Regularidade em Planta	10
2.4.2.2. Regularidade em Altura	12
2.4.3. ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS	13
2.4.4. REDUNDÂNCIA ESTRUTURAL	13

2.4.5.	CONCEITO DE “CAPACITY DESIGN”	13
2.4.5.1.	Sistema Porticado	14
2.4.5.2.	Sistema de Paredes	17
2.4.5.3.	Resistência das Fundações	19
2.4.6.	COMBINAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA.....	19
2.5.	MÉTODOS DE ANÁLISE PRESSUPOSTOS PELO EUROCÓDIGO 8-1	20
2.5.1.	ANÁLISE PELO MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS	20
2.5.2.	ANÁLISE MODAL POR ESPETRO DE RESPOSTA	20
2.5.3.	ANÁLISE PUSHOVER	21
2.5.4.	ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR	24

3. MÉTODOS DE ANÁLISE SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8-1..... 25

3.1.	ABORDAGEM PELO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	25
3.1.1.	DEFINIÇÃO DE COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO.....	25
3.1.2.	CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA	27
3.1.2.1.	Tipos de Estruturas de Betão segundo o EC8-1.....	27
3.1.2.2.	Classes de Ductilidade	28
3.1.3.	ETAPAS DE UMA ANÁLISE MODAL POR ESPETRO DE RESPOSTA DE ACORDO COM O EC8-128	
3.1.3.1.	Cálculo das Frequências Próprias e dos Modos de Vibração	29
3.1.3.2.	Escolhas dos Modos de Vibração Relevantes para a Análise Modal	29
3.1.3.3.	Cálculo da Resposta Estrutural.....	30
3.2.	ANÁLISE PUSHOVER	32
3.2.1.	DEFINIÇÃO DE ANÁLISE PUSHOVER	32
3.2.2.	ETAPAS DE UMA ANÁLISE PUSHOVER SEGUINDO O MÉTODO N2	32
3.2.2.1.	Modelação da Estrutura e da ação Sísmica	33
3.2.2.2.	Determinação da Curva de Capacidade	33
3.2.2.3.	Determinação do Comportamento do Sistema de 1 Grau de Liberdade	34
3.2.2.4.	Desempenho Sísmico do S1GLE	35
3.2.2.5.	Desempenho Sísmico da Estrutura.....	37
3.2.3.	MÉTODO N2 ESTENDIDO	38

4. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DO CASO DE ESTUDO UTILIZANDO UMA ABORDAGEM POR COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO 41

4.1.	INTRODUÇÃO AO CASO DE ESTUDO.....	41
-------------	--	-----------

4.1.1.	APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO	41
4.1.2.	MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO	43
4.1.3.	MATERIAIS UTILIZADOS	44
4.1.3.1.	Betão	44
4.1.3.2.	Aço	44
4.2.	CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA	44
4.2.1.	REGULARIDADE ESTRUTURAL	44
4.2.1.1.	Regularidade em Planta	44
4.2.1.2.	Regularidade em Altura	45
4.2.2.	CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	45
4.2.3.	DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	46
4.2.4.	MODOS DE VIBRAÇÃO	46
4.3.	DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA.....	47
4.3.1.	ZONAMENTO SÍSMICO	47
4.3.2.	ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO	47
4.3.3.	DEFINIÇÃO DAS AÇÕES	49
4.3.3.1.	Ações Atuantes	49
4.3.3.2.	Modelação da Ação Sísmica.....	49
4.3.3.3.	Combinações Utilizadas	49
4.3.3.4.	Efeitos de Segunda Ordem	50
4.4.	DIMENSIONAMENTO UTILIZANDO O MÉTODO PROPOSTO PELO EC8-1	51
4.4.1.	PILARES	51
4.4.1.1.	Restrições Geométricas	51
4.4.1.2.	Verificação do Esforço Axial Reduzido	52
4.4.1.3.	Verificação de Ductilidade Local	52
4.4.2.	VIGAS	55
4.4.2.1.	Restrições Geométricas	55
4.4.2.2.	Verificação da Ductilidade Local	55
4.4.2.3.	Amarração das Armaduras	56
4.4.3.	PAREDES.....	57
4.4.3.1.	Verificação do Esforço Axial Reduzido	57
4.4.3.2.	Verificação de Ductilidade Local	57
5.	ANÁLISE PUSHOVER	63
5.1.	DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES NÃO LINEARES	63
5.1.1.	LEIS CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS	63

5.1.1.1.	Betão	63
5.1.1.2.	Aço	64
5.1.2.	MODELAÇÃO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS.....	64
5.1.2.1.	Vigas e Pilares	64
5.1.2.2.	Paredes	66
5.2.	DEFINIÇÃO DOS CASOS DE CARGA PARA A ANÁLISE PUSHOVER.....	67
5.3.	CURVAS DE CAPACIDADE RESISTENTE	70
5.3.1.	Direção X	70
5.3.2.	DIREÇÃO Y	72
5.4.	APLICAÇÃO DO MÉTODO N2.....	74
5.4.1.	DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE TRANSFORMAÇÃO.....	74
5.4.2.	CURVAS DE CAPACIDADE DO S1GLE	75
5.4.3.	DETERMINAÇÃO DOS ESPETROS DE ACELERAÇÃO-DESLOCAMENTO	75
5.4.4.	DETERMINAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS-ALVO DO S1GLE.....	76
5.4.5.	DETERMINAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS-ALVO DO SMGL	77
6.	VERIFICAÇÃO DO DESLOCAMENTO ENTRE PISOS E ANÁLISE DOS MECANISMOS PLÁSTICOS....	79
6.1.	DESLOCAMENTO ENTREPISOS – MÉTODO N2 ESTENDIDO	79
6.2.	ANÁLISE DE MECANISMOS.....	82
7.	CONCLUSÕES.....	93
7.1.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	93
7.2.	TRABALHOS FUTUROS	94
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95
A.	MODOS DE VIBRAÇÃO	A.1
B.	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS	A.3
B.1.	PILARES SÍSMICOS PRIMÁRIOS	A.3
B.2.	VIGAS SÍSMICAS PRIMÁRIAS	A.7
B.3.	PAREDE RESISTENTE	A.13
B.4.	NÚCLEO CENTRAL	A.15

C. CURVAS DE CAPACIDADE RESISTENTE DO S1GLEA.17

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Mapa de zonamento sísmico de Portugal Continental para os dois tipos de ação sísmica	8
Figura 2.2 - Forma genérica do espetro de resposta elástico para uma ação sísmica do Tipo 1 (afastada) e do Tipo 2 (próxima) [17].....	9
Figura 2.3 - Mecanismos Plásticos: Plasticidade Global	14
Figura 2.4 - Plasticidade Global (a) e Mecanismo de Piso Flexível (b).....	15
Figura 2.5 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas	16
Figura 2.6 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos em pilares sísmicos	17
Figura 2.7 - Mecanismo de Plasticidade Global num sistema misto	17
Figura 2.8 - Envolvente de cálculo dos momentos fletores em sistemas de paredes (a) e sistemas mistos (b).....	18
Figura 2.9 - Envolvente de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos em paredes	18
Figura 2.10 - Consequências da regularidade estrutural na análise sísmica	21
Figura 2.11 - Evolução cronológica dos métodos de análise Pushover [50].....	23
Figura 3.1 - Valor base do coeficiente de comportamento para estruturas regulares em altura	26
Figura 3.2 - Determinação da curva de capacidade resistente de uma estrutura.....	33
Figura 3.3 - Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica	35
Figura 3.4 - Espetro de aceleração-deslocamento para diferentes coeficientes de redução [5]	36
Figura 4.1 - Torre de Miramar [54]	41
Figura 4.2 - Planto do Piso 1	42
Figura 4.3 - Planta do Piso 0	42
Figura 4.4 - Modelo do edifício utilizando o programa ETABS.....	43
Figura 4.5- Espetros de resposta - ação sísmica do tipo 1	48
Figura 4.6 - Espetros de resposta - ação sísmica Tipo 2.....	48
Figura 4.7 - Modelação dos espetros de resposta sísmica utilizando o ETABS	49
Figura 4.8 - Núcleo de betão confinado de um pilar	53
Figura 4.9 - Secção transversal do pilar 1 na ligação do rés-do-chão ao piso 1	54
Figura 4.10 - Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas.....	56
Figura 4.11 - Elementos de extremidade confinados de uma parede de bordos livres	59
Figura 4.12 - Pormenor construtivo da secção transversal da PA.1.....	60
Figura 5.1 - Lei constitutiva de Mander [57]	63
Figura 5.2 - Lei constitutiva de Mander no ETABS para o pilar 1 na ligação do R/C ao piso 1	64
Figura 5.3 - Lei constitutiva de Park [59].....	64
Figura 5.4 - Modelos de plasticidade em elementos de barra	65
Figura 5.5 - Modelo de fibras da secção transversal de um pilar da estrutura	66
Figura 5.6 - Modelação da plasticidade distribuída no ETABS	66
Figura 5.7 - Definição das armaduras para modelação das rótulas plásticas na PA.1	67
Figura 5.8 - Modelação da excentricidade accidental para os casos de carga	68
Figura 5.9 - Modelação das cargas gravíticas atuantes na estrutura.....	69
Figura 5.10 - Modelação do carregamento Pushover utilizando um padrão de forças modal....	69
Figura 5.11 - Modelação do carregamento Pushover utilizando um padrão de forças modal....	70
Figura 5.12 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção X e excentricidade em X positiva	70
Figura 5.13 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção X e excentricidade em X negativa	71
Figura 5.14 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção X e excentricidade em Y positiva	71
Figura 5.15 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção X e excentricidade em Y negativa	72

Figura 5.16 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção Y e excentricidade em X positiva	72
Figura 5.17 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção Y e excentricidade em X negativa	73
Figura 5.18 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção Y e excentricidade em Y positiva	73
Figura 5.19 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção Y e excentricidade em Y negativa	74
Figura 5.20 - Espectro de aceleração-deslocamento para vários valores de fator de ductilidade [10]	76
Figura 5.21 - Espectros de aceleração-deslocamento para ambos os tipos de ação sísmica	76
Figura 6.1 - Comparação dos deslocamentos entrepisos para a AENLB e para a AENLBC	82
Figura 6.2 - Curva idealizada da relação Força-Deslocamento [63]	83
Figura 6.3 - Curva de capacidade resistente da combinação 1	84
Figura 6.4 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto C, na combinação 1	84
Figura 6.5 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto D, na combinação 1	85
Figura 6.6 - Curva de capacidade resistente da combinação 5	85
Figura 6.7 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto C, na combinação 5	86
Figura 6.8 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto D, na combinação 5	86
Figura 6.9 - Curva de capacidade resistente da combinação 9	87
Figura 6.10 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto D, na combinação 9	88
Figura 6.11 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto D, na combinação 9	88
Figura 6.12 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto D, na combinação 13	90
Figura 6.13 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto E, na combinação 13	90
Figura B.1 - Pormenor construtivo da secção transversal do Pilar 1 na ligação entre o piso das fundações e o piso 1, utilizando o software <i>Autodesk AutoCAD</i> [64]	3
Figura B.2 - Planta-tipo das vigas sísmicas primárias do edifício	7
Figura B.3 - Secção Transversal da Viga 1 no piso 14	12
Figura B.4 - Secção Transversal da PA.1 desde o piso das fundações até ao piso 4	13
Figura B.5 - Secção Transversal da PA.1 desde o piso 4 até à cobertura	14
Figura B.6 - Secção Transversal do Núcleo Central desde o piso das fundações até ao Piso 4	15
Figura B.7 - Secção Transversal do Núcleo Central do piso 4 até à cobertura	16
Figura C.1 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 1	17
Figura C.2 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 2	17
Figura C.3 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 3	18
Figura C.4 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 4	18
Figura C.5 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 5	18
Figura C.6 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 6	19
Figura C.7 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 7	19
Figura C.8 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 8	19
Figura C.9 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 9	20
Figura C.10 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 10	20
Figura C.11 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 11	20
Figura C.12 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 12	21
Figura C.13 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 13	21
Figura C.14 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 14	21

Figura C.15 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 15.....	22
Figura C.16 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 16.....	22

ÍNDICES DE QUADROS

Quadro 4.1 - Propriedades do betão C30/37	44
Quadro 4.2 - Propriedades do aço A500.....	44
Quadro 4.3 - Verificação da regularidade em planta	45
Quadro 4.4 - Distribuição das forças de corte basal na estrutura	46
Quadro 4.5 - Fatores de participação modal dos 3 modos fundamentais	47
Quadro 4.6 - Acelerações do solo de projeto	47
Quadro 4.7 - Parâmetros sísmicos	48
Quadro 4.8 - Cálculo do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento entre pisos	51
Quadro 4.9 - Cálculo da eficácia do confinamento para o P1	54
Quadro 4.10 - Verificação da ductilidade local para o P1	54
Quadro 4.11 - Cálculo das taxas de armadura na zona crítica da viga A	56
Quadro 4.12 - Cálculo do espaçamento mínimo das armaduras transversais para a zona crítica da viga A.....	56
Quadro 4.13 - Verificação da amarração das armaduras na viga A.....	57
Quadro 4.14 - Cálculo da geometria da zona crítica e da armadura de extremidade da PR1 ...	59
Quadro 4.15 - Determinação das taxas mecânicas de armadura nos elementos de extremidade	60
Quadro 4.16 - Cálculo dos esforços axiais reduzidos limite e atuante	61
Quadro 4.17 - Cálculo do eixo neutro normalizado e do momento resistente para a PA.1	61
Quadro 5.1 - Casos de carga para a análise Pushover.....	68
Quadro 5.2 – Valores do deslocamento entre pisos	75
Quadro 5.3 - Determinação dos coeficientes de transformação	75
Quadro 5.4 - Determinação dos deslocamentos-alvo e da força de corte basal para o S1GLE	77
Quadro 5.5 - Determinação dos deslocamentos-alvo e da força de corte basal para o SMGL..	77
Quadro 6.1 - Deslocamentos do centro de massa e entrepisos para a combinação 13	80
Quadro 6.2 - Deslocamentos dos centros de massa e entrepisos para a análise modal com a AS Tipo 1.....	80
Quadro 6.3 - Deslocamentos entrepisos para a análise modal normalizada.....	81
Quadro 6.4 - Verificação dos deslocamentos entrepisos.....	81
Quadro A.1 - Modos de vibração da estrutura.....	1
Quadro B.1 - Solução de armaduras adotada para os Pilares 1 e 3	3
Quadro B.2 - Solução de armaduras adotada para o Pilar 2	4
Quadro B.3 - Solução de armaduras adotada para os Pilares 4 e 5	4
Quadro B.4 - Solução de armaduras adotada para os Pilares 6 e 8	5
Quadro B.5 - Solução de armaduras adotada para o Pilar 7	5
Quadro B.6 - Solução de armaduras adotada para os Pilares 9 e 10	6
Quadro B.7 - Solução construtiva para as Vigas 1 e 2	7
Quadro B.8 - Solução construtiva para a Viga 3	8

ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS

CSI: Computers and Structures, Inc

DCH: Projeto de Classe de Ductilidade Alta

DCL: Projeto de Classe de Ductilidade Baixa

DCM: Projeto de Classe de Ductilidade Média

EC8-1: Eurocódigo 8 — Projeto de estruturas para resistência a sismos — Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios

EC2: Eurocódigo 2 — Projeto de estruturas de betão

EC0: Eurocódigo 0 - Bases de Projeto e Requisitos Gerais para a Segurança Estrutural

S1GLE: Sistema de 1 Grau de Liberdade Equivalente

SMGL: Sistema de Múltiplos Graus de Liberdade

1

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A ação sísmica é um dos fenómenos naturais mais destrutivos, com efeitos devastadores nas edificações resultando em casos extremos em perdas humanas, danos materiais extensos e consequências económicas significativas. Um dimensionamento sísmico inadequado da estrutura pode levar a danos e perdas materiais e humanas significativas, quando a mesma se encontra sujeita a uma ação sísmica de magnitude relevante. Devido a estas implicações, a engenharia sísmica tem sido alvo de investigação contínua, com o objetivo de melhorar a segurança estrutural e a resiliência dos edifícios face a sismos.

Os códigos de projeto atuais, como o Eurocódigo 8 (EN 1998-1, 2004) [1], refletem os avanços do conhecimento científico e procuram garantir um desempenho sísmico adequado, incentivando a adoção de métodos de análise mais rigorosos e realistas. A legislação prevê o uso de diferentes métodos de análise sísmica, dividindo-se em métodos lineares ou não lineares.

Em eventos sísmicos, o edifício pode estar sujeito a esforços e deformações de tal modo elevados que os elementos estruturais entrem em cedência, entrando assim no campo inelástico dos materiais. Assim sendo, é importante ter em conta este fator, e neste âmbito, os métodos de análise não linear exploram com mais exatidão o campo inelástico dos materiais e dos elementos, permitindo uma análise mais viável e completa da resposta de uma estrutura quando sujeita à ação sísmica.

O Eurocódigo 8 prevê o uso de dois métodos de análise não linear: o método de análise não linear estática, também denominado de análise Pushover, e o método de análise não linear dinâmica. Embora o método de análise não linear dinâmica produza resultados mais precisos, é também uma abordagem mais complexa e que requer muitos recursos e tempo para ser posta em prática [2]. Por outro lado, a análise Pushover permite obter resultados viáveis com um custo computacional e investimento temporal mais baixo.

Previamente, análises Pushover eram maioritariamente utilizadas em edifícios existentes e em projetos de reforço sísmico. Isto sucedia porque esta análise permitia avaliar de forma mais realista o comportamento de estruturas e tirar partido de capacidades inelásticas que as abordagens lineares simplificadas não conseguiam simular. Com este procedimento foi então possível verificar a segurança de estruturas mais débeis e validar que os elementos sísmicos dissipativos ainda tinham ductilidade por explorar mesmo que não cumprissem todas as disposições construtivas da regulamentação. No entanto, com os avanços nas capacidades computacionais e o desenvolvimento nos softwares de engenharia estrutural, a análise Pushover tornou-se uma ferramenta útil e fiável para edifícios novos, possibilitando verificar o nível de desempenho do edifício para diversos estados de carga [3].

A análise Pushover surge assim como uma alternativa à análise não linear dinâmica, sendo aplicável tanto a estruturas já existentes como estruturas novas a ser dimensionadas. Numa análise Pushover são aplicados carregamentos laterais que crescem monotonamente, obtendo-se uma curva de capacidade resistente que correlaciona a força de corte basal com o deslocamento no nó de controlo, sendo este tipicamente o ponto referente ao centro de massa da cobertura.

Com este método é possível verificar o estado físico dos elementos estruturais para diversos valores do deslocamento no nó de controlo, sendo possível verificar tanto os elementos estruturais que entram em cedência e os mecanismos plásticos formados, como a rotação e deformação específica num elemento estrutural localizado.

Assim sendo, embora métodos de análise não linear dinâmica produzam resultados mais precisos, a análise Pushover surge como uma alternativa que produz resultados viáveis utilizando menos recursos, permitindo também analisar a estrutura quando a mesma entra num campo de deformações inelásticas, algo que não é possível fazer com tanta precisão com os métodos de análise lineares.

1.2. OBJETIVOS

Esta Dissertação tem como objetivo principal o dimensionamento de um edifício em betão armado, seguindo as indicações presentes no Eurocódigo 8, aplicando um método de análise Pushover de modo a perceber a resposta e desempenho da estrutura.

Primeiramente, esta Dissertação incidiu em classificar a estrutura relativamente a diferentes critérios, como regularidade estrutural e sistema dissipativo, como previsto no EC8-1, determinando assim um coeficiente de comportamento adequado para aplicar uma análise linear modal por espectro de resposta. Foram também abordados os princípios de dimensionamento utilizando o “Capacity Design”, onde se estabeleceu uma hierarquia de resistência dos vários componentes estruturais e dos modos de colapso, de modo a garantir um mecanismo plástico apropriado e evitar modos de rotura frágeis.

Já com a estrutura dimensionada usando a abordagem com o coeficiente de comportamento, aplicaram-se dois métodos de análise Pushover, com o objetivo de analisar o desempenho do edifício à medida que as cargas laterais eram gradualmente aumentadas, até chegar finalmente ao colapso da estrutura.

O modelo numérico foi desenvolvido recorrendo ao *software CSI ETABS* [4], procurando também demonstrar a capacidade do software em questão de realizar uma análise não linear estática originando resultados viáveis sem necessitar de recursos computacionais elevados.

Por fim, esta Dissertação tem como objetivo retirar conclusões sobre ambos os métodos de análise utilizados, primeiramente o método de análise modal por espectro de resposta, e seguidamente o método de análise Pushover.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A Dissertação encontra-se organizada em sete capítulos, contabilizando o capítulo 1 onde é feita uma introdução sobre o tema de análise sísmica e métodos de análise não lineares. São também referidos os objetivos desta Dissertação, bem como a sua organização.

No segundo capítulo é feita uma pequena introdução à evolução da legislação de análise sísmica presente em Portugal, bem como à legislação utilizada em outros países europeus e nos Estados Unidos. É em seguida feita um comentário à conceção sísmica de uma estrutura, seguindo o predisposto no Eurocódigo 8-1, abordando tópicos critérios de regularidade estrutural, o princípio do “Capacity design” e os métodos de análise lineares e não lineares, entre outros. São também alvo de análise o zonamento sísmico de Portugal Continental e as diferentes representações da ação sísmica, de acordo com o EC8-1.

O capítulo 3 são detalhados os métodos de análise que serão utilizados nesta dissertação, primeiramente o método de análise modal por espectro de resposta, sendo este um método de análise linear baseado numa abordagem por coeficiente de comportamento, necessário para o dimensionamento da estrutura. Em seguida, é explicado o processo previsto para uma análise Pushover seguindo o método N2 [5], sendo que o processo de análise presente no EC8-1 é uma simplificação deste método. É por fim também

explicada a extensão do método N2, aplicável ao nível das verificações e aconselhável para edifícios irregulares.

No quarto capítulo da dissertação, é introduzido o caso de estudo, primeiramente definindo-se a classificação da estrutura, tendo em conta também os critérios de regularidade estrutural. Posteriormente é determinado o coeficiente de comportamento e definido o espectro de cálculo a utilizar. Em seguida, é feito o dimensionamento dos elementos primários da estrutura, seguindo o pressuposto no EC8-1.

O quinto capítulo da dissertação é referente à análise Pushover, seguindo o presente no anexo nacional B do EC8-1, primeiramente definindo as rótulas plásticas a serem modeladas no software e obtendo-se as curvas de capacidade resistente da estrutura para as diferentes combinações de carga. Posteriormente, realiza-se a conversão para um sistema de um grau de liberdade equivalente, determinado os deslocamentos-alvo relativos à exigência sísmica de projeto, convertendo-se depois os resultados obtidos do sistema equivalente de um grau de liberdade para a estrutura.

O capítulo 6 incide inicialmente na verificação dos deslocamentos entrepisos para o estado limite de limitação de danos, como está previsto na legislação. Dada a irregularidade do edifício e a participação dos modos de vibração mais elevados, foi aplicado o Método N2 Estendido de modo a se obterem resultados mais viáveis. De seguida foram analisados diversos estados da estrutura para um dos casos de carga, sendo possível entender os elementos que entram em cedência e a sua ordem de plastificação, e também perceber quando se formava o mecanismo global de colapso da estrutura

O capítulo 7 abrange as conclusões da Dissertação, avaliando-se todo o processo de dimensionamento e análise e sugerindo-se trabalhos futuros a desenvolver sobre este tema.

2

2. CRITÉRIOS DE PROJETO E ANÁLISE SÍSMICA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feito inicialmente um breve resumo sobre a evolução dos métodos e regulamentos de análise sísmica ao longo dos anos. Em seguida, são abordados diferentes tópicos explícitos no EC8-1 [1], fundamentais para qualquer projeto que envolva análise e dimensionamento sísmico, tais como a definição de ação sísmica atendendo ao zonamento sísmico de Portugal Continental, bem como regras de projeto referentes à conceção sísmica. Por fim irão ser descritos os quatro métodos preconizados na legislação, com uma breve descrição de cada um. De realçar ainda que os métodos de análise utilizados nesta dissertação serão alvo de um aprofundamento nos capítulos seguintes.

2.2. EVOLUÇÃO DA ANÁLISE SÍSMICA

2.2.1. EVOLUÇÃO DA ANÁLISE SÍSMICA EM PORTUGAL

Segundo a EFEHR [6], Portugal encontra-se na zona de maior perigo sísmico (Europa do Sul), sendo que esta vulnerabilidade sísmica é mais acentuada no Arquipélago dos Açores, na Área Metropolitana de Lisboa e na região do Algarve.

Deste modo, e tendo na memória eventos como o Terramoto de Lisboa em 1755, ou outros mais recentes como o sismo nos Açores em 1998, sempre se procurou garantir uma melhor resposta sísmica das edificações. Aparece em Portugal, com Marquês de Pombal em 1755, a introdução da “Gaiola Pombalina”, utilizada na reconstrução da cidade de Lisboa após o sismo desse ano, sendo considerada como um dos primeiros sistemas construtivos antissísmicos mundialmente [7].

2.2.2.1. Regulamento de Segurança de Construções contra os Sismos

A primeira legislação antissísmica aparece em 1958, com a introdução do “Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos” (RSCCS) [8], que implementa a delimitação das zonas de risco sísmico (em 3 zonas), quantificando as respetivas solicitações/ações e introduz regras de dimensionamento e disposições construtivas. As forças sísmicas eram consideradas como forças estáticas equivalentes à ação sísmica, obtidas multiplicando a massa da estrutura por um coeficiente sísmico.

2.2.2.2. Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes

O RSCCS foi alterado em 1961, passando a ser denominado de RSEP (Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes), aumentando os valores dos coeficientes sísmicos em terrenos que façam prever ações sísmicas mais elevadas. Outras legislações foram surgindo até ao aparecimento do “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes”, denominado de RSA, em 1983.

2.2.2.3. Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

O RSA, que se encontrou em vigor até setembro de 2022, trata-se de um documento que, em junção com o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado), estabelece regras para as verificações de segurança para estruturas, definindo as ações a considerar. Relativamente à ação sísmica, foram introduzidos métodos de análise dinâmica, deixando assim o método dos coeficientes sísmicos de ser o único para quantificar a ação sísmica. O zonamento sísmico foi alterado passando a incorporar 4 zonas ao invés das 3 definidas pelo RSCCS. A ação sísmica passou a depender de parâmetros tais como a frequência própria da estrutura, o tipo de terreno em que está assente, o seu comportamento dinâmico e o coeficiente de amortecimento, entre outros.

O RSA introduziu 2 tipos de ação sísmica, Tipo 1 referente a um sismo próximo e Tipo 2 referente a um sismo afastado, e a caracterização da ação sísmica por espectros de resposta. O espectro de resposta horizontal é determinado com base na natureza do terreno (3 Tipos) e no coeficiente de sismicidade (α , dependente da zona sísmica). A componente vertical do espectro de resposta é obtida multiplicando o as respetivas ordenadas do espectro de resposta relativos à componente horizontal por 2/3.

No regulamento, foram introduzidos também os conceitos de coeficiente de comportamento e de coeficiente de importância. Na aplicação de métodos de análise dinâmica admitia-se que a estrutura possuía comportamento linear e modificavam-se os resultados obtidos, dividindo-os pelo coeficiente de comportamento. O coeficiente de importância é considerado em edifícios críticos suscetíveis de continuarem operacionais após um sismo, reduzindo o coeficiente de comportamento em 30 por cento.

Relativamente à utilização dos métodos de análise estática, são compreendidos requerimentos que o edifício deve satisfazer para ser passível o seu uso. O regulamento impõe que a planta não deva apresentar distribuições desproporcionais entre massa e rigidez, não deve também haver variações nestes 2 parâmetros com o desenvolvimento do edifício em altura, a estrutura não pode ser demasiado deformável e os pisos serem compostos de forma que se considere como diafragma indeformáveis no seu plano. Para estruturas que respeitem estas condições é passível de ser aplicado um modelo de análise estático, no qual as forças equivalentes são calculadas multiplicando as ações gravíticas por um coeficiente sísmico, β , que por sua vez é determinado com recurso ao coeficiente de sismicidade, α , e ao coeficiente de comportamento, η .

No capítulo XII, é ainda introduzido o conceito de “Capacity Design”, que consiste na ideia de que a estrutura deva poder dissipar energia através do comportamento não linear dos seus elementos sem se tornar num mecanismo de colapso, o que significa que as rótulas plásticas se devam formar nas vigas e não nos pilares, em sistemas porticados, podendo as mesmas surgir nos pilares no caso de sistemas de paredes.

2.2.2.4. Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência Sísmica

A adoção do Eurocódigo 8 em Portugal aconteceu em 2009, com a aprovação da NP EN 1998-1 [1]. A nova legislação trouxe uma nova filosofia relativa ao dimensionamento de edifícios sujeitos a ações sísmicas, visando garantir dois estados limite: estado de não colapso e estado de limitação de danos. O primeiro estado implica que o edifício, aquando da ocorrência de um sismo com 10% de probabilidade de ser excedido num período de vida de 50 anos, mantenha a sua integridade estrutural, não ocorrendo colapso global ou local na estrutura. O estado de limitação de danos é considerado para um evento sísmico mais frequente, com probabilidade de 10% de ser excedido num período de 10 anos, sendo o

requisito assegurado se o edifício não sofrer danos estruturais significativos e “os elementos não-estruturais como paredes de alvenaria ou tabique, podem apresentar fendilhação distribuída, mas com custo de reparação reduzido” (Costa, R. J. T. Providência, P. M. M. P. 2010) [10].

Relativamente à definição da ação sísmica, cuja magnitude é mais gravosa nesta legislação do que no RSA, o EC8 mantém o uso de espetros de resposta elástica, tal como utilizado no RSA, existindo a pequena diferença que o Sismo de Tipo 1 do EC8 é equivalente ao sismo de Tipo 2 do RSA, referentes a um sismo afastado, e o sismo de Tipo 2 do EC8 é paralelo ao sismo de Tipo 1 do RSA, um sismo próximo. A norma permite ainda a representação da ação sísmica segundo acelerogramas reais, baseados em dados retirados de eventos sísmicos verídicos, ou artificiais, gerados para serem ajustados a um espetro sísmico alvo.

A nova legislação definiu ainda um zonamento sísmico mais detalhado e seletivo, bem como pormenorizações construtivas e verificações a garantir baseadas na ductilidade dos elementos, sendo estes tópicos alvo a detalhar posteriormente na dissertação.

2.2.2. REGULAMENTOS E MÉTODOS DE ANÁLISE SÍSMICA EM ÂMBITO INTERNACIONAL

2.2.2.1. Europa

Todos os países pertencentes à União Europeia utilizam o EC8 como legislação para dimensionamento sísmico, existindo ainda alguns países não pertencentes que adotam a legislação quer como referência para desenvolverem os seus próprios códigos, quer como para determinados projetos sísmicos, tais como a Noruega, Suíça, Reino Unido e até mesmo a Turquia.

Todos os países da União Europeia têm o seu próprio anexo nacional, onde são especificadas zonas sísmicas, acelerações de projeto e outros fatores relevantes, seguindo depois os processos de dimensionamento explícitos no EC8. Relativamente à Turquia, sendo um país com zonas de elevado risco sísmico e não pertencente à União Europeia, utiliza o Turkish Building Earthquake Code [11], TBEC, que tem uma estrutura similar à do EC8, incorporando mais detalhe nas disposições construtivas dada a elevada sismicidade da região. Dada a elevada sismicidade da Turquia, as provisões presentes no TBEC são mais detalhadas e conservadoras que em outros códigos, definindo maior rigor na definição dos espetros de resposta e em critérios de ductilidade, sendo também importante mencionar que o TBEC surgiu em 2018 sendo substancialmente mais recente que o EC8 [12, 13].

2.2.2.2. Estados Unidos

Os Estados Unidos possuem algumas zonas de elevado risco sísmico, e enquanto o código de dimensionamento geralmente utilizado seja o IBC [14], International Building Code, a norma publicada pela ASCE, ASCE/SEI-7 [15], adotada pelo IBC, fornece normas sísmicas com mais detalhe, tais como mapas de zonamento sísmico, métodos de análise (semelhantes aos do EC8) e detalhes construtivos. Como complemento, existem ainda normas da FEMA que são extremamente importantes no auxílio do dimensionamento, visto terem artigos e guias sísmicos amplamente utilizados e com exemplos de aplicação, algo não presente na ASCE/SEI-7, interessando destacar a norma FEMA-440 [16], baseada na análise sísmica não linear. Ao contrário do EC8, que mantém uma estrutura uniforme para todos os países, sendo complementado por anexos nacionais, a ASCE/SEI-7 possui alterações para cada estado e região, dado o diferente risco sísmico.

2.3. AÇÃO SÍSMICA

2.3.1. DEFINIÇÃO DO ZONAMENTO SÍSMICO EM PORTUGAL

De modo a realizar uma análise sísmica é crucial primeiro entender o zonamento sísmico, presente nos anexos nacionais de acordo com os Parâmetros de Determinação Nacional, complementares à legislação em vigor, definindo o risco local para um período de retorno de 475 anos.

Em Portugal são definidos 2 tipos de ações sísmicas:

- **Tipo 1:** representa um “sismo afastado” ou interplacas com um epicentro no mar, originando um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal.
- **Tipo 2:** representa um “sismo próximo” ou intraplacas, resultando em magnitudes baixas ou moderadas a uma pequena distância focal.

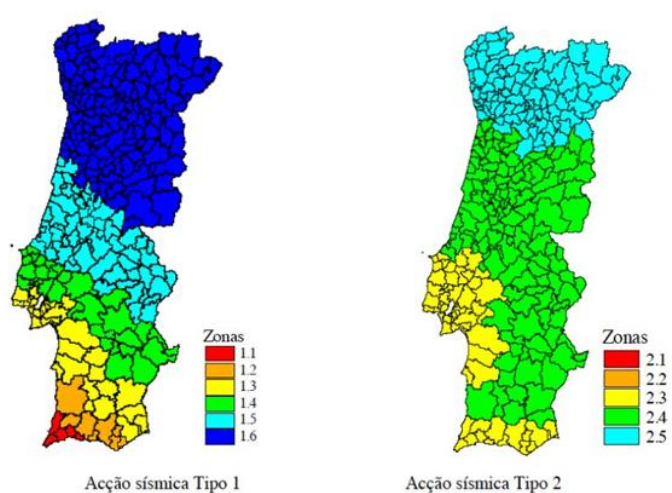


Figura 2.1 - Mapa de zonamento sísmico de Portugal Continental para os dois tipos de ação sísmica [1]

Atendendo à definição, o risco em cada zona é constante, e é determinado com base em um único parâmetro, a aceleração máxima de referência para um solo de tipo A, a_{gR} , correspondente a um período de retorno T_{NRC} definido pelas Autoridades Nacionais para a exigência de não colapso.

2.3.2. REPRESENTAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

O Eurocódigo 8-1 [1] define que o movimento sísmico num dado ponto da superfície é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração do solo.

Para a componente horizontal sísmica o espectro é definido com base nas seguintes expressões provenientes do EC8-1, 3.2.2.2.(1)P, que são as seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.4)$$

Onde,

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;

T é o período de vibração de um sistema linear de 1 grau de liberdade;

a_g é a aceleração do terreno de projeto em um solo de Tipo A;

T_B é o limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C é o limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D é o valor que define o início do ramo de deslocamento constante;

S é o fator do solo;

η é o fator de correção do amortecimento, tal que $\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55$.

Os valores referentes a T_B , T_C , T_D e S dependem do tipo de solo e estão definidos no Anexo Nacional.

Os parâmetros relativos à componente vertical sísmica não serão considerados neste trabalho, dado o facto de não ser aplicável no caso em estudo, visto que a aceleração do solo não será superior a 2,5 m/.

Na Figura 2.2 apresenta-se a forma genérica do espectro de resposta elástico.

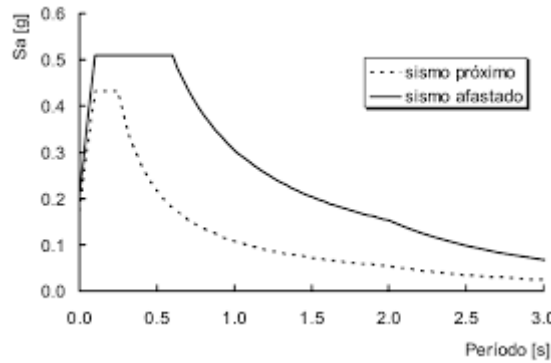


Figura 2.2 - Forma genérica do espectro de resposta elástico para uma ação sísmica do Tipo 1 (afastada) e do Tipo 2 (próxima) [17]

2.3.2.2. Espectro de Resposta de Cálculo

O espectro de resposta de cálculo deve ser utilizado de modo a ter em conta a resposta não linear da estrutura. A consideração desta resposta assegura que o dimensionamento da estrutura seja efetuado para forças inferiores às obtidas com o espectro de resposta elástico. De modo a considerar este comportamento, e não fazendo uma análise não linear, o EC8-1 introduz um coeficiente de comportamento, q , que transforma o espectro de resposta elástico num espectro de resposta de cálculo com redução dos esforços.

Os componentes horizontais da ação sísmica no espectro de resposta de cálculo definidas pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.8)$$

Onde,

$S_d(T)$ é o espectro de cálculo;

q é o coeficiente de comportamento;

β é o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (O EC8-1 preconiza um valor recomendado de 0,2).

2.3.2.3. Representações alternativas da ação sísmica

A legislação define também outras representações alternativas do movimento sísmico, baseada em dados de registos sísmicos prévios, ou o utilizando acelerogramas, podendo estes ser reais ou artificiais, sendo posteriormente empregados na análise dinâmica não linear.

2.4. CONCEÇÃO SÍSMICA

2.4.1. REQUISITOS FUNDAMENTAIS

O EC8-1 [1] define que as estruturas dimensionadas em regiões sísmicas devem ser projetadas e edificadas de modo a preencher duas exigências fundamentais:

Requisito de não ocorrência de colapso: define que a estrutura deve ser projetada de modo a resistir à ação sísmica de projeto definida pelo EC8-1, evitando colapso local ou global, e mantendo a sua estabilidade e alguma resistência residual a seguir ao sismo.

Requisito de limitação de danos: define que a estrutura deve ser projetada para resistir a uma ação sísmica com maior probabilidade de ocorrência maior do que a ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e limitação da sua utilização.

2.4.2. REGULARIDADE ESTRUTURAL

Para efeitos de projeto sísmico as estruturas podem ser classificadas como regulares ou irregulares, em diferentes aspetos, sendo que esta classificação tem implicações relativas ao tipo de modelo a usar (plano (2D) ou espacial (3D)), no tipo de análise simplificada a usar e no valor do coeficiente de comportamento (este fator é reduzido em edifícios irregulares).

A regularidade estrutural pode ser dividida em 2 subcapítulos: regularidade em planta e regularidade em altura.

2.4.2.1. Regularidade em Planta

O EC8-1 indica que um edifício tem de satisfazer as seguintes condições de modo a ser classificado como regular em planta:

1. Os pavimentos devem ter comportamento semelhante ao de um diafragma indeformável, isto é, a rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande comparativamente à resistência lateral dos

elementos de contraventamento, de modo que as deformações no piso não afetem a distribuição de forças nos elementos verticais.

2. Distribuições de massa e rigidez lateral aproximadamente simétricas em planta, em relação aos dois eixos ortogonais.

3. Rigidez à torção elevada, isto é, o pavimento proporciona um efeito de diafragma indeformável, se o valor absoluto da componente horizontal dos deslocamentos determinada com um modelo adequado que considere o pavimento como uma membrana flexível não for superior a 10% da componente horizontal dos deslocamentos no caso de um modelo que considere o pavimento indeformável no plano.

4. A esbelteza do edifício em planta, λ , definida pela divisão do lado de maior dimensão sobre o lado de menor dimensão, tem de ser inferior ou igual a 4.

De modo a entender melhor estas condições, irão ser abordados os seguintes conceitos:

Pavimento com comportamento de diafragma: considera-se que um pavimento possui um comportamento deste género no caso de uma das 2 seguintes condições ser satisfeita:

a) o contorno estrutural e o contorno pavimento, quando se exclui o sistema estrutural, em planta, em cada piso devem ser delimitados por uma linha poligonal convexa.

b) no caso de um dos 2 contornos acima apresentar recuos em relação à sua envolvente convexa, esses recuos não devem tornar o pavimento demasiadamente deformável, e a área de cada um desses recuos não pode ser superior a 5% da área efetiva do pavimento

Este é também um dos critérios que o EC8-1 usa para definir regularidade em planta, estando subentendido na definição de pavimento com comportamento de diafragma.

Deste modo, é importante que a rigidez de membrana dos pavimentos seja elevada em comparação com a rigidez dos elementos de contraventamento, assegurando que a deformação do pavimento não cause um conjunto de forças horizontais que afete o sistema de contraventamento, bem como que as cargas horizontais são resistidas pelos elementos de contraventamento.

Excentricidade entre centros de massa e de rigidez lateral: a excentricidade estrutural numa dada direção (x ou y) é definida pela distância, medida ortogonalmente, entre os seus centros de massa e de rigidez. É importante minimizar esta excentricidade dado que a mesma é uma causa direta da torção da estrutura, quando sujeita à ação sísmica.

O EC8-1 define, como critério de regularidade em planta, que a excentricidade estrutural respeite, para cada direção e em cada piso, as seguintes condições:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x, \quad e_{oy} \leq 0,30 \cdot r_y \quad (2.9)$$

Sendo que,

e_{ox} e e_{oy} são as excentricidades estruturais nas direções x e y, respetivamente.

r_x e r_y são os raios de torção nas direções x e y, respetivamente.

Para a direção x, $r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}$, sendo que K_θ é a rigidez global de torção em relação ao centro de rigidez e K_y é a rigidez global de translação na direção y.

Rigidez à torção: aquando de uma análise modal, é possível determinar os modos de vibração da estrutura e entender se a mesma tem propensão para desenvolver movimentos de torção, sendo que, esta propensão pode ser avaliada se o primeiro modo de vibração que seja predominantemente de torção

tenha uma frequência própria menor que os primeiros modos de vibração onde predomina a translação relativa aos eixos ortogonais (um modo relativo a y e outro a x).

A estrutura tende a torcer se os seus centros de massa e de rigidez estiverem muito afastados, daí surge também a importância de a estrutura ter uma distribuição aproximadamente simétrica. No entanto, não é apenas este fator que contribui para o efeito de torção, sendo que a ordem de grandeza da comparação entre a rigidez global de torção da estrutura e as rigidezes globais laterais. Assim, quanto mais próximo estiverem os elementos de contraventamento do centro de rotação, menor será a rigidez de torção global [10]. Deste modo, o EC8-1 define outra condição relativa ao critério de regularidade em planta tendo em conta este efeito, definido para cada uma das 2 direções ortogonais a seguinte condição:

$$r_x \geq l_s, \quad r_y \geq l_s \quad (2.10)$$

onde,

l_s é o raio de giração da massa do piso em planta, sendo que o pavimento se encontra definido como sendo o da base dos seus pilares ou paredes, e este raio de giração é definido por:

$$l_s \equiv \sqrt{\frac{I_{o,CM}}{m}} \quad (2.11)$$

sendo m a massa do piso e $I_{o,CM}$ o momento polar de inércia da massa relativamente ao centro de massa.

Por fim, os elementos de contraventamento devem, se possível estar distribuídos no contorno do edifício, dado que a maior distância ao centro de rigidez traduz um momento polar de inércia mais elevado o que faz com que a condição relativa ao raio de torção seja facilmente atingível. No entanto, em situações comuns alguns elementos de rigidez lateral elevada encontram-se dispostos perto do centro de massa da estrutura, como as caixas de elevadores, sendo que passa a ser necessário complementá-los com outros elementos de rigidez lateral elevada na periferia do edifício.

2.4.2.2. Regularidade em Altura

É importante manter uma regularidade em altura num edifício de modo que as deformações não ocorram apenas ao nível de um piso apenas, sendo assim o EC8-1 define alguns critérios que a estrutura deva verificar de modo a ser classificada como regular em altura:

1. Os elementos de contraventamento devem ser contínuos desde a fundação (ou cave rígida) até à cobertura.
2. A massa e rigidez lateral dos pisos é constante ou apresenta uma pequena variação gradual desde a base até à cobertura do edifício.
3. Em sistemas porticados, a resistência real do piso e a resistência exigida no cálculo não deve variar significativamente entre pisos adjacentes, dado que se este quociente variar amplamente entre pisos é possível que as deformações inelásticas relativas à ação sísmica se concentrem todas nos pisos onde esta razão é menor, causando um mecanismo de piso flexível ou soft-storey.
4. Em edifícios com pisos recuados, aplicam-se as seguintes condições adicionais:
 - a) no caso de recuos sucessivos, que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve superior a 20% em comparação com o piso inferior na direção do recuo.

- b) no caso de existir apenas um recuo e o mesmo ser nos primeiros 15% da altura total do edifício, o mesmo não poderá ter um recuo superior a 50% em comparação com o piso inferior.
- c) no caso de recuos não simétricos, a soma dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta do piso acima da fundação, e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do piso anterior.

Em conclusão, um edifício que apresente regularidade em ambas as vertentes terá uma análise mais simplificada, passível de ser modelada em 2D por exemplo, e o coeficiente de comportamento atribuído será superior, visto que o EC8-1 indica que o coeficiente de comportamento base deve ser reduzido em 20% no caso de a estrutura ser irregular em elevação.

2.4.3. ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS

O EC8-1 indica que podem-se escolher um certo número de elementos, como vigas ou pilares, denominados de elementos sísmicos secundários, isto é, elementos que não fazem parte do sistema sísmo-resistente da estrutura, logo a sua rigidez e resistência às ações sísmicas é desprezada. No entanto, é referido que estes elementos devem ser dimensionados de modo a manter o suporte da estrutura em relação às cargas gravíticas quando a mesma é sujeita a deslocamentos provocados pela ação sísmica. Todos os elementos não escolhidos como elementos secundários são tidos como elementos primários, e são dimensionados com base nas secções seguintes da legislação. Deste modo, os requisitos abordados nas secções 5 a 9 do EC8-1 podem ser ignorados para os elementos secundários, realizando-se o seu dimensionamento como o predisposto no EC2 [18].

É ainda assinalado que os elementos sísmicos secundários não podem ter uma contribuição superior para a rigidez lateral da estrutura superior a 15% da rigidez lateral dos elementos sísmicos primários, e não é permitido escolher certos elementos sísmicos como secundários com o propósito de alterar a classificação da estrutura de irregular para regular.

2.4.4. REDUNDÂNCIA ESTRUTURAL

Atentando ao comportamento não linear da estrutura, é estudada a capacidade de a estrutura dissipar energia por meio da formação de rótulas plásticas. Assim, é introduzido o conceito de redundância estrutural, que está associado à hiperestaticidade da estrutura, onde a mesma apresenta mais ligações do que as necessárias à sua estabilidade, permitindo a formação de rótulas plásticas sem se atingir um colapso global.

Esta hiperestaticidade permite a dissipação de energia, atendendo às exigências definidas pelo EC8-1. Com a formação de uma rótula plástica, o elemento atinge a tensão de rotura e perde temporariamente a sua rigidez, podendo rotacionar e redistribuir de modo eficaz os esforços atuantes, não entrando em colapso.

Assim sendo, o EC8-1 indica que se devem procurar sistemas com elevada redundância estrutural, permitindo uma maior capacidade de dissipação de energia por meio de formação de rótulas plásticas. Por consequência, uma estrutura com pouca redundância estrutural terá uma menor capacidade dúctil, sendo-lhe atribuído assim um menor coeficiente de comportamento.

2.4.5. CONCEITO DE “CAPACITY DESIGN”

A necessidade de considerar as deformações causadas pela ação sísmica conduz a um dimensionamento da estrutura com base na sua capacidade real, na qual se analisa a estrutura globalmente, identificando os mecanismos globais presentes, e selecionar o que se pretende que domine a resposta sísmica da estrutura, garantindo que os mecanismos mais frágeis se mantêm em regime elástico. Estes mecanismos

frágeis possuem, ordinariamente, uma degradação da rigidez e da resistência muito rápidas, originando ciclos histeréticos instáveis e uma capacidade de dissipação de energia bastante baixa.

Assim sendo, o dimensionamento por capacidade real implica disposições de projeto onde certos elementos estruturais são dimensionados e detalhados de modo a dissiparem energia quando sujeitos a deformações severas, causados, por exemplo, pela ação sísmica, permitindo a formação de rótulas plásticas [19, 20]. É crucial que os mecanismos formados sejam dúcteis, devidos à flexão, e não frágeis, como mecanismos provocados pelo esforço transversal, o que torna necessárias provisões para garantir que o esforço transversal não levará à cedência dos elementos.

O dimensionamento por capacidade real foca-se em garantir que os elementos onde a dissipação de energia irá ocorrer são definidos previamente, sendo detalhados de modo a garantir que a ductilidade necessária possa ser assegurada. Os elementos estruturais que devem manter regime elástico são dimensionados com uma resistência elevada, de modo que o se mantenham em regime elástico [21].

O objetivo primário do “Capacity Design” passa por garantir que os mecanismos de colapso da estrutura não tenham origem numa concentração local de deformações, como por exemplo num mecanismo de piso flexível, assegurando que estes mecanismos ocorrem em zonas controladas [22].

2.4.5.1. Sistema Porticado

Para um sistema porticado, ou sistema misto classificado como equivalente a sistema porticado, é desejável que as rótulas plásticas se formem nas extremidades das vigas, e não nos pilares, visto que no caso de se formarem em todas as extremidades dos pilares surge um mecanismo de colapso. Admite-se que as rótulas plásticas podem formar-se nas extremidades de nós de ligação viga-pilar nas extremidades das vigas, ou na base dos pilares, como demonstrado na Figura 2.3.

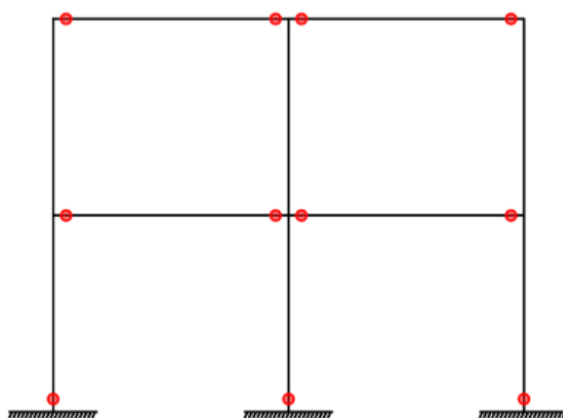


Figura 2.3 - Mecanismos Plásticos: Plasticidade Global

Se um edifício tiver pilares com fraca resistência, ocorrem logo roturas por corte, levando a uma fraca capacidade de deformação, que levará a um colapso repentino da estrutura. Como referido nas cláusulas 4.4.2.3 (3)P e 4.4.2.4 do EC8-1 [1], deve evitar-se a formação de um mecanismo de piso flexível em sistemas porticados ou equivalentes, com dois ou mais pisos. Tal mecanismo é responsável por uma deformação local que tem como consequência uma exigência excessiva em termos de ductilidade, ao nível do piso flexível. Este mecanismo poderá ser responsável pelo colapso da estrutura, não tirando assim partido da capacidade de dissipação de toda a estrutura, invalidando o coeficiente de comportamento atribuído.

Atentando no sistema misto resistente porticado das Figuras 2.4 (a) e (b), e considerando que ambos seriam iguais em termos de geometria, exceto que em (a) foi verificado o cálculo pela capacidade real, assim como a verificação pilar forte-viga fraca, sendo que em (b) apenas se verificou o cálculo pela

capacidade real. Tal originou uma maior secção nos pilares ao nível do rés-do-chão. Para o mesmo deslocamento sísmico, Δ , a formação do piso flexível em (b), irá provocar maiores deformações nesse piso e porventura uma maior rotação na base dos pilares. Além disso, este mecanismo vai indesejavelmente tirar um menor partido da capacidade de dissipação de energia do sistema estrutural, em comparação com (a). Isto porque não se retira partido das rótulas plásticas que se desenvolvem nas vigas.

Assim sendo, no caso de sistemas porticados ou equivalentes, é necessário assegurar não só a filosofia de cálculo pela capacidade real, como também a verificação de pilar forte-viga fraca.

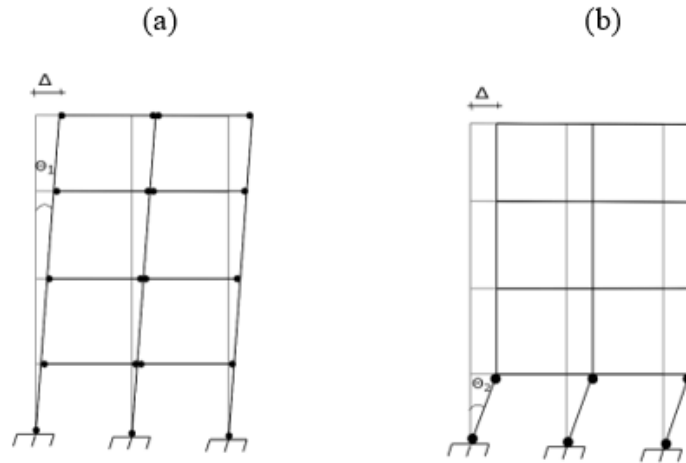


Figura 2.4 - Plasticidade Global (a) e Mecanismo de Piso Flexível (b)

Deste modo, é obrigatório garantir que os momentos atuantes atinjam os momentos resistentes nas vigas primeiro que nos pilares, seguindo assim um sistema “pilar forte-viga fraca”. Nesse sentido, o EC8-1 indica que em cada nó de ligação pilar-viga, a soma dos momentos resistentes nos pilares sísmicos primários adjacentes ao nó, $\sum M_{Rc}$, deve ser superior ao somatório dos momentos resistentes das vigas sísmicas primárias adjacentes ao nó, $\sum M_{Rb}$, sendo o mesmo apresentado na Equação 2.12.

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (2.12)$$

É importante ainda realçar que este critério apenas se aplica em sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a sistema porticado.

Após garantir que as rótulas plásticas se formam nas extremidades das vigas, é necessário assegurar que as secções são dimensionadas relativamente ao esforço transversal de modo que não existam roturas devido ao corte, que originem mecanismos frágeis.

O EC8-1 designa que o esforço transversal de cálculo deve ser determinado com base no equilíbrio da viga nas extremidades sob ação da carga transversal que nela atua devido à ação sísmica e os momentos nas extremidades, $M_{d,i}$, associados à formação de rótulas plásticas, considerando que estas se podem formar nas extremidades das vigas ou nas extremidades do elemento vertical concorrente com a viga, estando este processo de cálculo representado na Figura 2.5. Os momentos nas extremidades das vigas podem ser calculados com a seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \cdot \min \left(1, \sum \frac{M_{Rb}}{M_{Rc}} \right) \quad (2.13)$$

Onde,

$M_{Rb,i}$ é o valor de cálculo do momento resistente na extremidade i da viga.

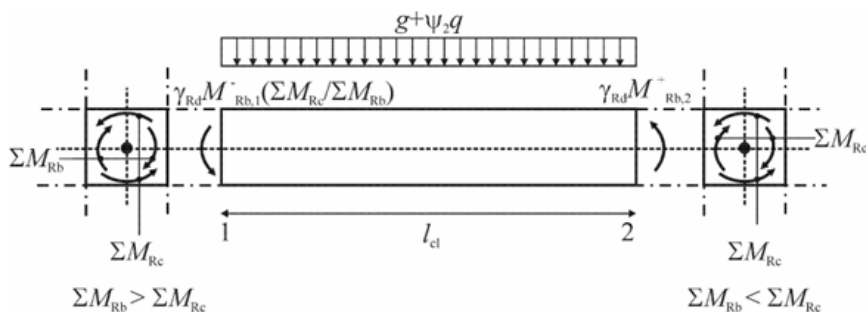


Figura 2.5 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas

Existem ainda regras de cálculo para vigas que estejam apoiadas em outra viga, em vez de num elemento vertical, mas estas não irão ser mencionadas pois não se aplicam ao caso de estudo.

Relativamente aos pilares sísmicos primários, o esforço transversal de cálculo deve ser determinado considerando o equilíbrio do pilar sobre ação dos momentos nas extremidades, sendo estes associados à formação de rótulas plásticas ou nas extremidades dos pilares, ou nas extremidades do nó nas extremidades das vigas concorrentes ao pilar, como explícito na Figura 6. Os momentos nas extremidades podem ser determinados recorrendo à seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \cdot \min \left(1, \sum \frac{M_{Rb}}{M_{Rc}} \right) \quad (2.13)$$

Onde,

γ_{Rd} é o coeficiente que tem em conta a sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, considerado igual a 1,1;

$M_{Rc,i}$ é o momento resistente do pilar na extremidade i;

ΣM_{Rc} e ΣM_{Rb} são a soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó, respetivamente.

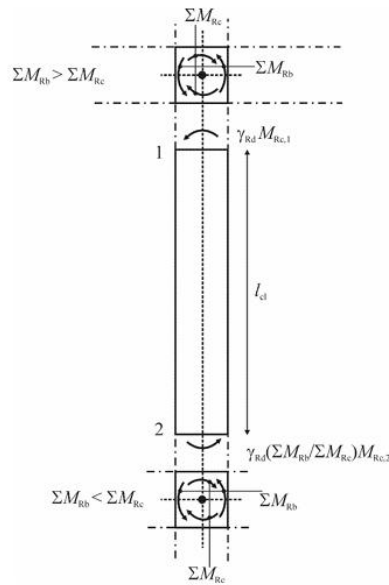


Figura 2.6 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos em pilares sísmicos

2.4.5.2. Sistema de Paredes

Os sistemas de paredes, ou sistemas mistos equivalentes a um sistema de parede, utilizam paredes dúcteis para resistir às ações sísmicas. As paredes dúcteis são dimensionadas para desenvolverem rótulas plásticas na base da sua secção, mantendo-se em regime elástico no restante da sua altura [9]. Os sistemas de paredes, ou sistemas mistos equivalentes a um sistema de paredes dúcteis para resistir a ações sísmicas. As paredes dúcteis são dimensionadas para desenvolverem rótulas plásticas na base da sua secção e tendem a uniformizar, em altura, os deslocamentos entre pisos. Segundo o EC8-1, um sistema de paredes é um sistema estrutural no qual os carregamentos verticais e laterais são principalmente resistidos por paredes estruturais, sejam elas acopladas ou não, no qual a resistência ao esforço transversal do edifício na base excede 65% do total na resistência ao esforço transversal do sistema estrutural. A Figura 2.7 representa uma possível localização das rótulas plásticas num sistema de paredes. Ao contrário do sistema porticado, não é necessário verificar a condição de pilar forte-viga fraca, e por isso é possível a formação de rótulas plásticas tanto nas extremidades dos pilares e/ou nas extremidades das vigas.

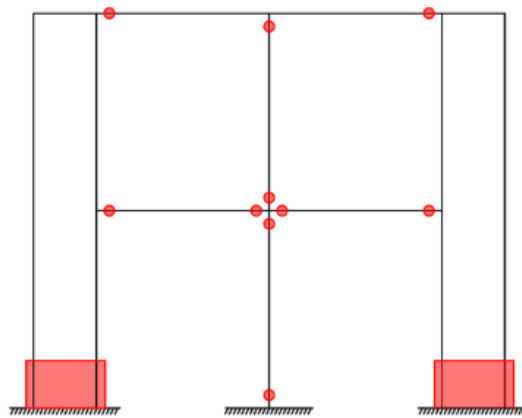


Figura 2.7 - Mecanismo de Plasticidade Global num sistema misto

Para paredes sísmicas primárias esbeltas, $h_w/l_w \geq 2,0$, devem ser tidas em conta as incertezas nas distribuições dos momentos. A legislação propõe a aplicação de uma envolvente ao diagrama de momentos fletores de cálculo, sendo esta envolvente linear no caso de a estrutura não apresentar descontinuidades significativas de massa, rigidez ou resistência ao longo da sua altura.

A envolvente é obtida ligando por uma reta o momento atuante na base da parede ao momento atuante no topo da parede, deslocando depois esta linha reta verticalmente com a aplicação de um “tension shift”. Este deslocamento vertical deve ser consistente com a inclinação das escoras considerada na verificação de estado limite último relativamente ao esforço transversal.

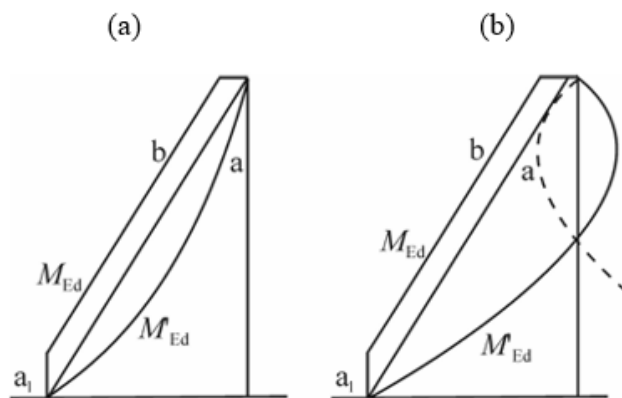


Figura 2.8 - Envolvente de cálculo dos momentos fletores em sistemas de paredes (a) e sistemas mistos (b)

Contrariamente às vigas [21], os esforços horizontais e os momentos fletores nas paredes não se mantêm constantes durante a ação sísmica. Assim sendo, o valor do momento atuante na secção da parede e equações de equilíbrio não são suficientes para determinar os esforços de corte que podem atuar na parede devido à ação sísmica. Deste modo, o EC8-1 preconiza a aplicação de um coeficiente de majoração, igual a 1,5 para projetos DCM, pelo qual devem ser multiplicados os esforços transversos obtidos através da análise. As incertezas dos efeitos dos modos mais elevados são tidas em conta aplicando uma envolvente de cálculo como a presente na Figura 2.9.

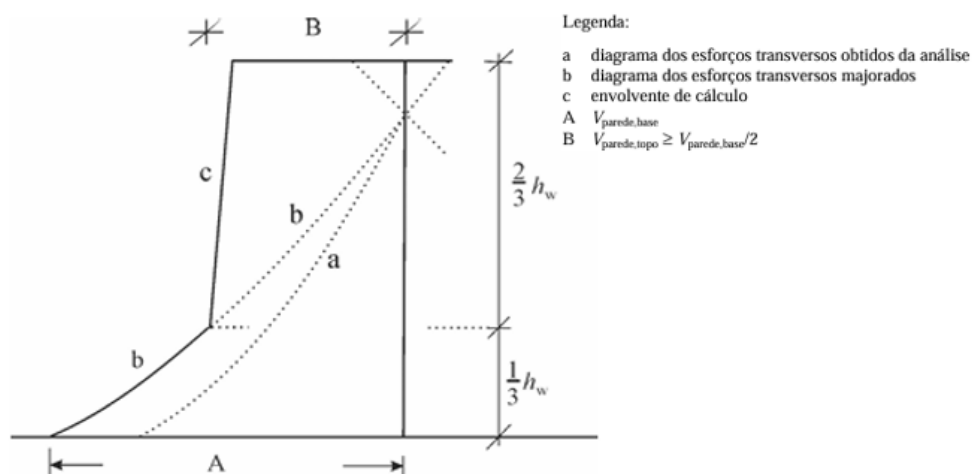


Figura 2.9 - Envolvente de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos em paredes

2.4.5.3. Resistência das Fundações

O dimensionamento pela capacidade real visa a impedir mecanismos de rotura indesejados, como a plastificação das fundações. Para projetos DCM ou DCH, os esforços nas fundações devem ser determinados com base na capacidade real, tendo em conta eventuais sobrerresistências dos elementos estruturais passíveis de plastificação. De modo a cumprir este pressuposto, os esforços de cálculo, E_{Fd} , em fundações de elementos verticais isolados devem ser calculados utilizando a seguinte expressão.

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{RD} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad (2.14)$$

Onde,

$E_{F,G}$ são os esforços de cálculo devidos às ações não sísmicas incluídas na situação sísmica de cálculo;

γ_{RD} é o coeficiente de sobrerresistência, considerado igual a 1,0 para estruturas com coeficiente de comportamento inferior ou igual a 3 ou igual a 1,2 nos restantes casos;

Ω é o valor de $(R_{di}/E_{Fi}) \leq q$ da zona dissipativa ou do elemento i da estrutura que tem maior influência no efeito de cálculo considerado, sendo:

R_{di} a resistência de cálculo da zona ou do elemento i ;

E_{Fi} é o valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i para a situação de projeto sísmica.

Para as fundações de paredes estruturais ou pilares de pórticos, Ω é tido como valor mínimo da relação entre M_{rd}/M_{ed} , para as duas direções ortogonais principais, na secção transversal mais baixa onde se possa formar uma rótula plástica num elemento vertical.

2.4.6. COMBINAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

O EC8-1 preconiza que as componentes horizontais da ação sísmica devem ser consideradas como atuando simultaneamente, sendo que o valor da ação sísmica a utilizar pode ser calculado como a raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços referentes a cada uma das direções, sendo este método considerado conservativo. Outra alternativa apresentada pela legislação consiste no uso de combinações entre as duas componentes de modo a calcular a ação sísmica:

$$E_{Ed} = E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \quad (2.15)$$

$$E_{Ed} = E_{Edx} \cdot 0,30 + E_{Edy} \quad (2.16)$$

Relativamente à componente vertical da ação sísmica a mesma apenas deverá ser considerada se a_{vg} for superior a 0,25g ($2,5 \text{ m/s}^2$) nos seguintes elementos verticais:

- a) elementos estruturais horizontais ou quase horizontais com vãos iguais ou superiores a 20 m;
- b) elementos horizontais ou quase horizontais em consola com mais de 5 m de comprimento;
- c) elementos pré-esforçados horizontais ou quase horizontais;
- d) vigas que suportam pilares;
- e) estruturas com isolamento de base.

Na eventualidade de a componente vertical ser considerada, será introduzida uma nova componente E_{Edz} referente ao efeito da ação sísmica na direção vertical. O mesmo é contemplado no seguinte sistema de equações:

$$E_{Ed} = E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} + 0,30 \cdot E_{Edz} \quad (2.17)$$

$$E_{Ed} = E_{Edx} \cdot 0,30 + E_{Edy} + 0,30 \cdot E_{Edz} \quad (2.18)$$

$$E_{Ed} = E_{Edx} \cdot 0,30 \cdot E_{Edy} \cdot 0,30 + E_{Edz} \quad (2.19)$$

2.5. MÉTODOS DE ANÁLISE PRESSUPOSTOS PELO EUROCÓDIGO 8-1

Designa-se por análise sísmica de uma estrutura a análise da resposta da mesma quando solicitada a um movimento representativo da ação sísmica.

Deste modo, o EC8-1 [1] preconiza quatro diferentes métodos de análise sísmica, dois deles baseados no comportamento elástico linear da estrutura (Método das Forças Equivalentes e Método de Análise Modal por Espectro de Resposta) e dois fundamentados no comportamento elástico não linear (Método de Análise Pushover e Método de Análise Dinâmica Não Linear).

Nos parágrafos seguintes serão explicados os diferentes métodos definidos pelo EC8-1, não entrando muito em detalhe, dado que os métodos relevantes para o objetivo desta dissertação serão explicados rigorosamente nos capítulos seguintes.

2.5.1. ANÁLISE PELO MÉTODO DAS FORÇAS LATERAIS

Este é um método de análise linear simplificado presente na legislação, consistindo na aplicação de uma força de corte basal obtida pelo uso de um espectro de resposta elástico, que é posteriormente distribuída por cada piso dependendo da massa do mesmo e também do deslocamento obtido no modo de vibração fundamental.

No entanto, este método tem várias limitações, não podendo ser aplicado em estruturas influenciadas pelos modos de vibração mais altos, e apenas em edifícios regulares em elevação, massa e rigidez.

2.5.2. ANÁLISE MODAL POR ESPETRO DE RESPOSTA

Este é o outro método de análise linear indicado pelo Eurocódigo 8, devendo ser aplicado em edifícios que não respeitem as condições necessárias para efetuar a análise pelo método das forças laterais. Deste modo, passam a ser tidos em conta todos os modos de vibração cuja resposta individual totalize 5% da massa modal efetiva da estrutura, e os modos cuja soma da sua massa modal seja igual ou superior a 90% da massa modal da estrutura, dependendo da direção considerada. É importante mencionar que no caso de uma análise tridimensional estes parâmetros têm de ser verificados em cada uma das direções.

A legislação disponibiliza um quadro-sumário que contempla as limitações de cada um dos métodos de análise linear, e esclarece, para as características geométricas da estrutura em questão, o tipo de modelação a realizar, o método de análise que pode ser adotado e uma indicação relativamente ao coeficiente de comportamento, tópico que será abordado posteriormente nesta dissertação.

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral ^a	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial ^b	Força lateral ^a	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

Figura 2.10 - Consequências da regularidade estrutural na análise sísmica

2.5.3. ANÁLISE PUSHOVER

Também denominada de análise estática não linear, a análise “Pushover” é efetuada em condições onde as cargas verticais mantêm-se constantes ao longo da análise, aplicando cargas laterais que aumentam monotonicamente. Este tipo de análise é passível de ser aplicado em edifícios novos ou em estruturas já existentes, com os seguintes propósitos indicados no EC8-1:

- Verificar ou rever os valores da razão α_u/α_1 , referente à sobrerresistência.
- Estimar os mecanismos plásticos esperados e a distribuição de danos.
- Avaliar o desempenho estrutural de edifícios existentes ou reforçados segundo os propósitos da EN 1998-3.
- Alternativa ao dimensionamento com o método de análise linear que usa o coeficiente de comportamento, q .

A análise Pushover indicada no EC8-1, tem por base o método N2 desenvolvido por Fajfar e seus colaboradores [5]. Este método tem como hipótese principal que a estrutura vibre predominantemente no primeiro modo de vibração, não tendo em conta o efeito de modos superiores. Através de uma abordagem por deslocamentos, o desempenho estrutural é avaliado para elementos e mecanismos dúcteis, comparando a capacidade de deformação com a exigência e para os elementos frágeis a verificação é feita com base em esforços.

Adicionalmente, pelo facto de contemplar o comportamento no domínio não linear, permite uma abordagem mais realista do comportamento estrutural comparativamente às análises lineares anteriormente apresentadas.

No entanto, existem outros procedimentos de análise não linear estática para além do presente no EC8-1, como o *Capacity Spectrum Method*, CSM, desenvolvido por Freeman, S. [24], mais tarde aperfeiçoado e incorporado na ATC-40 [25] e na FEMA-274 [26], e presente na FEMA440 [16]. Semelhantemente ao método N2, a curva de capacidade resistente é dependente de um nó de referência e do perfil de carregamento. Outro método de análise Pushover é o *Displacement Coefficient Method*, DCM, introduzido inicialmente na FEMA 273 [28], incorporado posteriormente na FEMA 356 [27] e melhorado (denominado de *Improved Coefficient Method*) na FEMA 440 [16], onde o deslocamento-alvo é calculado com base em coeficientes de deslocamento, determinados a partir do resultado da análise Pushover.

As três metodologias mencionadas estão inseridas no grupo de técnicas mais simplificadas, que apenas têm em conta o modo de vibração fundamental das estruturas e a análise Pushover é definida através de perfis de carregamento constantes. Existem mais metodologias que apenas têm em conta o modo de vibração fundamental da estrutura, como a *Energy-Based Pushover Analysis Method*, EBPA [29]; o método N1 [30], uma alternativa prática ao método N2; ou a *Mass Proportional Pushover Analysis*,

MPP [31], onde o padrão de cargas utilizado é apenas dependente da massa de cada piso ou o método de análise Pushover Generalizada [32].

Existem, no entanto, mais duas categorias onde se englobam os métodos de análise Pushover: análises Pushover multimodais e análises Pushover adaptativas.

Os métodos de análise Pushover multimodais combinam os resultados de diferentes modos, que são previamente identificados e incorporados na análise. O primeiro método de análise Pushover multimodal foi introduzido por Chopra et al. [33] em 2002, e é denominado de *Modal Pushover Analysis*, MPA. Este método distribui, ao contrário das análises Pushover mencionadas anteriormente, as forças de inércia para cada um dos modos considerados, combinando-as de forma a determinar a exigência sísmica da estrutura. Chopra et al. Propuseram uma versão modificada desta metodologia denominada de *Modified Modal Pushover Analysis*, MMPA [34], onde é assumido o pressuposto que os principais modos de vibração são elásticos, o que reduz a carga computacional, proporcionando até resultados mais precisos em casos onde a MPA subestima as necessidades sísmicas.

Ao longo dos anos foram sendo desenvolvidos mais métodos de análise Pushover multimodais, tais como o método N2 Estendido [35], que será abordado posteriormente nesta Dissertação; o *Improved Modal Pushover Analysis*, IMPA [36], que utiliza a deformada da estrutura como um padrão de carga lateral invariável; o Upper-Bound Pushover Analysis, UBPA [37], que procura analisar melhor o desempenho sísmico de edifícios altos, introduzindo uma fórmula alternativa para determinar o padrão de carga lateral e utilizando uma combinação modal “upper-bound”, superestimando a contribuição dos modos de vibração, garantindo resultados conservadores. Este método foi alvo ao longo dos últimos anos de modificações e aperfeiçoamentos [38, 39].

Outros métodos de análise Pushover multimodal são o *Consecutive Modal Pushover Analysis*, CMPA [40], e a sua versão modificada, MCMPPA [41], ou a *Spectra-Based Pushover Analysis*, SBPA [42].

Em termos gerais, os procedimentos multimodais constituem um avanço significativo em relação à análise Pushover convencional. São teoricamente mais robustos e conceptualmente mais atrativos, pois consideram explicitamente a resposta de mais do que um modo de vibração e a influência da ação sísmica expectável, produzindo assim resultados mais próximos dos obtidos por análises dinâmicas não lineares. No entanto, estes métodos não consideram a acumulação de danos, nem a consequente alteração dos parâmetros modais, o que pode influenciar significativamente as características de resposta de uma determinada estrutura. Por este motivo, os métodos totalmente adaptativos apresentados na subseção seguinte constituem uma alternativa mais adequada, devido à sua capacidade de ajustar o carregamento aplicado à estrutura em diferentes níveis de deformação (ou seja, em diferentes etapas de análise), conduzindo a resultados conceptualmente mais corretos [43, 44].

O outro conjunto de metodologias referentes a análises Pushover adaptativas introduz um padrão de carga dinâmico que se atualiza durante a simulação, refletindo as variações de rigidez da estrutura e permitindo uma caracterização mais realista da sua degradação ao longo do tempo.

Uma metodologia adaptativa distinta foi proposta por Gupta e Kunnath em 2000, denominada de *Adaptive Spectra-Based Pushover Analysis* (ASBPA) [45], na qual a carga aplicada é constantemente atualizada em função das características dinâmicas instantâneas da estrutura, podendo ser utilizado um espectro específico do local para definir o padrão de carregamento. Segundo este método, é realizada uma análise de valores próprios antes de cada incremento de carga, considerando o estado atual de rigidez da estrutura. O número de modos de interesse a considerar é previamente definido e as forças de piso correspondentes a cada modo são estimadas como o produto entre o fator de participação modal, a forma modal normalizada em massa, o peso do piso e a amplificação espectral do modo em análise. Em seguida, é realizada uma análise estática para cada modo de forma independente, e os efeitos de ação calculados para cada modo são combinados através da regra RQSQ (Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados) e adicionados aos valores correspondentes do passo anterior.

As análises Pushover adaptativas consideram também vários modos, tal como as análises multimodais, que completam as análise Pushover modais ao atualizar iterativamente o padrão de cargas modal com

base na deformada da estrutura em cada um dos passos da análise, permitindo uma melhor avaliação dos efeitos dos modos de vibração mais elevados e das alterações na estrutura devido ao carregamento sísmico, o que permite obter resultados mais precisos da resposta da estrutura.

Outros métodos de análise Pushover adaptativa são o *Adaptative Modal Combination Method*, AMC [46], que utiliza forças laterais de modo a reproduzir a distribuição instantânea das forças de inércia durante eventos sísmicos e atualiza dinamicamente o deslocamento-alvo utilizando curvas de capacidade com base em padrões modais e espectros de capacidade de ductilidade constante ; o *Adaptative Upper-Bound Pushover Analysis*, AUB [47], que foi desenvolvido para analisar com mais precisão o desempenho sísmico de edifícios altos; ou a *Optimal Mode Pushover Analysis*, OMP [48], onde em cada passo da análise é calculada um modo de vibração “ótimo”, sendo depois aplicadas forças laterais com base nas características das vibrações anteriores.

Um dos métodos de análise mais recentes é o *Multi-Mode adaptative Displacement-Based Pushover Analysis Procedure*, MADP [49]. Neste método é primeiramente realizada uma análise Pushover não linear com padrões de carga modais, determinando a curva de capacidade resistente para cada um dos modos, idealizando uma relação bilinear e convertendo para um sistema de um grau de liberdade e determinando o deslocamento-alvo para cada um dos modos considerados. Em seguida, aplicam-se cargas gravíticas e realizam-se análises Pushover adaptativas, onde os novos padrões de carga lateral vão sendo recalculados conforme a rigidez da estrutura se vá alterando, atualizando-se também os deslocamentos-alvo. Por fim, combinam-se as respostas modais obtidas e determina-se o desempenho da estrutura.

A Figura 2.11 apresenta a ordem cronológica dos diversos métodos de análise Pushover existentes.

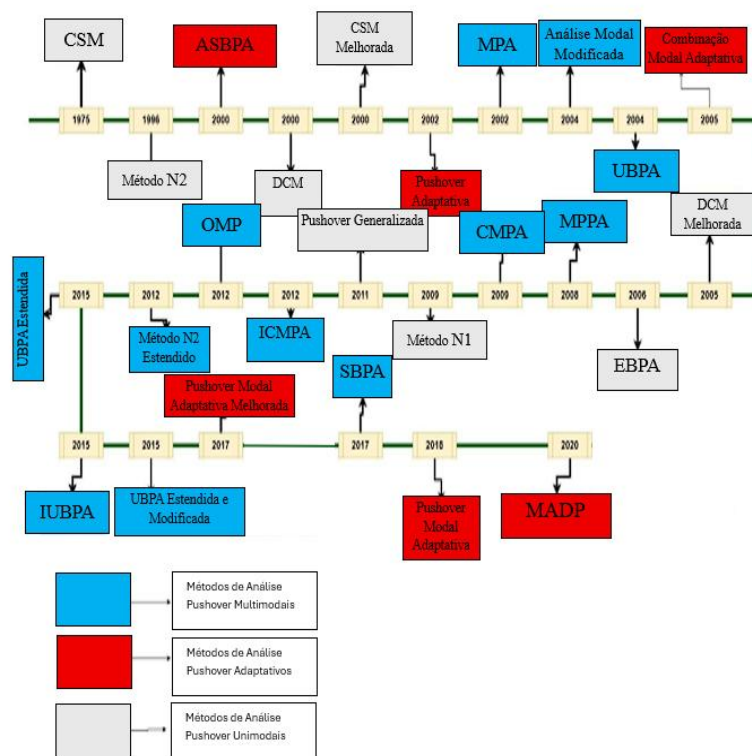


Figura 2.11 - Evolução cronológica dos métodos de análise Pushover [50]

2.5.4. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR

O Eurocódigo 8 introduz este método de análise não linear, baseada em acelerogramas, reais ou artificiais como definido pela norma, de modo a representar o movimento do solo.

Esta é a análise mais complexa de todas as presentes na legislação, logo dará a resposta mais realista da estrutura quando sujeita à análise sísmica, no entanto, dada a sua complexidade apenas é correntemente utilizada em estruturas cujo comportamento sismo-resistente é mais difícil de prever, em edifícios de elevada altura, como por exemplo arranha-céus, ou a edifícios de grande importância.

Comparativamente com a análise Pushover, este tipo de análise é mais moroso e não tão facilmente modelado, no entanto representa de forma mais precisa o comportamento da estrutura quando sujeita à ação sísmica. Os resultados obtidos utilizando uma análise Pushover são limitados no caso de existir uma contribuição relevante dos modos de vibração superiores, sendo também importante mencionar que os resultados obtidos na curva de capacidade resistente não são também os mais precisos, dado que a análise Pushover consiste apenas num carregamento monótono e não cíclico, como é a ação sísmica [2]. Segundo P. P. Diotallevi & L. Landi [51], a análise dinâmica não linear fornece resultados mais precisos no caso de as cargas gravíticas serem irregulares.

Outro estudo conduzido demonstra que os resultados obtidos, utilizando ambos os métodos de análise não linear previstos no EC8-1, para um edifício porticado de pouca altura e com períodos de vibração fundamentais baixos são semelhantes [52].

Este método é complexo e complicado de ser utilizado devido a algumas razões, como a dificuldade em obter acelerogramas que representem a ação sísmica característica da zona de projeto. Outro inconveniente deste método é que implica a resolução da equação diferencial de equilíbrio dinâmico para cada um dos intervalos de tempo em que está dividido o acelerograma. Esta integração passo-a-passo das equações implica normalmente um enorme volume de cálculo, o que se pode tornar dispendioso em termos do tempo de computação. Estas limitações têm resultado no uso de métodos de análise não lineares mais simples, como análises estáticas não lineares, em favor de métodos de análise dinâmica não lineares [53].

Deste modo, embora represente melhor o comportamento sísmico do edifício em relação à análise Pushover, a análise dinâmica não linear apenas tende a ser utilizada em casos muito específicos que assim o requeiram, como estruturas muito complexas, dada a sua elevada exigência.

3

3. MÉTODOS DE ANÁLISE SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8-1

3.1. ABORDAGEM PELO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

3.1.1. DEFINIÇÃO DE COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Os métodos de análise linear pressupostos no EC8-1 analisam o comportamento dinâmico de estruturas, com comportamento linear elástico e solicitadas a acelerações sísmicas nas suas diversas componentes.

O método de análise modal por espectro de resposta é amplamente utilizado em projetos de estruturas dada a sua simplicidade e facilidade de aplicação, partindo da suposição de que a estrutura responde de forma linear elástica e decompondo o seu movimento em diferentes modos de vibração, independentes de carregamentos e cada um deles com a sua própria frequência e partição modal.

No entanto, na ocorrência de um evento sísmico, a estrutura pode experimentar deformações para além do regime elástico, entrando assim no campo de comportamento não linear da estrutura. Assim sendo, é necessário ter em consideração a ductilidade da estrutura, isto é, a capacidade de deformação da mesma em regime inelástico. De modo a não ser necessário realizar uma análise não linear, o EC8-1 introduz um coeficiente de comportamento, q .

Este coeficiente é uma medida de exigência da estrutura em termos de esforços, operando como um fator redutor aplicado à ação sísmica de modo a considerar a dissipação de energia da estrutura por meio de mecanismos plásticos. Embora a análise modal por espectro de resposta assuma uma resposta linear estática, a introdução do coeficiente de comportamento procura estimar os efeitos do comportamento inelástico da estrutura, tendo assim em conta a sua ductilidade.

A definição de um coeficiente de comportamento global, isto é, referente a toda a estrutura só pode ser verdadeira se todos os elementos verificarem um coeficiente de comportamento local que seja para cada um destes elementos, igual ou superior ao coeficiente de comportamento global. O coeficiente de comportamento é dado pelo produto de 2 contribuições, uma relacionada com a sobrerresistência da estrutura, q_{ov} , e outra relacionada com a ductilidade, q_{μ} .

O coeficiente de sobrerresistência é dado pelo quociente α_u/α_i , onde a parcela α_u define a formação de um mecanismo de colapso na estrutura, enquanto a parcela α_i define a formação da primeira rótula plástica em um dos elementos estruturais da estrutura. O coeficiente de ductilidade é independente desta sobrerresistência e atenta sobre o nível de ductilidade de cada um dos elementos individualmente.

Uma análise baseada numa abordagem por coeficiente de comportamento engloba os 2 tipos de análise linear pressupostos no EC8-1, visto que o comportamento inelástico da estrutura é atendido com a implementação deste fator.

O EC8-1 fornece indicações, para estruturas de betão armado, de modo a adotar um coeficiente de comportamento correto, explícitas no parágrafo 5.2.2.2. O limite máximo a ter em conta para o coeficiente de comportamento para cada uma das direções do edifício é dado pela seguinte fórmula:

$$q = q_o \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.1)$$

Onde,

q_o é o valor base do coeficiente de comportamento, dependente do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em elevação

k_w é o fator que reflete o modo de rotura predominante em sistemas com paredes

O coeficiente k_w deve ser considerado de acordo com a seguinte cláusula:

$$k_w = \begin{cases} 1,00; & \text{para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1; & \text{mas não inferior a 0,5, para sistemas de paredes, sistemas} \\ & \text{equivalentes a sistemas de paredes, e sistemas torcionalmente flexíveis} \end{cases}$$

O fator α_0 corresponde à esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

Em edifícios regulares em altura, o valor de q_o a ser adotado pode ser retirado da Tabela 5.1 do EC8-1, apresentada na Figura 3.1.

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_u / \alpha_i$	$4,5 \alpha_u / \alpha_i$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_i$
Sistema torcionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Figura 3.1 - Valor base do coeficiente de comportamento para estruturas regulares em altura

O quociente α_u / α_i , que constitui o coeficiente de sobrerresistência, é definido pelo EC8-1 no ponto 5.2.2.2 (4) do seguinte modo:

α_i : valor pelo qual a ação sísmica horizontal de projeto é multiplicada para que, inicialmente, seja alcançada a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, enquanto todas as outras ações de projeto permanecem constantes.

α_u : valor pelo qual a ação sísmica horizontal de projeto é multiplicada para formar rótulas plásticas em um número de seções suficiente para o desenvolvimento da instabilidade estrutural global, mecanismo de colapso, enquanto todas as outras ações de projeto permanecem constantes.

Na eventualidade de o edifício não ser regular em elevação, o EC8-1 refere que o valor de q_o deve ser reduzido em 20%.

Os diferentes tipos de sistemas estruturais irão ser descritos posteriormente neste capítulo, sendo também estabelecidos os valores do quociente α_u / α_i , relativo à sobrerresistência, para cada um dos sistemas.

Atentando especificamente na Figura, é possível de entender que o coeficiente de ductilidade já vem considerado como sendo um valor fixo, no caso por exemplo de um sistema porticado para uma classe de ductilidade média (DCM) é fornecido o valor de 3,0.

No entanto, não é correto considerar estes valores e realizar uma abordagem por coeficiente de comportamento se não se realizar uma verificação adequada e intensiva da ductilidade local de cada um dos elementos estruturais.

3.1.2. CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA

3.1.2.1. Tipos de Estruturas de Betão segundo o EC8-1

Estruturas de betão armado são divididas em 6 diferentes tipos, segundo o EC8-1, tendo em conta o seu comportamento relativo às ações sísmicas horizontais. No ponto 5.2.2.1. (1)P da legislação, são exibidos os 6 tipos de sistemas estruturais a considerar de modo a realizar uma análise sísmica, encontrando-se os mesmos brevemente definidos no ponto 5.1.2 e definidos da seguinte forma:

. **Sistema Porticado:** sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais e horizontais é assegurada maioritariamente por meio de pórticos espaciais, sendo que uma estrutura toma este tipo de sistema caso a resistência ao corte na base do edifício seja superior a 65% da resistência ao corte total do mesmo.

. **Sistema de Paredes:** sistema estrutural onde a resistência às ações verticais e horizontais é garantida pelo uso de paredes (elemento estrutural, que suporta outros elementos, de secção transversal alongada e com uma relação comprimento/espessura l_w/b_w superior a 4) cuja resistência ao corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total ao corte da estrutura. O EC8-1 indica 2 tipos distintos de sistemas de paredes:

. **Sistema de Paredes Dúcteis** (acopladas ou não acopladas): sistema que utiliza paredes dúcteis (paredes fixas na sua base de forma que impede a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural, e que é projetada e pormenorizada de modo a dissipar a energia numa zona de rótula plástica que não apresenta aberturas ou grandes furações imediatamente acima da sua base), podendo as mesmas ser acopladas ou não acopladas. Uma parede considera-se acoplada caso o sistema estrutural seja constituído por 2 ou mais paredes simples, ligadas por vigas de acoplamento, capaz de reduzir em pelo menos 25% a soma dos momentos flectores na base de cada parede, obtidos se cada uma funcionasse separadamente.

. **Sistema de Paredes de Grandes Dimensões de Betão Fracamente Armado:** sistema constituído por paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado, isto é, paredes cuja dimensão horizontal, l_w , é superior ou igual a 4,0m ou a dois terços da altura, h_w , da parede, que se prevê que desenvolva um fendilhamento e um comportamento inelástico limitado na sua situação sísmica de cálculo, dada a sua elevada rigidez.

. **Sistema Misto** (equivalente a um sistema equivalente porticado ou a um sistema equivalente de paredes): um sistema designa-se misto caso a resistência às ações verticais seja assegurada pelo uso de pórticos espaciais e a resistência às ações horizontais seja garantido em parte pelo uso de paredes e em parte pelo uso de um sistema porticado. Um sistema deste tipo pode ser classificado como um sistema equivalente porticado caso a resistência à força de corte na base do edifício seja superior a 50% da resistência ao corte total da estrutura, ou num sistema equivalente de paredes, se a resistência à força de corte na base das paredes seja superior a 50% da resistência total ao corte na estrutura.

. **Sistema de Pêndulo Invertido:** sistema estrutural não linear e de análise relativamente complexa, cujo comportamento pode ser descrito por equações diferenciais, sendo possível linearizar o sistema em torno de um ponto de equilíbrio para possibilitar a aplicação de técnicas de controlo linear a fim de o estabilizar. O EC8-1 indica que um sistema deste tipo possui pelo menos 50% da massa total no terço superior da altura do edifício, ou um sistema no qual a principal dissipação de energia ocorre na base de um único elemento do edifício.

. **Sistema Torsionalmente Flexível:** sistema misto ou sistema de paredes que tem uma rigidez à torção mínima. Esta verificação, necessária em ambas as direções, encontra-se definida na equação 4.1b), referindo que, para a direção y, a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral, r_x , deve ser não inferior ao raio de giração da massa do piso em planta (raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e a massa do piso, I_s).

A definição do tipo de sistema estrutural permite a determinação do quociente α_u/α_i , segundo os seguintes valores preconizados pelo EC8-1 para alguns dos tipos de sistema, sendo eles regulares em planta:

. Sistema Porticado ou Sistema Misto Equivalente a um Sistema Porticado: α_u/α_i é igual a:

- 1,1; para edifícios de um só piso.
- 1,2; para edifícios de vários pisos, com pórticos de um só tramo.
- 1,3; para edifícios de vários pisos, com pórticos de vários tramos.

. Sistema de Paredes ou Sistema Equivalente a um Sistema de Paredes: α_u/α_i é igual a:

- 1,0; para um sistema de paredes unicamente com 2 paredes não acopladas na direção horizontal.
- 1,1; para outros sistemas de paredes não acopladas.
- 1,2; para sistemas mistos de paredes ou sistemas de paredes acopladas-.

Para os restantes sistemas é necessário realizar um cálculo explícito de forma a obter um quociente α_u/α_i adequado.

3.1.2.2. Classes de Ductilidade

Segundo o EC8-1, os edifícios de betão resistentes aos sismos devem assegurar à estrutura uma adequada capacidade de dissipação de energia, não retirando a resistência às ações verticais e horizontais. Deste modo, o EC8-1 define 3 classes de ductilidade: baixa (L), média (DCM) e alta (DCH). Relativamente à classe de ductilidade baixa (L), esta apenas deve ser considerada ao abrigo de edifícios localizados em zonas de baixa sismicidade, isto é, casos em que o valor de cálculo da aceleração da superfície num terreno do tipo A, a_g , é inferior a 0,08g (0,78 m/s²) ou aqueles em que o produto $a_g \cdot S$ não é superior a 0,1g (0,98 m/s²). Este tipo de edifícios não irá ser alvo de desenvolvimento, dado o caso de estudo não estar incluído numa zona de baixa sismicidade.

Os edifícios que não correspondem a uma classe de ductilidade baixa, são classificados com DCM ou DCH em função da sua capacidade de dissipação histerética. A escolha por uma destas classes depende do nível de risco sísmico da zona onde o edifício se encontra, sendo que para zonas de sismicidade elevada é preferível adotar DCH, de modo a permitir a ter ainda mais em conta as possíveis deformações em campo inelástico passíveis de ocorrer num evento sísmico de grandes dimensões, porquanto em zonas de sismicidade moderada ou baixa é passível de ser adotada DCM. Atentando à Figura 5, para a DCH o valor base do coeficiente de comportamento, q_o , é bastante mais elevado comparando com os valores para a DCM, o que vai ao encontro do que foi explicado previamente.

A legislação define ainda requisitos específicos e restrições geométricas para cada uma destas 2 classes, sendo estas posteriormente tidas em conta e explicadas relativamente à classe de ductilidade adotada para o caso de estudo.

3.1.3. ETAPAS DE UMA ANÁLISE MODAL POR ESPETRO DE RESPOSTA DE ACORDO COM O EC8-1

A análise modal por espectro de resposta trata-se de um método de análise dinâmica que visa expressar o movimento da estrutura, quando sujeita a uma ação sísmica, pela combinação linear dos modos de vibração, isto é, um conjunto de movimentos harmónicos referentes à estrutura. Efetivamente, as estruturas apresentam um número infinito de modos de vibração, mas os modelos numéricos resultantes da sua discretização, como no Método dos Elementos Finitos, possuem um número de modos de vibração igual ao seu número de graus de liberdade nodais, o que atinge também um número elevado na ordem de grandeza dos milhares. Porém, considerando a ação sísmica, bastam apenas alguns destes modos para representar com precisão o desempenho global da estrutura em questão, ignorando-se assim quase a totalidade dos modos de vibração. A solução dinâmica para cada modo é obtida como se ele

fosse um oscilador de 1 grau de liberdade, atingindo uma solução estrutural com base na sobreposição de certas soluções individuais. O critério relativo a quais e quantos modos de vibração serem necessários a considerar está explícito no ponto 4.3.3.3.1 da legislação, e serão alvo de desenvolvimento mais adiante neste subcapítulo.

Após definir os fundamentos de uma análise modal por espectro de resposta, é possível definir de forma genérica o procedimento geral para uma análise deste tipo, dividindo-se principalmente em 3 etapas, com a ordem definida seguidamente [10].

3.1.3.1. Cálculo das Frequências Próprias e dos Modos de Vibração

Determinar os modos de vibração e as frequências próprias da estrutura é o primeiro passo de qualquer análise dinâmica linear, sendo que o cálculo em si é naturalmente realizado pelo software de modelação adotado. As sub-etapas implícitas neste processo são as seguintes:

1. Identificar os graus de liberdade nodais da estrutura;
2. Definir o vetor de deslocamentos nodais, d , sendo que um deslocamento generalizado consiste numa translação ou numa rotação, consoante o grau de liberdade associado ser uma translação ou uma rotação;
3. Determinar a matriz de rigidez, K ;
4. Determinar a matriz de inércia ou matriz de massa, M ;
5. Determinar as frequências angulares próprias do sistema, w_i , soluções da seguinte equação:
 $|K - w_i^2 \cdot M| = 0$, sendo que o número de soluções obtidas será igual ao número de graus de liberdade da estrutura.
6. Determinar as frequências próprias e os respetivos períodos de vibração, para cada uma das soluções obtidas pelas seguintes fórmulas:

$$f_i = \frac{w_i}{2\pi} \text{ e } T_i = \frac{1}{f_i} \quad (3.2)$$

7. Determinar os modos de vibração, sendo que cada uma das frequências angulares próprias w_i corresponde a um modo de vibração φ_i , com componentes nodais $\varphi_{i,j}$, solução do seguinte sistema:

$$(K - w_i^2 \cdot M) = 0 \quad (3.3)$$

Tipicamente, na análise sísmica, não são utilizadas frequências angulares, w_i , mas antes as frequências f_i , ordenando-se os modos de vibração de vibração por ordem crescente de frequências, sendo que, nesta ordenação, o primeiro modo, que terá frequência mais baixa, é tido como o modo fundamental.

3.1.3.2. Escolhas dos Modos de Vibração Relevantes para a Análise Modal

Como referido previamente, a grande maioria dos modos de vibração da estrutura não são relevantes para a análise dinâmica linear, logo é importante estabelecer um critério segundo o qual é possível determinar o número mínimo de modos de vibração. O EC8-1 define 3 condições, as quais basta apenas uma delas ser satisfeita, para o número de modos de vibração, k , ser suficiente. Segundo o ponto 4.3.3.3.1 da legislação, as condições são as seguintes:

1. A soma da massa modal efetiva, em cada direção, para os modos considerados representa, pelo menos, 90 % da massa total da estrutura.
2. Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5 % da massa total devem ser considerados.
3. No caso de ambos os requisitos apresentados acima não poderem ser satisfeitos, por exemplo em edifícios com elevada contribuição dos modos de torção, o número mínimo de modos k a ser considerado terá de respeitar ambas as seguintes condições:

- a) $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$, sendo n o número de pisos acima da fundação
- b) $T_k \leq 0,20s$

3.1.3.3. Cálculo da Resposta Estrutural

Após a definição dos modos de vibração a considerar de modo a obter uma análise fidedigna, é possível determinar a resposta da estrutura, com o seguinte procedimento:

1. Efetuar, para cada uma das 2 componentes horizontais da ação sísmica, a resposta estrutural para a componente da ação sísmica segundo uma dada direção. Para cada modo de vibração considerado determinar:
 - a) a massa modal:

$$m_{\phi,i} \equiv \phi_i^T \cdot M \cdot \phi_i \quad (3.4)$$

onde M é a massa total da estrutura

- b) o fator de participação modal segundo a componente da direção do sismo, na seguinte equação segundo y :

$$\Gamma_{y,i} \equiv \frac{\phi_i^T \cdot M \cdot I_y}{m_{\phi,i}} \quad (3.5)$$

no qual I_y é o vetor de incidência sísmica que contém os deslocamentos nodais segundo os graus de liberdade da estrutura correspondentes a um deslocamento unitário da sua base na direção da ação sísmica, sendo que para a componente do sismo segundo y , o vetor tem valor 1 nos coeficientes correspondentes aos graus de liberdade paralelos à direção y e 0 nos restantes. Dado que o EC8-1 apenas considera as componentes de translação dos sismos, os vetores de incidência correspondem a movimentos na base do edifício. No entanto, é também possível definir fatores de participação modal por rotação, como no eixo vertical da estrutura (z), sendo que nesse caso o vetor de incidência apresentaria as componentes de translação segundo cada grau de liberdade para uma rotação unitária em torno de um ponto arbitrário, que pode estar situado na vizinhança do centro da planta do edifício.

- c) a massa modal efetiva:

$$m_{\phi,eff,y,i} \equiv \frac{(\phi_i^T \cdot M \cdot I_y)^2}{m_{\phi,i}} = \Gamma_{y,i}^2 \cdot m_{\phi,i} \quad (3.6)$$

É importante mencionar que, ao invés dos 2 parâmetros anteriores, a massa modal efetiva é independente da normalização dos modos de vibração, logo a soma das massas modais efetivas de todos os nós numa dada direção é igual à massa total da estrutura.

d) o valor da aceleração espectral $S_{a,i}$, correspondente ao período de vibração T_i no espectro de resposta de aceleração.

e) o vetor dos deslocamentos nodais:

$$d_{y,i} = S_{a,i} \cdot \frac{\Gamma_{y,i}}{(2\pi \cdot f_i^2)^2} \cdot \phi_i \quad (3.7)$$

A partir deste vetor é possível calcular os esforços nas extremidades dos elementos ao multiplicar as matrizes de rigidez elementares pelo vetor de deslocamentos.

2. Combinação das respostas modais, que se pode dividir em 2 sub-etapas:

a) Avaliar a independência dos modos de vibração. Segundo o EC8-1, as respostas de 2 modos de vibração 1 e 2 (incluindo os modos de torção e de translação) são consideradas independentes entre si se a diferença relativa entre T_1 e T_2 for menor que 10%.

b) Combinar os modos de vibração, sendo que a combinação a usar é diferente dependendo da independência dos modos:

Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (RQSQ): utilizada no caso de todos os modos serem independentes, o efeito do sismo numa dada direção é dado combinando os efeitos modais como indicado na seguinte equação:

$$E_y = \sqrt{\sum_i E_{y,i}^2} \quad (3.8)$$

Sendo E_y o efeito considerado da ação sísmica na direção y e $E_{y,i}$ o efeito considerado da ação sísmica na direção y para o modo de vibração i.

Combinação Quadrática Completa (CQC): utilizada no caso de não se verificar a condição de os modos serem todos independentes entre si, sendo que este será o caso mais geral. Nesta combinação, os efeitos da ação sísmica numa determinada direção são dados pela equação:

$$E_y = \sqrt{\sum_i u_{ij} \cdot E_{y,i} \cdot E_{y,j}} \quad (3.9)$$

em que u_{ij} é o coeficiente de correlação dos modos de vibração i e j, definido pela seguinte equação:

$$u_{ij} \equiv \frac{8\xi^2 \cdot (1 + r_{ij}) \cdot r_{ij}^{3/2}}{(1 - r_{ij}^2) + 4\xi^2 \cdot r_{ij} \cdot (1 + r_{ij})^2} \quad (3.10)$$

c) Calcular o efeito da torção accidental, sendo que na análise modal o efeito da torção accidental é dado pela envolvente obtida aplicando do efeito resultante da aplicação de cargas estáticas constituídas por momentos torsores, no pavimento de cada um dos pisos, dado pela equação:

$$M_{a,i} = e_{a,i} \cdot F_{y,i} \quad (3.11)$$

onde $M_{a,i}$ é o momento tursor de eixo vertical aplicado no pavimento do piso i , $e_{a,i}$ é a excentricidade horizontal do piso i e $F_{y,i}$ é a força horizontal atuante no piso i .

3. Determinar a resposta total da estrutura, combinando os efeitos das 2 componentes horizontais com o da componente vertical. Após análise individual de cada uma das direções, utilizando os passos descritos acima, associa-se a ação sísmica ou por RQSQ/CQC ou por Sobreposição Linear, combinado por fim as ações sísmicas com as outras ações atuantes na estrutura.

3.2. ANÁLISE PUSHOVER

3.2.1. DEFINIÇÃO DE ANÁLISE PUSHOVER

Como já foi referido previamente, apenas é possível estimar os deslocamentos e o comportamento sísmico de uma estrutura com base numa análise estática linear, caso seja possível garantir uma distribuição uniforme da exigência relativa à deformação da estrutura.

Na eventualidade de não ser possível verificar esta condição, apenas uma análise não linear permite estimar o comportamento da estrutura de um modo aceitável. Tal como mencionado anteriormente, o EC8-1 preconiza 2 métodos de análise não linear, sendo que embora a análise dinâmica não linear se aproxime mais do comportamento real de uma estrutura quando sujeita à ação sísmica, a análise estática não linear, também denominada de análise Pushover, permite obter resultados bastante adequados mantendo uma maior simplicidade de projeto. Tipicamente, numa análise deste tipo, as cargas gravíticas são tidas como constantes, sendo que as cargas horizontais são monotonicamente ampliadas de modo a determinar os deslocamentos na estrutura, para cada nível de força de corte basal, até ao colapso total da estrutura. Assim, define-se uma curva de capacidade tendo em conta os deslocamentos da estrutura relativamente à força de corte basal, ou força de corte na base. Segundo o EC8-1, esta curva de capacidade deve ser determinada para valores do deslocamento de controlo, sendo este considerado no centro de gravidade do piso de cobertura, entre zero e o 150% do valor definido para o deslocamento-alvo. O deslocamento-alvo é uma exigência sísmica determinada com base no espetro de resposta da estrutura em termos do deslocamento de um sistema equivalente com apenas um grau de liberdade.

O incremento gradual das cargas horizontais permite assim definir os elementos da estrutura que vão atingir a tensão de rotura primeiro, formando-se assim uma rótula plástica, e posteriormente entender que mecanismos de colapso se poderão formar com base no comportamento da estrutura. Deste modo, é exequível controlar os danos no edifício garantindo ambas as exigências sísmicas referidas pelo EC8-1.

3.2.2. ETAPAS DE UMA ANÁLISE PUSHOVER SEGUINDO O MÉTODO N2

A análise Pushover abordada no EC8-1 é fundamentada no método N2, como já foi referido anteriormente. O procedimento genérico a utilizar para realizar um método de análise estática não linear pode ser definido pelas seguintes etapas [5]:

3.2.2.1. Modelação da Estrutura e da ação Sísmica

Para se realizar uma análise não linear, é necessário considerar o comportamento não linear do material, como a resistência pós-cedência ou a capacidade de dissipação de energia. Neste ponto também se define se o modelo a utilizar é regular (2D) ou espacial (3D), dependendo das condicionantes de regularidade.

Por fim, modela-se a ação sísmica com um espectro de resposta, considerando o tipo de solo, zonamento sísmico e importância do edifício.

3.2.2.2. Determinação da Curva de Capacidade

É de seguida necessário determinar a curva de capacidade para cada uma das 2 direções ortogonais nas quais se propaga a ação sísmica. A curva de capacidade visa relacionar o corte basal, F_b , com o deslocamento no nó de controlo, regularmente considerado no centro de gravidade no piso de cobertura. O comportamento da estrutura é assim caracterizado por esta curva.

De modo a calcular a curva de capacidade, é aplicada à estrutura um conjunto de cargas horizontais que vão aumentando gradualmente, enquanto as cargas gravíticas se mantêm constantes, como demonstra a Figura 3.2.

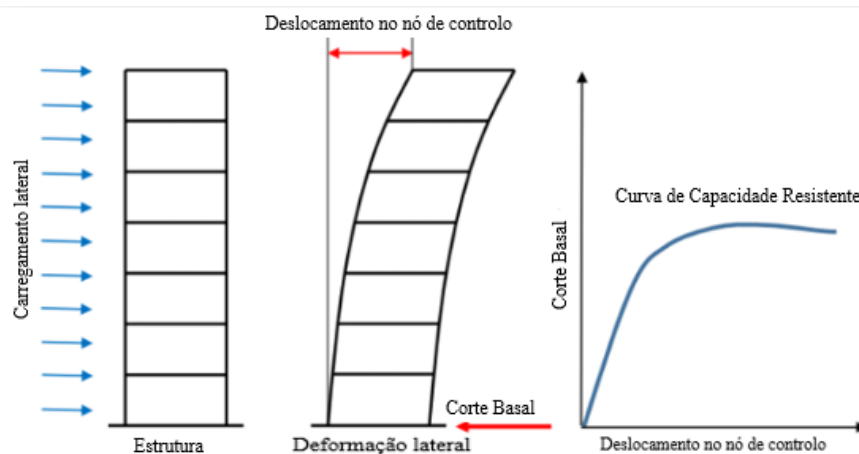


Figura 3.2 - Determinação da curva de capacidade resistente de uma estrutura

Dado ser impossível obter o campo de aceleração associado às forças, visto que as mesmas variam ao longo da história da carga, existem duas alternativas para definir este campo:

- a) Padrão Uniforme: onde se considera que as forças horizontais são proporcionais à massa de cada piso, resultando na seguinte equação:

$$F_i = p \cdot m_i \quad (3.12)$$

- b) Padrão Modal: na qual a força horizontal em cada piso é proporcional ao produto da massa do piso, pelo coeficiente i do modo de vibração condicionante j , $\phi_{i,j}$, que geralmente é o modo que condiciona mais massa efetiva modal para a direção de atuação do sismo, devendo ser normalizada de maneira que o deslocamento do nó de controlo em relação à direção considerada seja unitário, como definido na seguinte expressão:

$$F_i = p \cdot m_i \cdot \phi_{i,j} \quad (3.13)$$

em que p é o valor relativo à carga que controla a evolução do carregamento horizontal.

As forças horizontais equivalentes são aplicadas no centro de massa dos pisos, sendo que é necessário ter em conta a excentricidade accidental na estrutura, o que leva a 16 diferentes curvas de capacidade, 8 relativas ao padrão uniforme e 8 relativas ao padrão modal, combinadas com a excentricidade, que pode ser negativa ou positiva visto que o sismo causa movimentos cíclicos, para cada uma das direções ortogonais.

3.2.2.3. Determinação do Comportamento do Sistema de 1 Grau de Liberdade

Como referido previamente, a análise Pushover analisa o comportamento da estrutura representando a mesma, para cada direção, como um sistema de 1 grau de liberdade equivalente (S1GLE), com um comportamento “bilinear” elástico linear-plástico perfeito. De modo a converter a estrutura num sistema deste tipo, é introduzido um fator de transformação, Γ , que é obtido, para cada uma das direções consideradas, pela seguinte expressão:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_i^N m_i \cdot \phi_{i,j}^2} \quad (3.14)$$

onde j é o modo de vibração predominante na direção em questão, m^* a massa equivalente do S1GLE, segundo uma das direções, de acordo com a seguinte expressão:

$$m^* = \sum_i^N m_i \cdot \phi_{i,j} \quad (3.15)$$

De seguida, utiliza-se o fator de transformação de modo a obter a força de corte basal e o deslocamento no nó de controlo do S1GLE, constituindo a curva de capacidade resistente do mesmo, de acordo com as seguintes expressões:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3.16)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.17)$$

onde F_b é a força de corte basal na estrutura, e d_n é o deslocamento do nó de controlo, ambas dependentes da direção horizontal em questão.

Os pares das variáveis F^* e d^* definem a relação não linear F^*-d^* para a direção em questão, que corresponde à curva de capacidade do sistema original transformada para o sistema equivalente. Em seguida, a curva de capacidade resistente do S1GLE é convertida em uma curva bilinear elasto-

perfeitamente plástica, de modo que as áreas relativas à curva de capacidade resistente e à curva bilinear sejam iguais até ao ponto A, como evidenciado na Figura 3.3.

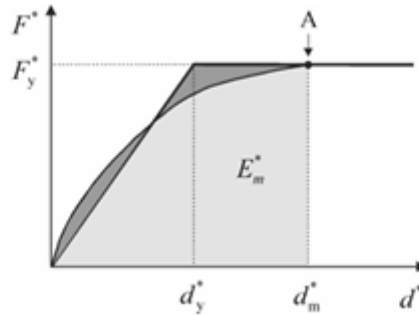


Figura 3.3 - Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica

O ponto A corresponde à formação do mecanismo plástico de colapso na estrutura, e E_m^* consiste na energia de deformação real até ao estado de colapso. Deste modo, é possível concluir que o deslocamento limite de elasticidade da curva de capacidade bilinear equivalente para o S1GLE é igual a:

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.18)$$

no qual a rigidez do troço elástico, k^* , e a aceleração máxima do S1GLE com comportamento bilinear equivalente, a_{max}^* , seguem as seguintes equações:

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} \quad (3.19)$$

$$a_{max}^* = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (3.20)$$

Por fim, determina-se a frequência angular e o período de vibração do S1GLE.

3.2.2.4. Desempenho Sísmico do S1GLE

Após transformar a estrutura em um S1GLE, para cada uma das direções ortogonais, é definido o ponto de desempenho como a exigência máxima expectável que a ocorrência do sismo provoque na estrutura. O desempenho sísmico do S1GLE é determinado com recurso a um espectro de resposta inelástico aceleração-deslocamento, que relaciona as acelerações espectrais inelásticas, $S_{a,ine}$, com os

deslocamentos espectrais inelásticos, $S_{d,ine}$. De modo a determinar este espectro, é necessário primeiro obter o espectro de resposta elástico aceleração-deslocamento, utilizando a seguinte relação:

$$S_{a,e} = \left(\frac{2\pi}{T^*}\right)^2 \cdot S_{d,e} \quad (3.21)$$

A obtenção do espectro de resposta inelástico é efetuada com recurso a coeficiente de redução, q_μ , dependente do coeficiente de ductilidade, u_δ , tendo este coeficiente de redução em conta a ductilidade da estrutura. Os espectros de resposta elástico são determinados a partir das seguintes expressões:

$$S_{a,ine} = \frac{S_{a,e}}{q_\mu}, \quad S_{d,ine} = \frac{u_\delta}{q_\mu} \cdot S_{d,e} \quad (3.22)$$

O coeficiente de redução apenas tem em consideração a capacidade histerética da energia do oscilador elástico-plástico, não incluindo assim o efeito da sobre-resistência, sendo que a variação do coeficiente de redução com o período de vibração pode ser dada pela seguinte expressão:

$$q_{\mu}[T^*] = \begin{cases} 1 + (u_{\delta} - 1) \cdot \frac{T^*}{T_C}, & se \ T^* \leq T_C \\ u_{\delta}, & se \ T^* \geq T_C \end{cases} \quad (3.23)$$

O método explícito no anexo B do EC8-1 não refere a existência deste coeficiente de redução, sendo esta a principal diferença da adaptação presente na legislação para o método N2. De certo modo, o espectro de aceleração-deslocamento resultante do método seguindo o EC8-1 é igual ao espectro inelástico de aceleração-deslocamento proveniente do método N2 se o coeficiente de redução atribuído tiver valor igual a 1, como apresenta a Figura 3.4.

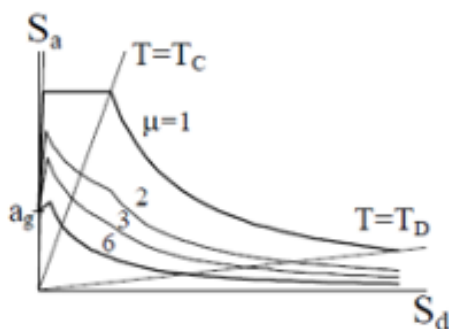


Figura 3.4 - Espectro de aceleração-deslocamento para diferentes coeficientes de redução [5]

Determinam-se de seguida a aceleração e o deslocamento (deslocamento alvo, d_t^*) espectrais, sobrepondo-se o espectro de resposta inelástico aceleração-deslocamento à curva de capacidade do

S1GLE. O EC8-1 preconiza métodos de determinação deste deslocamento alvo, que gráficos quer manuais, de forma a depois reproduzir no programa, como predisposto na secção B.5.

O procedimento manual envolve primeiramente definir se o período da estrutura é curto ($T^* \leq T_C$) ou médio/longo ($T^* \geq T_C$), sendo que para períodos médios/longos, o deslocamento alvo do sistema equivalente é igual a d_{et}^* , definido na seguinte equação:

$$d_{et}^* = S_e[T^*] \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.24)$$

No caso de períodos curtos, compara-se o valor da aceleração máxima do S1GLE com o obtido no espetro de resposta, $S_e[T^*]$, e se a aceleração máxima for maior, então a resposta é elástica e o deslocamento alvo é igual a d_{et}^* . No entanto, no caso de a aceleração máxima ser menor, a resposta passa a ser não linear, e o deslocamento alvo é definido pela seguinte expressão:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left(+ (q_u - 1) \cdot \frac{T^*}{T_C} \right) \quad (3.25)$$

no qual q_u é a relação entre a aceleração do sistema equivalente com comportamento elástico, $S_e[T^*]$, e a aceleração máxima suportada pelo S1GLE, a_{max}^* .

No caso de o deslocamento alvo determinado para o sistema equivalente, d_t^* , ser muito diferente do d_m^* presente na Figura 3.3, utilizado para determinar a relação força-deslocamento de comportamento elástico linear-plástico perfeito, o EC8-1 propõe a utilização de um método iterativo de cariz facultativo, posteriormente utilizado na dissertação. Para este processo facultativo, substitui-se d_m^* pelo deslocamento-alvo obtido, retirando o valor de F_y^* correspondente ao deslocamento alvo da curva de capacidade resistente do S1GLE, e determina-se o d_y^* . De seguida, repetem-se todos os passos necessários para obtenção do deslocamento alvo.

3.2.2.5. Desempenho Sísmico da Estrutura

A avaliação do comportamento sísmico da estrutura segue a seguinte ordem:

1. Determinar o deslocamento alvo do nó de controlo na direcção da acção sísmica:

$$d_t^{nc} = \Gamma \cdot d_t^* \quad (3.26)$$

2. Refazer a análise no modelo, aplicando o padrão de forças sísmicas horizontais (uniforme ou modal) aumentando de forma progressiva a intensidade das cargas até atingir o deslocamento alvo no nó de controlo.

3. Para o estado da estrutura obtido com o passo anterior, avaliar as deformações nas estruturas dúcteis e os esforços nos elementos frágeis, como rotações das cordas, e avaliar também os deslocamentos entrepisos.

4. Concluir por fim se a estrutura cumpre ou não os critérios de segurança definidos, comparando assim com o que foi realizado na análise linear.

3.2.3. MÉTODO N2 ESTENDIDO

O método de análise Pushover adotado pelo EC8-1 é uma adaptação do método N2, onde o método de análise assenta no pressuposto que a estrutura vibra predominantemente sobre um modo fundamental. No entanto, em edifícios altos, irregulares em elevação ou assimétricos em planta, esta premissa não é válida [5]. Assim sendo, foi desenvolvido o método N2 Estendido, que contempla os modos de vibração superiores da estrutura, e parte dos resultados obtidos por uma análise não linear (como a análise estática não linear presente no EC8-1 explicada previamente), e influencia-os por efeito dos modos de vibração superior.

Deste modo, as primeiras etapas do método N2 estendido consistem na aplicação, primeiramente, de uma análise modal por espectro de resposta e por fim de uma análise Pushover, para este efeito a presente no EC8-1 [35].

De seguida, o método em questão preconiza que se devem normalizar os deslocamentos nodais totais obtidos pela análise linear, de forma que o deslocamento no centro de massa da cobertura iguale o deslocamento alvo no nó de controlo determinado segundo a análise Pushover, calculando seguidamente a deformação entre pisos.

Por fim, corrigem-se os deslocamentos nodais obtidos na análise Pushover para cada direção e sentido do sismo, determinando primeiro os coeficientes de correção relativos aos efeitos em altura dos modos de vibração superiores, μ_E , admitidos constantes em cada piso, e em seguida os coeficientes de correção relativos aos efeitos de torção dos modos superiores, μ_T , corrigindo os valores correspondentes ao deslocamento alvo, multiplicando pelo coeficiente de correção ($\mu = \mu_E \cdot \mu_T$).

No âmbito desta Dissertação, este método irá ser utilizado para fazer a verificação dos deslocamentos entrepisos. Primeiramente irá ser determinado o deslocamento entrepisos proveniente da análise Pushover, aqui denominada de análise estática não linear básica, Δ_{AENLB}^{CM} , que traduz o deslocamento relativo dos centros de massa entre dois pisos, dividindo-os pela altura entre eles. Em seguida, é determinado o Δ_{AMER}^{CM} , relativo a uma análise modal por espectro de resposta.

Os deslocamentos nodais do centro de massa de cada piso obtidos pela análise modal serão normalizados por um valor referente à divisão do deslocamento no nó central da cobertura para a AMER pelo deslocamento no nó central da cobertura para a AENLB, como demonstra a seguinte equação, para a direção X.

$$d_{AMERN,x,i} = d_{AMER,x,ij} \frac{d_{AENLB,x}^{top}}{d_{AMER,x}^{top}} \quad (3.27)$$

Onde,

$d_{AMERN,x,ij}$ é o deslocamento nodal normalizado do centro de massa do piso i na direção X;

$d_{AMER,x,i}$ é o deslocamento nodal do centro de massa do piso i na direção X, obtido pela análise modal por espectro de resposta;

$d_{AENLB,x}^{top}$ é o deslocamento nodal do centro de massa da cobertura na direção X, obtido pela análise estática não linear básica;

$d_{AMER,x}^{top}$ é o deslocamento nodal do centro de massa da cobertura na direção X, obtido pela análise modal por espectro de resposta.

Seguidamente, determinam-se os deslocamentos entrepisos para a análise modal por espectro de resposta normalizada, AMERN.

Os deslocamentos entrepisos provenientes da AMERN são então divididos pelos deslocamentos entrepisos obtidos pela AENLB, $u_{E,\Delta}$, de acordo com a seguinte equação:

$$u_{E,\Delta} = \frac{\Delta_{AMERN}^{CM}}{\Delta_{ANLE}^{CM}} \geq 1 \quad (3.28)$$

Os deslocamentos entrepisos obtidos pela análise Pushover são multiplicados por este fator corretivo, obtendo-se os deslocamentos entrepisos corrigidos pelo método N2 estendido. É importante mencionar que este fator corretivo não pode ser inferior a um, visto que assim se estaria a reduzir o valor do deslocamento entrepisos original da AENLB.

4

4. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DO CASO DE ESTUDO UTILIZANDO UMA ABORDAGEM POR COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

4.1. INTRODUÇÃO AO CASO DE ESTUDO

4.1.1. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

O edifício em estudo é uma adaptação da Torre de Miramar, uma torre residencial situada na Rua Diogo Botelho, perto da Foz do Douro, no concelho do Porto. Este edifício pertence ao grupo KNJ Investment Limited, sendo que o empreendimento está a cargo da Edinorte, e o desenho arquitetónico foi feito pela OODA [54], e o projeto de engenharia teve a colaboração do GEG, nomeadamente, na realização do projeto de estabilidade [55].

O edifício a ser dimensionado segue a estrutura da Torre de Miramar, possuindo 15 pisos, sendo que a cobertura é um terraço comum constituindo assim uma cobertura acessível.



Figura 4.1 - Torre de Miramar [54]

As plantas do piso 0 e do piso 1 encontram-se dispostas nas seguintes figuras, sendo importante mencionar que a planta do piso 1 se prolonga com a mesma configuração até à cobertura, e o piso -1 é referente às fundações. A espessura da laje maciça é de 40cm no piso 0, de 25cm na cobertura e 30cm nos restantes pisos. A área de implantação do piso 0 é de 41m por 42,5m e igual a 21m por 22,8m nos restantes pisos.

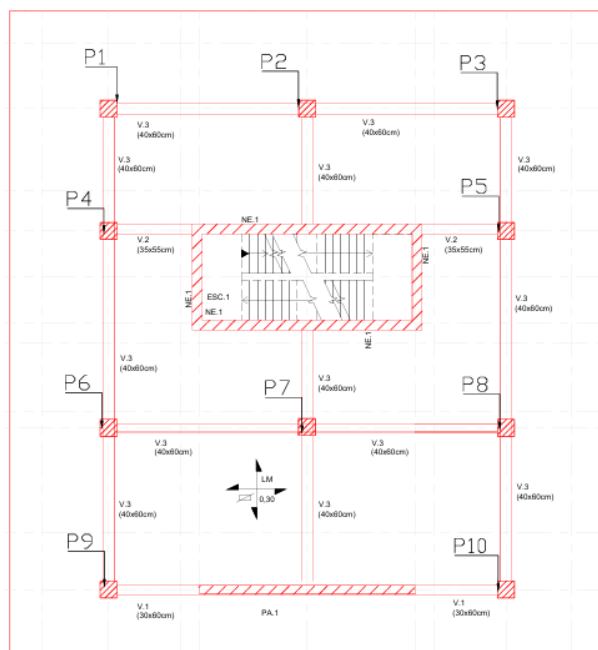


Figura 4.2 - Planta do Piso 1

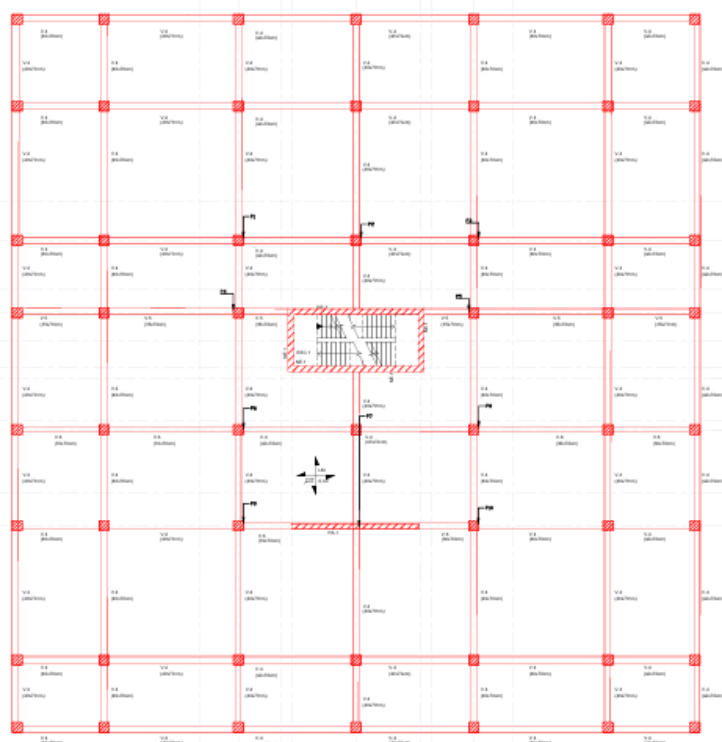


Figura 4.3 - Planta do Piso 0

A estrutura principal, que vai desde a fundação até à cobertura é composto pela parede PA.1, pelo núcleo de escadas NE1, pelos pilares, P1 a P10 e pelas vigas que ligam os pilares e as paredes, enquanto os restantes elementos, nomeadamente, as paredes de contenção e os pilares fora da zona definida pelos pilares 1 a 10, apenas existem entre a fundação e o piso 0.

Os pilares têm secção transversal quadrada e a sua espessura varia entre 50 e 75cm. A parede resistente e as paredes que constituem o núcleo de escadas têm espessura de 30cm. A altura entre os pisos é de 3,0m entre o piso -1 e o piso 0, de 3,5m entre o piso 0 e o piso 1, de 2,75m do piso 14 à cobertura e de 2,5m nos restantes pisos.

4.1.2. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO

Após realização do pré dimensionamento de todos os elementos necessários para a realização da análise sísmica, modelou-se o edifício com recurso ao programa CSI ETABS [4], que irá ser o software utilizado para realizar as diferentes análises sísmicas. A modelação do edifício contou com as seguintes observações:

- 1) Utilização de elementos de barra para representar os pilares e as vigas do edifício.
- 2) Modelação das paredes, do núcleo resistente e das lajes utilizando elementos “shell-thin”.
- 3) Atribuição de diafragmas rígidos a todas as lajes do edifício.
- 4) Utilização de “links” no nó de ligação entre a viga e a parede, de modo a tornar essa ligação rígida.
- 5) Modelação de todos os elementos estruturais com metade da rigidez de modo a ter em conta a rigidez fendilhada.
- 6) A ligação ao solo de todos os elementos verticais foi considerada como sendo um encastramento perfeito.

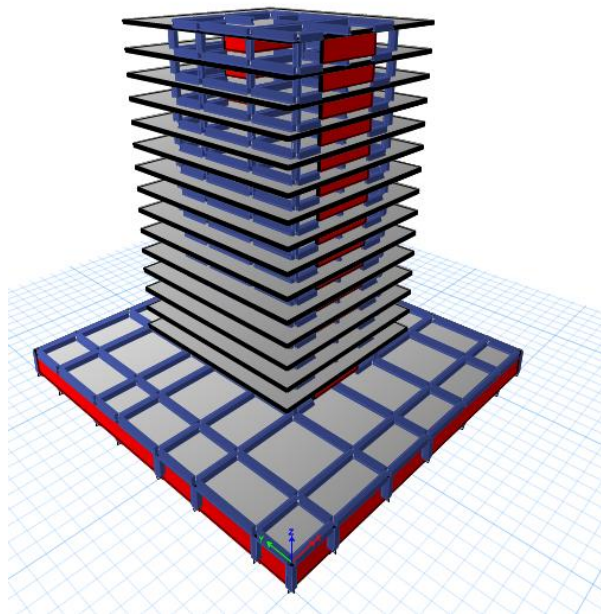


Figura 4.4 – Modelo do edifício utilizando o programa ETABS

4.1.3. MATERIAIS UTILIZADOS

4.1.3.1. Betão

O tipo de betão utilizado para todos os elementos estruturais do edifício foi o C30/37, seguindo as suas propriedades o disposto no Quadro 3.1 do EC2 [18], apresentado na figura seguinte:

Quadro 4.1 - Propriedades do betão C30/37

f_{ck} , MPa	f_{cd} , MPa	f_{cm} , MPa	E_{cm} , GPa	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
30	20	38	33	0,002	0,0035

4.1.3.2. Aço

O tipo de aço utilizado nas armaduras foi o A500, de classe C, com as seguintes propriedades, em concordância com o disposto no subcapítulo 3.2 e no anexo C do EC2 [18]:

Quadro 4.2 - Propriedades do aço A500

f_{yk} , MPa	f_{yd} , MPa	E_s , GPa	ϵ_{ud}	ϵ_{uk}
500	435	200	0,00217	0,075

4.2. CLASSIFICAÇÃO DA ESTRUTURA

4.2.1. REGULARIDADE ESTRUTURAL

4.2.1.1. Regularidade em Planta

Os critérios a que um edifício deve obedecer para ser considerado como regular em planta estão expostos na secção 2.4.2.1. desta dissertação. Utilizando o modelo construído no ETABS, verificou-se que a distribuição de massas era praticamente simétrica entre os 2 eixos ortogonais, no entanto o mesmo não se confirmou para as rigidezes laterais. De modo a confirmar que o edifício é irregular em planta procedeu-se à verificação presente na Equação 2.9, utilizando o software para determinar os centros de rigidez e de massa de cada um dos pisos, de modo a retirar a excentricidade estrutural em cada uma das direções, e posteriormente as rigidezes laterais e de torção, para calcular o raio de torção em cada uma das 2 direções ortogonais. Após determinação do centro de rigidez para cada piso utilizando o programa, foram aplicadas no centro de rigidez da cobertura 3 cargas: 1 carga de 1000000 KN na direção X, 1 carga de 1000000 KN na direção Y e 1 momento de 1000000 KN·m em torno do eixo Z. Foram retirados os valores dos deslocamentos, em X e em Y dependentes do caso de carga em X e em Y respetivamente, em cada um dos pisos e da rotação em Z, referente ao caso de carga em Z. Embora o programa calcule o centro de rigidez de cada um dos pisos, e as cargas tenham sido aplicadas nesses pontos, os deslocamentos obtidos, para as direções X e Y, são apresentados relativos ao centro de massa, logo foi necessário converter o deslocamento do centro de massa para o centro de rigidez, utilizando a seguinte fórmula, neste caso na direção X:

$$d_{CR,X} = d_{CM,X} + e_{0,Y} \cdot R_z \quad (4.1)$$

Após se obterem os valores do deslocamento relativo ao centro de rigidez nas 2 direções ortogonais, e da rotação em torno de Z, calcularam-se as rigidezes laterais de translação em X e Y, K_x e K_y , e a rigidez lateral de torção em relação ao centro de rigidez, K_θ , dividindo, para as direções X e Y, o valor da carga aplicada pelo deslocamento obtido no centro de rigidez na respetiva direção para cada um dos pisos, e o valor do momento aplicado pela rotação obtida em cada um dos pisos, para o caso de carga de rotação em Z.

De seguida, foram calculados os raios de torção em cada um dos pisos em ambas as direções ortogonais, utilizando a seguinte expressão, neste caso para X:

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad (4.2)$$

Deste modo, foi verificado que para a direção X a excentricidade estrutural se encontrava abaixo do limite definido pelo raio de torção, porquanto na direção Y esta relação não é cumprida excetuando os 4 pisos do topo. Deste modo, o edifício é irregular em planta.

Quadro 4.3 - Verificação da regularidade em planta

Piso	e_{ox}	r_x	$0,30 \cdot r_x$	e_{oy}	r_y	$0,30 \cdot r_y$
Cobertura	0,0025	2,273	0,682	0,2675	1,581	0,474
14	0,0028	2,282	0,685	0,2569	1,547	0,464
13	0,0031	1,961	0,588	0,2927	1,307	0,392
12	0,0034	1,763	0,529	0,3257	1,158	0,348
11	0,0037	1,735	0,521	0,3573	1,129	0,339
10	0,0040	1,718	0,516	0,3867	1,108	0,333
9	0,0043	1,701	0,510	0,4143	1,088	0,326
8	0,0046	1,681	0,504	0,4400	1,065	0,320
7	0,0050	1,655	0,497	0,4636	1,039	0,312
6	0,0017	1,626	0,488	0,4761	1,011	0,303
5	0,0014	1,590	0,477	0,4789	0,977	0,293
4	0,0036	1,544	0,463	0,4963	0,936	0,281
3	0,0044	1,486	0,446	0,5078	0,889	0,267
2	0,0055	1,412	0,423	0,4880	0,829	0,249
1	0,0075	1,324	0,397	0,4095	0,754	0,226
R/C	0,0059	1,102	0,331	0,2066	0,680	0,204

4.2.1.2. Regularidade em Altura

Atentando à secção 2.4.2.2. do documento, e utilizando os valores das rigidezes laterais calculados anteriormente, é perceptível que estas não permanecem constantes ou com aumentos graduais desde a base até ao topo do edifício, logo o edifício é também irregular em altura.

4.2.2. CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

O edifício modelado apresenta à primeira vista características de um sistema misto, que pode ser classificado como equivalente a um sistema porticado ou equivalente a um sistema de paredes.

Primeiramente, é importante verificar que o edifício não se trata de um pêndulo invertido. O edifício possui mais que um elemento no qual ocorre maioritariamente a dissipação de energia, e tem apenas 28% da massa total da estrutura no último terço da sua altura, bastante inferiores aos 50% preconizados pelo EC8-1 [1], logo não se classifica como um sistema de pêndulo invertido.

A presença do núcleo resistente e de alguns pilares muito próximos do centro de rigidez, pode traduzir num momento polar de inércia reduzido e num edifício classificado como torsionalmente flexível. Assim

sendo, é necessário garantir que o edifício verifica a Equação 2.10 deste documento de modo a não ser classificado como sistema torsionalmente flexível. Utilizou-se de novo o modelo e retiraram-se os momentos polares de inércia para cada um dos pisos, dividindo-se os mesmos pela massa de cada piso e fazendo a raiz quadrada do valor obtido. De seguida, os valores obtidos foram comparados aos raios de torção obtidos aquando da verificação de regularidade em planta, sendo que para cada um dos pisos e nas 2 direções ortogonais os valores do raio de giração não são superiores aos valores do raio de torção, garantindo assim que o edifício não é classificado como torsionalmente flexível.

A definição de sistema de paredes de betão fracamente armado refere que uma estrutura com esta classificação possui no mínimo duas paredes com um comprimento de 4,0m ou superior a $2h_w/3$, na direção horizontal considerada, que resistam, no seu conjunto, a pelo menos 20% da carga gravítica total da situação sísmica, tendo um período fundamental de no máximo 0,5s. Visto que as duas últimas condições não são verificadas, o sistema não toma esta classificação.

O sistema estrutural em questão vai de encontro à definição imposta pelo EC8-1 para sistemas mistos, e podendo ser equivalente a um sistema porticado ou a um sistema de paredes consoante a distribuição da resistência às cargas laterais. Assim sendo, criaram-se dois casos de carga sísmica, um em cada direção ortogonal, apenas para poder classificar o sistema estrutural. Após correr a análise, foi utilizada a função de “section cut” do ETABS, permitindo retirar a força de corte basal nas paredes e no sistema porticado, sendo que os resultados obtidos estão apresentados no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Distribuição das forças de corte basal na estrutura

Sistema	$F_{b,x}$, KN	Percentagem	$F_{b,y}$, KN	Percentagem
Paredes	2355,9	92	1083,6	71

Analisando os valores expostos, a estrutura é classificada como um sistema misto equivalente a sistema de paredes em ambas as direções ortogonais.

4.2.3. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Para um projeto DCM, o EC8-1 preconiza valores pré-definidos para o coeficiente de comportamento global base da estrutura, que estão demonstrados na Figura 3.1. Tratando-se de um sistema misto equivalente a sistema de paredes, não acopladas, o valor de q_0 é igual a 3,0 multiplicando pelo coeficiente de sobrerresistência. Para sistemas mistos equivalentes a sistemas de paredes, o valor do coeficiente de sobrerresistência assume o valor de 1,20. No entanto, visto que o edifício em questão é irregular em planta, o valor do coeficiente assume um termo médio entre 1,0 e 1,20, sendo assim igual a 1,10. Deste modo, o valor de base do coeficiente de comportamento é de 3,30. Visto que k_w tem um valor condicionado de 1,0, o coeficiente de comportamento é igual a 3,30.

No entanto, como se trata de um edifício irregular em altura, o EC8-1 indica que o valor obtido deve ser reduzido em 20%, de modo a ter em conta as incertezas devidas a esta irregularidade, assumindo assim o edifício um coeficiente de comportamento de 2,64.

4.2.4. MODOS DE VIBRAÇÃO

Os modos de vibração são características próprias do edifício, independentes das cargas atuantes, dependendo apenas da massa e da rigidez dos elementos e dos graus de liberdade da estrutura.

O EC8-1 preconiza que sejam utilizados todos os modos cuja soma represente pelo menos 90% da massa modal da estrutura, sendo também considerados todos os modos cuja resposta individual mobilize uma massa efetiva modal superior a 5% do total da estrutura.

No caso de estudo foram considerados 40 modos, apresentados no anexo A.1. Verificou-se que os modos 39 e 40 contribuem com uma participação modal relativa aos modos de torção de 49,84%, o que demonstra uma contribuição significativa dos modos de vibração mais elevados.

Os modos de vibração fundamentais estão apresentados no seguinte quadro.

Quadro 4.5 - Fatores de participação modal dos 3 modos fundamentais

Fatores de Participação Modal					
Modo	Período, s	Frequência, Hz	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)
1	1,118	0,894	0,01	55,8	0,05
2	0,762	1,312	50,64	0,05	2,21
3	0,637	1,570	3,41	0,15	32,47

4.3. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

4.3.1. ZONAMENTO SÍSMICO

O edifício em estudo está localizado na freguesia de Foz do Douro, no concelho do Porto, e sob um terreno classificado como um solo de Classe C. Segundo o Anexo NA.1 presente no EC8-1, o concelho do Porto introduz-se na zona sísmica 1.6 para ações sísmicas do Tipo 1, e na zona 2.5 para ações sísmicas do Tipo 2, sendo os valores de referência da aceleração apresentados no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Acelerações do solo de projeto

Ação Sísmica			
Tipo 1		Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}, m/s^2$	Zona Sísmica	$a_{gR}, m/s^2$
1.6	0,35	2.5	0,8

Segundo o EC8-1, em casos de baixa sismicidade, podem utilizar-se métodos expeditos ou simplificados de cálculo sísmico. Recomendam-se que sejam considerados como baixa sismicidade os edifícios em que o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_{gR} , não é superior a 0,08 g ($0,78 m/s^2$), ou aqueles em que o produto $a_{gR} \cdot S$ não é superior a 0,1 g ($0,98 m/s^2$). Segundo as diretivas presentes no anexo nacional A.1 do EC8-1, o fator do solo, é igual a 1,6 para ambos os tipos de sismo. Para a ação sísmica do Tipo 2, tem-se $0,8 \cdot 1,6 = 1,28 m/s^2$ o que é superior ao limite referido. Assim sendo, o edifício não deve ser considerado como de baixa sismicidade, e optou-se por realizar um dimensionamento DCM.

4.3.2. ESPETRO DE RESPOSTA ELÁSTICO

Após definição do zonamento sísmico e obtenção dos coeficientes de comportamento em ambas as direções ortogonais, é possível definir o espectro de resposta elástica seguindo as equações presentes no subcapítulo 2.3.2.2. Conforme a informação presente no Anexo Nacional NA do EC8-1, os parâmetros necessários à assemblagem dos espectros de resposta estão expostos no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 - Parâmetros sísmicos

Parâmetro	Ação Sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2
γ_1	1,0	1,0
S	1,6	1,6
$\alpha_{gr} (m/s^2)$	0,35	0,8
q	2,64	2,64
T_R (s)	0,1	0,1
T_C (s)	0,6	0,25
T_D (s)	2,0	2,0

Deste modo, é possível criar os espectros de resposta de cálculo, dividindo os valores do espectro de resposta elástico pelo coeficiente de comportamento. Assim sendo, existirão 2 espectros de resposta de cálculo, um para o sismo Tipo 1 e outro para o sismo Tipo 2.

Estes espectros de resposta são apresentados nas seguintes figuras.

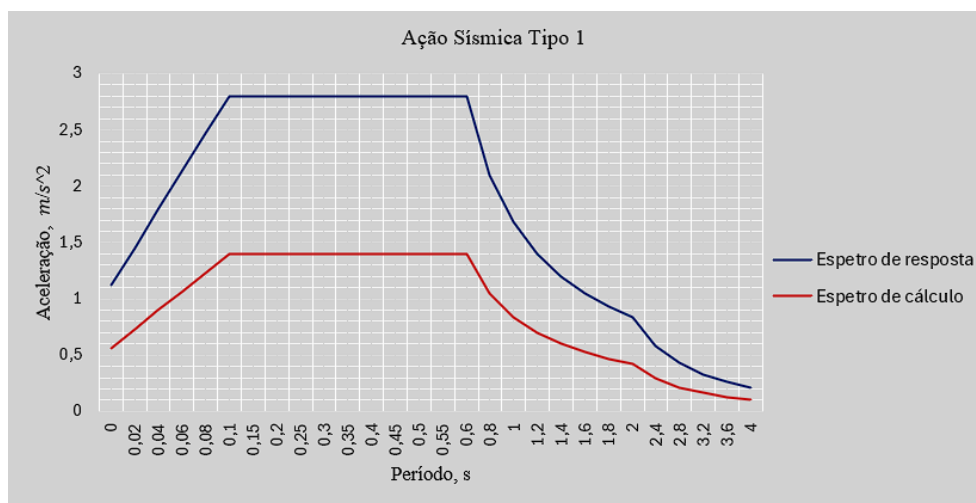


Figura 4.5- Espectros de resposta - ação sísmica do tipo 1

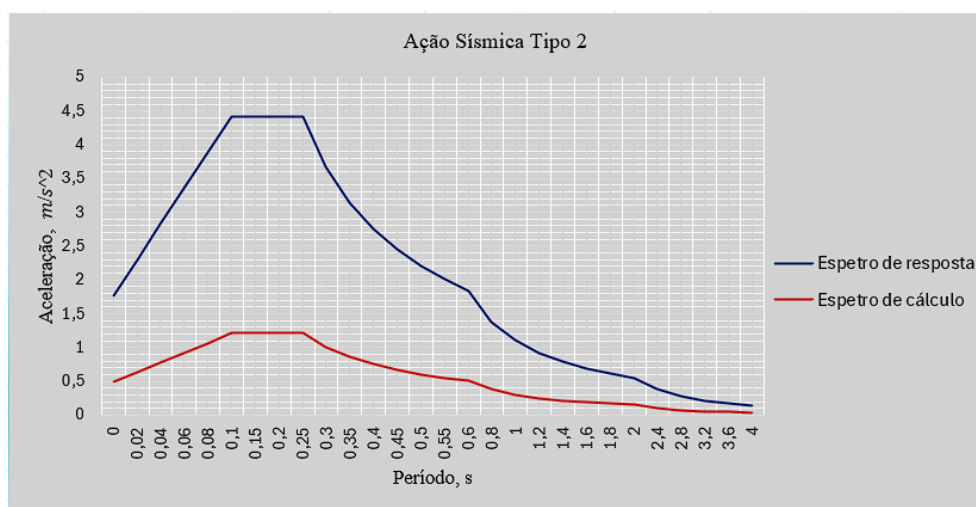


Figura 4.6 - Espectros de resposta - ação sísmica Tipo 2

4.3.3. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES

4.3.3.1. Ações Atuantes

Excluindo a ação sísmica, as ações consideradas na modelação da estrutura foram as seguintes:

- Peso próprio dos elementos estruturais (carga permanente), igual ao peso volumico do betão armado: 25kN/m³
- Carga variável nas lajes de todos os pisos, incluindo a cobertura: 3 kN/m²

4.3.3.2. Modelação da Ação Sísmica

Os espectros apresentados em 4.3.2. foram modelados recorrendo à função de “Response Spectrum” do programa, modelando-se os 2 sismos. Os efeitos acidentais da torção foram tidos em conta aquando da criação do caso de carga referente ao sismo, aplicando uma excentricidade nos diagramas rígidos de 0,05, como evidenciado na Figura 4.7.

Figura 4.7 - Modelação dos espectros de resposta sísmica utilizando o ETABS

4.3.3.3. Combinações Utilizadas

Foram utilizadas quatro combinações de cargas para realizar o dimensionamento do edifício.

Para a verificação do estado limite último sem a ação sísmica foi introduzida a combinação fundamental do estado limite último, seguindo a seguinte fórmula presente no EC EN 1990 [56].

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{k,i} \quad (4.3)$$

Os coeficientes γ_G e γ_Q tomam os valores de 1,35 e 1,5, respetivamente, representando G_k a carga permanente e $Q_{k,i}$ a carga variável dominante, sendo esta a atuante nos pisos de lajes e cobertura.

Definiu-se de seguida a combinação quase-permanente, CQP, seguindo o predisposto no EC EN 1990.

$$G_k + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.4)$$

O coeficiente ψ_2 tem o valor de 0,3 visto se tratar de um edifício com ocupação residencial. O EC8-1 indica que pode ainda ser aplicado um coeficiente redutor ϕ , a ser multiplicado por ψ_2 , sendo igual a 1,0 para as coberturas e 0,8 nos restantes pisos, classificados como tendo ocupações correlacionadas.

As 2 combinações para o estado limite último referentes ao sismo seguem o presente na CQP, acrescentando-se apenas o efeito da ação sísmica, E_d . As duas combinações, nomeadas de CQP_SismoT1 e CQP_SismoT2, seguiram a seguinte equação.

$$G_k + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + E_d \quad (4.5)$$

4.3.3.4. Efeitos de Segunda Ordem

A legislação indica que não são precisos ter em conta na análise os efeitos de segunda ordem, no caso de ser verificada a seguinte condição para todos os pisos.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.6)$$

Onde,

θ é coeficiente de sensibilidade ao deslocamento entre pisos;

P_{tot} é a carga gravítica total devida a todos os pisos acima do considerado, incluindo o piso em questão;

V_{tot} é a força de corte sísmica total no piso considerado;

h é a altura entre pisos;

d_r é o valor de cálculo do deslocamento entre pisos, avaliado como a diferença entre o deslocamento lateral no topo e na base do piso considerado, sendo os deslocamentos obtidos correndo a análise sísmica com o espectro de resposta de cálculo e multiplicados depois pelo coeficiente de comportamento

A força de corte total nos pisos foi determinada tendo em conta o efeito de ambas as direções, de acordo com as equações 2.15 e 2.16, e cumprindo a seguinte expressão.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (4.7)$$

Onde,

F_i é a força de corte basal no piso considerado;

F_b é a força de corte basal total considerada;

s_i e s_j são os deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental;

m_i e m_j são as massas dos pisos.

Para a verificação dos efeitos de segunda ordem verificou-se que a ação sísmica do Tipo 2 seria mais crítica, visto a força de corte basal ser menor, enquanto os deslocamentos entre pisos são idênticos à ação sísmica do Tipo 1.

Os valores de θ encontram-se apresentados no seguinte quadro.

Quadro 4.8 - Cálculo do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento entre pisos

Piso	Massa, Ton	P_{tot} , kN	h, m	d_r , m	V_{tot} , kN	θ
Cobertura	437,46	4288,01	2,75	0,00385	208,9018	0,028751
14	525,76	9441,51	2,5	0,00356	401,8639	0,033473
13	522,16	14559,69	2,5	0,00364	566,4167	0,037445
12	522,16	19677,88	2,5	0,00369	705,5729	0,041186
11	522,16	24796,06	2,5	0,00372	821,7313	0,044924
10	522,16	29914,25	2,5	0,00374	921,6726	0,04858
9	522,16	35032,43	2,5	0,00371	1012,6925	0,051363
8	522,74	40156,29	2,5	0,00365	1095,2249	0,053558
7	523,44	45287,02	2,5	0,00355	1172,5238	0,054874
6	524,21	50425,35	2,5	0,00339	1243,961	0,054995
5	525,60	55577,29	2,5	0,00318	1307,7387	0,054086
4	526,82	60741,19	2,5	0,00291	1365,3221	0,051811
3	529,23	65928,71	2,5	0,00257	1415,2903	0,047912
2	530,96	71133,16	2,5	0,00441	1454,3567	0,086322
1	548,69	76511,43	2,5	0	1483,6602	0

Deste modo, verifica-se que os efeitos de segunda ordem não devem ser tidos em conta na análise sísmica a realizar.

4.4. DIMENSIONAMENTO UTILIZANDO O MÉTODO PROPOSTO PELO EC8-1

Embora o tema desta dissertação consista no dimensionamento de um edifício novo utilizando métodos de análise não linear, é necessário já possuir as secções dimensionadas e armadas, para que com a análise não linear se possam encontrar os mecanismos e verificar se o edifício cumpre com as normas definidas.

Assim sendo, o método de análise utilizado para o dimensionamento será uma abordagem por coeficiente de comportamento. O processo de dimensionamento seguirá o disposto no subcapítulo 5.4 do EC8-1, intitulado “Projeto para a Classe DCM” referente a edifícios de betão armado.

O dimensionamento inicial dos elementos para a flexão e para o esforço transversal é realizado com o predisposto no EC2, utilizando os valores do esforço axial para a situação de projeto sísmico.

4.4.1. PILARES

4.4.1.1. Restrições Geométricas

O EC8-1 preconiza que no caso de o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, θ , ser menor ou igual a 0,1 para a ação sísmica de cálculo. Se esta condição for cumprida, os efeitos de segunda ordem não necessitam de ser tidos em conta na análise sísmica.

Esta verificação foi realizada no subcapítulo anterior, concluindo-se que em nenhum dos pisos o valor de θ não atingiu 0,10 em nenhum dos pisos.

4.4.1.2. Verificação do Esforço Axial Reduzido

O EC8-1 preconiza, na secção 5.4.3.2.1., que o valor do esforço axial reduzido nos pilares sísmicos primários, para as combinações sísmicas num projeto DCM, deve ser menor que 0,65.

Esta verificação é feita automaticamente pelo programa de cálculo, sendo que para confirmação foram retirados os esforços axiais críticos para cada pilar, importantes a serem utilizados nas verificações de ductilidade a serem feitas, e dividiu-se este valor pelo produto da área do pilar pelo valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, considerando o coeficiente α_{cc} igual a 1. Tal como verificado pelo programa, nenhum dos valores do esforço axial reduzido ultrapassaram o valor de 0,65, concluindo-se assim que as dimensões geométricas do pilar cumprem o regulamento.

4.4.1.3. Verificação de Ductilidade Local

A atribuição de um coeficiente de comportamento global à estrutura implica que localmente os elementos tenham esta ductilidade, caso contrário o coeficiente atribuído perde o seu valor. Segundo o EC8-1, as regiões a uma distância l_{cr} das extremidades de um pilar sísmico são consideradas como sendo regiões críticas. Na falta de informação mais precisa, esta distância pode ser considerada utilizando a seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c, b_c, \frac{l_{cl}}{6}, 0,45m \right\} \quad (4.8)$$

Nas regiões críticas, a armadura transversal deve ser constituída por estribos e cintas de no mínimo 6mm de diâmetro e com um espaçamento mínimo tal que a ductilidade é garantida e a encurvatura das armaduras é impedida, considerando-se isto garantido se a seguinte condição for verificada:

$$s = \min \left\{ \frac{b_o}{2}; d_{bl}; 175mm \right\} \quad (4.9)$$

Aplicou-se esta condição a todas as secções críticas dos pilares e verificou-se que a armadura de confinamento atribuída já cumpria com o espaçamento mínimo.

O EC8-1 indica ainda que na base da zona crítica de um pilar sísmico, isto é, apenas na zona crítica do pilar junto à fundação, deve ser garantida a seguinte condição:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \varepsilon_{s,yd} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,0035 \quad (4.10)$$

Onde,

v_d é o esforço axial reduzido no pilar ($v_d = N_{ed}/(A_c \cdot F_{cd} \cdot \alpha_{cc})$);

α_{cc} é o coeficiente de correção da resistência à compressão do betão, $\alpha_{cc} = 1$;

$\varepsilon_{s,yd}$ é o valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;

ω_{wd} é a taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{F_{yd}}{F_{cd}} \quad (4.11)$$

b_c é a largura bruta da secção transversal;

b_o é a largura do núcleo confinado;

α é o coeficiente de eficácia do confinamento, sendo que para secções transversais retangulares segue o indicado nas seguintes expressões:

$$\alpha = \alpha_s \cdot \alpha_n \quad (4.12)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o) \quad (4.13)$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6b_o h_o) \quad (4.14)$$

Estes parâmetros encontram-se explicados na Figura.

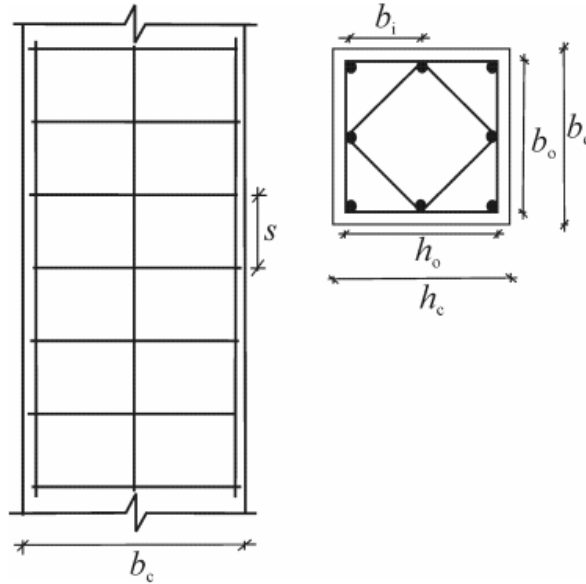


Figura 4.8 - Núcleo de betão confinado de um pilar

O valor necessário do fator de ductilidade em curvatura é dependente dos modos de vibração fundamentais da estrutura, do coeficiente de comportamento escolhido e do tipo de sismo em questão. O significado físico deste fator é definido como sendo a relação entre a curvatura correspondente a 85% do momento resistente na fase pós-última e a curvatura de cedência, podendo esta ser pela cedência das armaduras ou pela cedência do betão. A expressão indicada pela legislação para o cálculo deste fator é a seguinte:

$$\mu_\phi = 2q_o - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_c \quad (4.15)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_o - 1)T_c/T_1 \quad \text{se } T_1 \leq T_c \quad (4.16)$$

Para o caso em estudo, e ambas as direções ortogonais, o valor do período fundamental é superior a T_c de ambas as ações sísmicas, logo utilizar-se-á a Equação 4.15, com um valor de q_0 igual a 2,64. Assim sendo, o valor obtido para o fator de ductilidade em curvatura é igual a 4,28.

Foi realizada esta verificação para a zona crítica de todos os pilares primários que ligam o piso 0 ao piso 1, sendo o piso 0 o limite superior da cave rígida, exemplificando-se o procedimento para o Pilar 1.

Na ligação do rés-do-chão ao Piso 1, o P1 tem dimensões de 0,75x0,75m, armadura longitudinal constituída por 12 varões de 25mm de diâmetro e armadura transversal com 4 ramos de estribos de 10mm de diâmetro espaçados de 0,10m. A zona crítica do pilar terá um valor de 0,75m, e um espaçamento mínimo nessa zona igual a 0,175m. A Figura 4.9 exemplifica a secção transversal do P1.

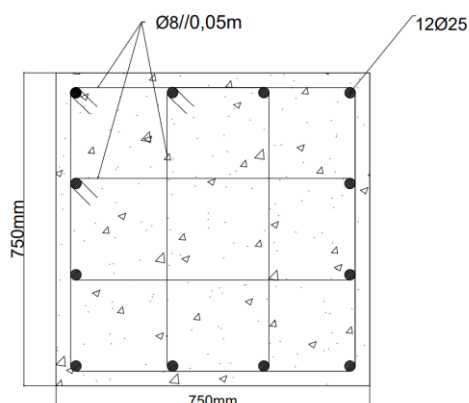


Figura 4.9 - Secção transversal do pilar 1 na ligação do rés-do-chão ao piso 1

A eficácia do confinamento é facilmente determinada, obtendo-se primeiro uma largura confinada, b_o , de 0,66m, sendo que a altura confinada, h_o , adota o mesmo valor. Os valores relativos à eficácia do confinamento encontram-se presentes no seguinte quadro.

Quadro 4.9 - Cálculo da eficácia do confinamento para o P1

$\sum b_i^2$	α_s	α_n	α
0,441	0,854224	0,831267	0,710088

O esforço axial atuante no P1 proveniente da combinação sísmica é de 7244,48 kN, obtendo-se assim um valor do esforço axial reduzido de 0,644. A armadura transversal atribuída resulta numa taxa de armadura, ρ_{sv} , de 0,0144, resultando numa taxa mecânica volumétrica das cintas, w_{wd} , de 0,31357. Assim sendo, é possível determinar se a armadura de confinamento atribuída inicialmente respeita a condição de ductilidade, sendo o cálculo apresentado no seguinte quadro.

Quadro 4.10 - Verificação da ductilidade local para o P1

μ_ϕ	$\epsilon_{s,yd}$	limite	$\alpha \cdot w_{wd}$
4,28	0,0217	0,1868	0,22266

Deste modo, conclui-se que o P1 verifica a condição de ductilidade local imposta pelo EC8-1. O mesmo processo foi repetido para os restantes 9 pilares sísmicos primários que ligam o R/C ao piso 1, concluindo-se que a ductilidade local era verificada em todos eles.

4.4.2. VIGAS

4.4.2.1. Restrições Geométricas

O EC8-1 preconiza que a excentricidade do eixo da viga em relação ao pilar com o qual forma um nó deve ser limitada de modo a transmitir esforços de forma eficaz. A diferença de eixos entre ambos não deverá ser superior a $b_c/4$, sendo b_c a maior dimensão da secção transversal do pilar, perpendicular ao eixo da viga. A largura da viga, b_w , deve ser ainda restringida ao seguinte valor:

$$b_w \leq \min(b_c + h_c; 2b_c) \quad (4.17)$$

Estas verificações haviam sido já realizadas aquando do pré-dimensionamento, logo as vigas sísmicas primárias respeitam as restrições geométricas impostas pela legislação.

4.4.2.2. Verificação da Ductilidade Local

O EC8-1 indica que devem ser consideradas como zonas críticas as zonas de uma viga sísmica primária com uma extensão de $l_{cr} = h_w$, onde h_w é a altura da viga, a partir de uma secção transversal de extremidade na qual a viga tem ligação a um nó viga-pilar. O valor do fator de ductilidade em curvatura é o mesmo que o definido em 4.6.1.2, o EC8-1 afirma que a ductilidade local é garantida se as seguintes equações forem cumpridas nas zonas críticas da viga.

$$\rho_{máx} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{s,yd}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.18)$$

A taxa de armadura na zona tracionada, ρ , não deve exceder o valor de $\rho_{máx}$, e a taxa de armadura na zona comprimida, ρ' , não deve ser inferior a metade da armadura na zona tracionada. A taxa de armadura na zona tracionada deve também ser superior a $\rho_{mín}$.

$$\rho_{mín} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (4.19)$$

A armadura de confinamento deve ser constituída por varões de diâmetro não inferior a 6mm, e o espaçamento mínimo necessita respeitar a seguinte condição:

$$s = \min\left(\frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bl}\right) \quad (4.20)$$

É importante ainda realçar que a primeira armadura transversal não deve estar a mais que 50mm da secção de extremidade da viga, como apresentado na Figura 4.11.

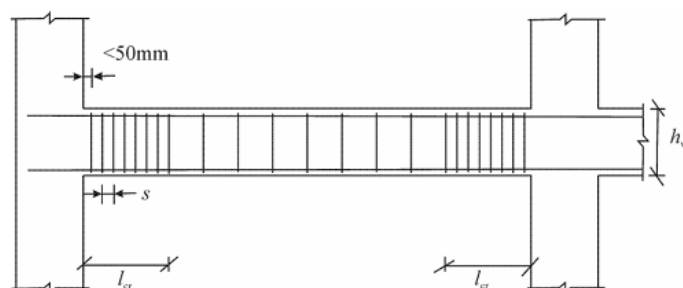


Figura 4.10 – Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas

Esta verificação foi feita para todas as vigas do edifício, em todos os pisos, sendo o seguinte um exemplo para a viga que liga o P1 e o P2 do Piso 14, denominada para este exemplo de viga A. Esta viga tem como dimensões geométricas, $b \times h$, 0,40x0,60m, e um d igual a 0,55m. A armadura longitudinal de tração adotada consistiu em 2 varões de 20mm e 2 varões de 12mm, sendo a armadura longitudinal de compressão constituída por 2 varões de 16mm e 2 varões de 12mm. As taxas de armadura longitudinal, normalizadas por bd , têm o valor de $\rho' = 0,002856$, na zona comprimida, e $\rho = 0,003313$, na zona tracionada, respeitando assim a imposição de a taxa de armadura na zona comprimida ser superior a metade da taxa na zona tracionada. Os valores dos limites da taxa de armadura na zona tracionada são apresentados no seguinte Quadro 4.11.

Quadro 4.11 - Cálculo das taxas de armadura na zona crítica da viga A

$\rho_{m\acute{a}x}$	$\rho_{m\acute{i}n}$
0,012892	0,0029

Assim sendo, a taxa de armadura longitudinal atribuída cumpre os limites impostos para a ductilidade local. A solução de armadura transversal escolhida inicialmente consistiu em ramos de 2 ramos de estribos de varões de 6mm espaçados 0,15m. O espaçamento mínimo calculado segundo a Equação 4.17 apresenta-se no seguinte quadro.

Quadro 4.12 - Cálculo do espaçamento mínimo das armaduras transversais para a zona crítica da viga A

$hw/4$, mm	$24dbw$, mm	$8dbL$, mm	s , mm
150	144	96	96

Assim sendo, verifica-se que o espaçamento atribuído inicialmente não respeita o limite imposto pelo EC8-1, utilizando-se assim 2 ramos de estribos com varões de 6mm de diâmetro espaçados de 0,075m. Repetiu-se o mesmo processo para todas as vigas sísmicas primárias e procederam-se às alterações necessárias.

4.4.2.3. Amarração das Armaduras

O EC8-1 preconiza que para não haver uma rotura de aderência, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam as zonas de nó viga-pilar deve respeitar a seguinte condição:

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + k_d \cdot 0,75 \cdot \frac{\rho'}{\rho_{máx}}}, \text{ para nós viga – pilar interiores} \quad (4.21)$$

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d), \text{ para nós viga – pilar exteriores} \quad (4.22)$$

Onde,

v_d é o esforço axial reduzido no pilar proveniente da ação sísmica, tomando-se o seu valor mínimo

γ_{Rd} é coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, considerado 1,0 para a classe DCM

h_c é a largura do pilar na direção paralela aos varões,

k_d é coeficiente função da classe de ductilidade, igual a 2/3 para a classe DCM,

ρ' é taxa de armadura de compressão da viga que atravessa o nó

$\rho_{máx}$ é taxa máxima admissível de armadura de tração, como calculado na Equação 4.18.

Utilizando a mesma viga do exemplo em 4.6.2.1, verifica-se que a mesma está ligada a dois pilares, P1 e P2, que deve seguir a verificação para nós viga-pilar exteriores relativamente a ambos os pilares.

O esforço axial reduzido mínimo atuante no P1 é de 622 kN, referente à ação sísmica do Tipo 1 e no P2 é de 477 kN, também devida à ação sísmica do Tipo 1. Ambos os pilares têm uma largura de 50cm, e as armaduras longitudinais de compressão utilizadas corresponderam a 2 varões de 16mm e 2 de 12mm de diâmetro. O cálculo da verificação encontra-se presente no seguinte quadro:

Quadro 4.13 - Verificação da amarração das armaduras na viga A

v_d -P1	Limite d_{bl} -P1, mm	v_d -P2	Limite d_{bl} -P2, mm
0,1244	41	0,0954	161

Assim sendo, verifica-se que a armadura de compressão cumpre o critério de rotura.

4.4.3. PAREDES

4.4.3.1. Verificação do Esforço Axial Reduzido

Para um projeto DCM, o EC8-1 preconiza que o esforço axial reduzido proveniente das combinações sísmicas não deve superar o valor de 0,40 para as paredes dúcteis primárias. Semelhantemente ao processo realizado para os pilares, retiraram-se os esforços axiais mais condicionantes resultantes das combinações sísmicas e dividiram-se pelo produto da área da parede pelo valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão e concluiu-se que o limite imposto não foi excedido.

4.4.3.2. Verificação de Ductilidade Local

O EC8-1 define como zona crítica da parede, h_{cr} , a altura desde a base da parede que respeite as seguintes 2 condições:

$$h_{cr} = \max(l_w, \frac{h_w}{6}) \quad (4.23)$$

Nunca sendo esta altura crítica superior ao seguinte valor:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \cdot h_s \text{ para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (4.24)$$

Sendo h_s a altura livre do piso e em que a base é definida como o nível da fundação ou o nível superior dos pisos em cave com diafragmas rígidos e paredes periféricas, aplicando-se no caso de estudo a segunda condição.

Nas zonas críticas das paredes deverá utilizar-se um valor μ_ϕ , referente ao fator de ductilidade em curvatura que seja pelo menos igual ao calculado a partir da Equação 4.15 e 4.16, sendo o valor básico do coeficiente de comportamento, q_o , substituído pelo produto de q_o pelo valor máximo da relação M_{Ed}/M_{Rd} na base da parede para a situação de projeto sísmica, como exemplificado nas seguintes equações.

$$\mu_\phi = 2q_o \cdot (M_{Ed}/M_{Rd}) - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_c \quad (4.25)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_o \cdot (M_{Ed}/M_{Rd}) - 1)T_c/T_1 \quad \text{se } T_1 \leq T_c \quad (4.26)$$

O EC8-1 indica que, apenas no caso de se utilizarem métodos mais precisos, este fator de ductilidade pode ser garantido pelo uso de armaduras de confinamento nas zonas de bordo da secção transversal, designados por elementos de extremidade, cujo comprimento é determinado segundo o seguinte processo. A armadura deverá ser prolongada desde a fibra mais comprimida da parede até ao ponto onde o betão se pode destacar devido a grandes extensões. Na falta de dados mais precisos a extensão da fibra mais comprimida poderá ser considerada igual a 0,0035, para o betão C30/37, e a extensão até a qual a armadura de confinamento deve ser prolongada provém da seguinte equação:

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu,2}}{\varepsilon_{c2}} \right) \quad (4.27)$$

Sendo $\varepsilon_{cu,2}$ a extensão última do betão confinado, igual a $0,0035 + \alpha w_{wd}$. O comprimento de l_c não deve ser menor a $0,15 \cdot l_w$ ou a $1,50 \cdot b_w$, estando este comprimento exemplificado na Figura 4.11.

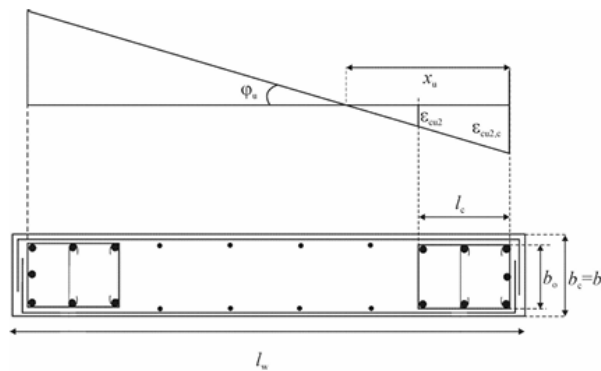


Figura 4.11 - Elementos de extremidade confinados de uma parede de bordos livres

Para paredes de secção transversal retangular, como as presentes no caso de estudo, a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento necessária, ω_{wd} , deve ser superior ao limite imposto pela seguinte equação:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + w_v) \varepsilon_{s,yd} \cdot \frac{b_c}{b_\rho} - 0,0035 \quad (4.28)$$

Sendo w_v a taxa mecânica das armaduras verticais de alma, igual a $\rho_v \cdot \frac{F_{yd}}{F_{cd}}$.

A taxa de armadura longitudinal nos elementos de extremidade não deverá ser inferior a 0,005, e nas zonas da parede acima da altura crítica onde a extensão de compressão do betão seja superior a 0,002, deverão colocar-se armaduras verticais de modo que a taxa de armadura vertical seja no mínimo igual a 0,005, não sendo necessárias as provisões referidas acima para os elementos de extremidade.

A taxa mecânica volumétrica de armadura transversal não deverá ser inferior a 0,08 nas zonas críticas, e o espaçamento máximo está limitado pela seguinte expressão:

$$s \leq \min(8 \cdot d_{bl}; \frac{b_o}{2}; 175mm) \quad (4.29)$$

De seguida, irão ser realizadas estas verificações para a Parede Resistente, PA.1. A PA.1 tem um comprimento de secção transversal, l_w , de 7,62m e uma largura, b_w , de 0,30m, totalizando uma área de secção transversal de $2,286m^2$, tendo uma altura desde o Piso 0, considerado como cave rígida, de 38,75m e uma altura livre h_s de 3,5m. Os valores da altura da zona crítica, da extensão da zona crítica e da armadura mínima a colocar nos elementos de extremidade encontram-se explícitos no seguinte quadro.

Quadro 4.14 - Cálculo da geometria da zona crítica e da armadura de extremidade da PR1

h_{cr} , límite máximo	h_{cr} , EQ	l_{cr} , mínimo	$A_{s,extr,min}$, cm^2
7.0	7.62	1.143	36

Assim sendo, procedeu-se por se adotar um h_{cr} de 7,0m, um l_c de 1,20m e uma solução de armadura longitudinal constituída por 24 varões de 10mm, com área igual a $18,85 \text{ cm}^2$ para cada um dos 2 elementos de extremidade, totalizando $37,70 \text{ cm}^2$, superiores aos 36 que definiam o limite mínimo.

Com o uso desta solução construtiva, interessa determinar o momento resistente na parede, calculando o fator de ductilidade em curvatura, e verificando se a solução construtiva é cumprida.

Previamente, aquando do dimensionamento corrente definiu-se uma solução construtiva com armaduras verticais constituídas por varões de 10mm de diâmetro espaçados de 0,10m nas zonas críticas, e armaduras verticais composto por varões de 8mm espaçados de 0,25m fora das zonas críticas. A armadura de extremidade na parede deverá ser cintada por pelo menos 4 estribos por m^2 , sendo presente na Figura 4.12 o pormenor construtivo da secção transversal.

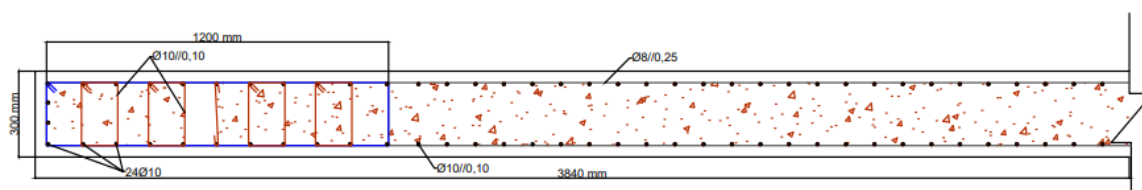


Figura 4.12 - Pormenor construtivo da secção transversal da PA.1

O recobrimento nominal usado foi de 40mm, e assumindo que a armadura transversal será constituída por estribos de 8mm, d será igual a $l_w - c_{nom} - \frac{\phi}{2} - \frac{l_c}{2}$, assumindo um valor de 6,976m. A distância do centroide da armadura do elemento de extremidade, d_i , é igual a $c_{nom} + \frac{\phi}{2} + \frac{l_c}{2}$, igual a 0,644m, assumindo um valor normalizado por d , de $\delta_1 = 0,0923$. As taxas mecânicas de armadura para os elementos de extremidade, $\omega_1 = \omega_2$, e para a alma, ω_v , são apresentadas no seguinte quadro.

Quadro 4.15 - Determinação das taxas mecânicas de armadura nos elementos de extremidade

ρ_1	ω_1	ρ_v	ω_v
0,000901	0,01959	0,002618	0,0569

A determinação do momento resistente na parede segue o predisposto por Fardis [19] e o esforço axial atuante é de 12024 kN, traduzindo um esforço axial reduzido de 0,263. Determinam-se dois esforços axiais reduzidos, v_1 e v_2 , segundo as seguintes expressões:

$$v_1 = \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}} - \delta_1 \right) + \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}/3}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}} \quad (4.30)$$

$$v_2 = \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \cdot \left(\delta_1 \cdot \frac{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} - 1 \right) + \delta_1 \cdot \frac{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{c2}/3}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} \quad (4.31)$$

Os valores de ambos os esforços axiais reduzidos estão apresentados no seguinte quadro:

Quadro 4.16 - Cálculo dos esforços axiais reduzidos limite e atuante

v_d	v_2	v_1
0,263	0,0039	0,508

Como $v_2 \leq v_d \leq v_1$, calcula-se o eixo neutro normalizado, ξ , e o momento resistente, M_{Rd} , recorrendo às seguintes expressões:

$$\xi = \frac{(1 - \delta_1) \cdot v_d + (1 + \delta_1) \cdot \omega_v}{(1 - \delta_1) \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3 - \varepsilon_{cu2}}\right) + 2 \cdot \omega_v} \quad (4.32)$$

$$M_{Rd} = \left[\xi \cdot \left[\frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3 \cdot \varepsilon_{cu2}} \cdot \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4 \cdot \varepsilon_{cu2}} \cdot \xi \right) \right] + (1 - \delta_1) \cdot \omega_1 + \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \right. \\ \left. \cdot \left[(\xi - \delta_1) \cdot (1 - \xi) - \frac{1}{3} \left(\frac{\xi \cdot \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right)^2 \right] \right] \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd} \quad (4.33)$$

Os valores decorrentes deste cálculo são apresentados na seguinte tabela:

Quadro 4.17 - Cálculo do eixo neutro normalizado e do momento resistente para a PA.1

ξ	$M_{Rd}, \text{kN} \cdot \text{m}$
0,355	37538,5

O coeficiente de comportamento base, igual a 2,64, é multiplicado pela relação entre o momento atuante, $M_{Ed} = 6247,12 \text{ kN} \cdot \text{m}$, e o momento resistente. No entanto, isto faria com que o fator de ductilidade em curvatura tomasse um valor inferior a 1. Isto sucede porque a armadura mínima necessária traduz num momento resistente muito superior ao necessário para suportar o momento atuante na base da parede. Assim sendo, pode-se concluir que não há uma exigência de ductilidade na parede, logo a verificação deixa de fazer sentido devido à parede estar sobredimensionada.

A mesma verificação foi feita às paredes dúcteis que constituem o núcleo, verificando-se para todas elas que não existia uma exigência de ductilidade.

A taxa de armadura mecânica volumétrica das cintas na zona crítica, ω_{wd} , é igual a 0,235 e o espaçamento mínimo será de 80 mm. Embora cumpra o limite de ω_{wd} , o espaçamento mínimo não é verificado, logo optou-se por armaduras de confinamento com varões de 8mm espaçados de 0,075m.

5

5. ANÁLISE PUSHOVER

5.1. DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES NÃO LINEARES

5.1.1. LEIS CONSTITUTIVAS DOS MATERIAIS

5.1.1.1. Betão

A análise não linear explora as propriedades inelásticas dos materiais, de modo a conferir ductilidade e dissipação de energia à estrutura. Assim sendo, foram definidas no programa as propriedades não lineares do betão. Utilizou-se o modelo constitutivo de Mander [57], já implementado no ETABS, sendo este um modelo uniaxial não linear de confinamento constante.

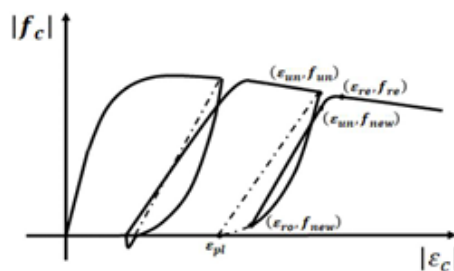


Figura 5.1 - Lei constitutiva de Mander [57]

Baseando-se na lei constitutiva de Mander, o programa automaticamente define o comportamento inelástico para as zonas confinadas da secção transversal, como apresentado na Figura para o Pilar 1 na ligação do rés-do-chão ao piso 1.

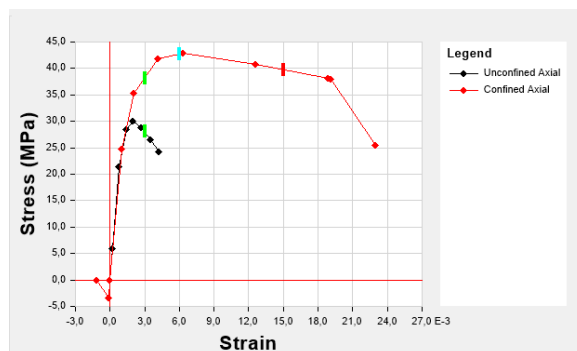


Figura 5.2 - Lei constitutiva de Mander no ETABS para o pilar 1 na ligação do R/C ao piso 1

Foi ainda utilizado o modelo hysterético de Takeda [58] já presente no programa, que acaba por não ser relevante para a dissertação, visto que os carregamentos aplicados na análise Pushover não são adaptativos, logo não consideram os ciclos hysteréticos do material, não atualizando assim os padrões de carga com base na degradação da rigidez da estrutura.

5.1.1.2. Aço

As propriedades não lineares do aço foram modeladas utilizando a lei constitutiva de Park [59], que está implementada no software.

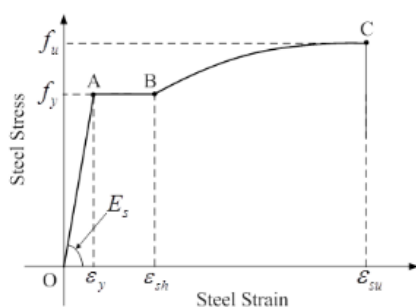


Figura 5.3 - Lei constitutiva de Park [59]

5.1.2. MODELAÇÃO DAS RÓTULAS PLÁSTICAS

5.1.2.1. Vigas e Pilares

Considerando a resposta material não linear da estrutura, a plasticidade num elemento de viga ou pilar assenta em duas categorias: concentrada ou distribuída.

Relativamente à plasticidade concentrada, as deformações inelásticas são englobadas apenas nas extremidades dos elementos, e baseiam-se em relações momento-rotação da secção transversal, com influência do esforço axial.

Por outro lado, a plasticidade distribuída permite que as rótulas plásticas se formem ao longo do elemento estrutural, não apenas nas suas extremidades. O comportamento inelástico da secção é monitorizado com uso de pontos de integração ao longo do elemento, tendo em conta as relações entre momento e esforço axial, tal como no modelo de plasticidade concentrada.

Comparativamente, os modelos de plasticidade distribuída oferecem uma maior certeza no comportamento inelástico dos elementos estruturais, visto que ao contrário dos modelos de plasticidade concentrada, permitem que as rótulas plásticas se formem ao longo do elemento.

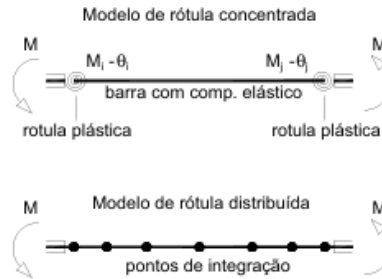


Figura 5.4 - Modelos de plasticidade em elementos de barra

Desde novembro de 2023 que o ETABS [60] tem disponível a opção de plasticidade distribuída, conferindo ao utilizador a possibilidade de escolher entre os dois modelos mencionados acima. Deste modo, e de forma a melhor caracterizar o comportamento inelástico dos materiais, proporcionando assim depois resultados mais precisos, optou-se por utilizar o modelo de plasticidade distribuída nos elementos estruturais de viga e coluna.

De modo que a plasticidade distribuída seja aplicada com rigor, os elementos estruturais de vigas e colunas foram modelados como elementos de fibras. Nestes elementos, a secção transversal é dividida em linhas horizontais e verticais, constituindo as fibras, onde serão avaliadas a extensão e a rigidez individualmente. O programa permite a definição de rótulas plásticas nestes elementos utilizando a opção de “fiber hinges”, modelando as fibras a partir da secção transversal do elemento em questão. É importante ainda definir o comprimento da rótula plástica, e para isso utilizaram-se as seguintes equações [61].

$$L_p = k \cdot L_c + L_{sp} \geq 2 \cdot L_{sp} \quad (5.1)$$

$$k = 0,2 \cdot \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08 \quad (5.2)$$

$$L_{sp} = 0,022 \cdot f_{ye} \cdot d_{bl} \quad (5.3)$$

onde,

L_p é o comprimento da rótula plástica;

L_c é a distância entre a secção crítica e o ponto de inflexão da deformado do elemento, sendo considerada igual a 0,5L se ambas as extremidades se encontrarem em condições iguais de encastramento, e igual a 0,6L caso contrário, onde L é o comprimento do elemento;

f_u é a tensão última do aço;

f_y é a tensão de cedência esperada do aço;

f_{ye} é a tensão de cedência esperada para o aço, em MPa;

d_{bl} é o diâmetro dos varões de aço utilizados para a armadura longitudinal.

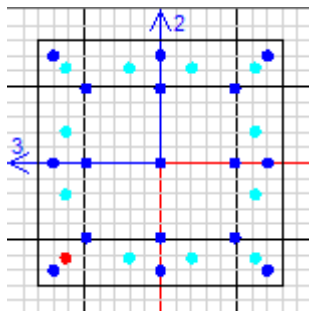


Figura 5.5 - Modelo de fibras da secção transversal de um pilar da estrutura

Após definição das rótulas plásticas a atribuir aos elementos, define-se o modelo de plasticidade distribuída. Para este modelo de plasticidade, o software permite quatro tipos de integração: Gauss-Lobatto com cinco ou sete pontos, ou Gauss-Legendre com cinco ou sete pontos. A integração com sete pontos tornaria a análise mais pesada e as diferenças nos resultados obtidos não trariam vantagens no âmbito desta tese e sobrecarregariam a análise, optando-se por assim utilizar um sistema de integração com 5 pontos por elemento em vigas e 7 pontos em pilares. Utilizou-se o sistema de Gauss-Lobatto, a mais indicada pelo software no caso de se esperar que a cedência ocorra nas extremidades dos elementos de viga e coluna, como no caso de estudo [62].

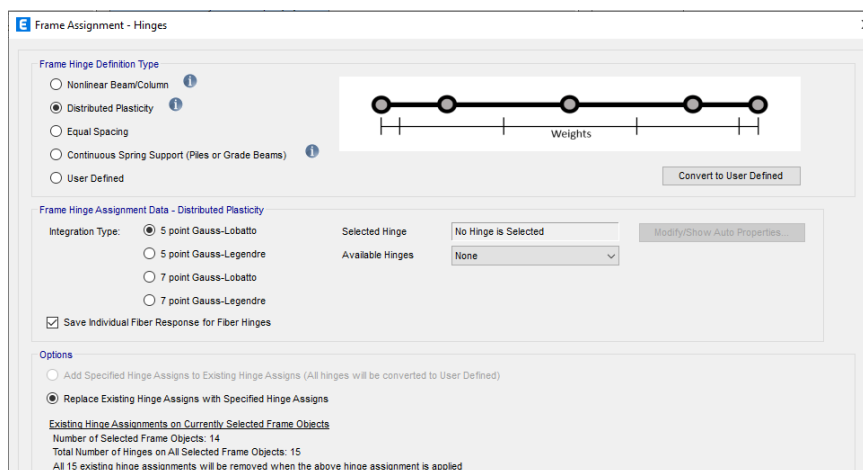


Figura 5.6 - Modelação da plasticidade distribuída no ETABS

5.1.2.2. Paredes

A modelação das rótulas plásticas nas paredes também foi feita utilizando rótulas de fibras, semelhantemente aos pilares e às vigas. O software apenas permite este tipo de rótulas nas paredes, e o comprimento da rótula plástica é tido como sendo igual à parede, aplicando-se uma rótula por piso. Utilizou-se a função “Assign reinforcement for wall hinges”, definindo-se as armaduras da secção transversal e as zonas de extremidade que se encontram confinadas nos primeiros pisos, como demonstrado na Figura 5.7.

Wall Design Type

☒ Pier
☐ Spandrel

Rebar Material and Clear Cover

Material Flexure: Rebar_S500
Material Shear: Rebar_S500
Bar Clear Cover: 40 mm

Rebar Layout

Geometry

Start X (mm)	Start Y (mm)	End X (mm)	End Y (mm)	Length (mm)	Thickness (mm)	Start Zone Size (mm)	End Zone Size (mm)
24320	21750	16700	21750	7620	300	1200	1200

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (mm)	Number of Bars
Start	10	100	11
Center	10	100	52
End	10	100	11

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

Material	Distance (mm)	Area (mm ²)
*		

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (mm)	Confined
Start	8	100	Yes
Center	8	250	No
End	8	100	Yes

Figura 5.7 - Definição das armaduras para modelação das rótulas plásticas na PA.1

As rótulas plásticas modeladas respondem a esforços de flexão, o que leva a que os mecanismos frágeis devido a roturas por esforço transversal não serão detetados na análise. Este pressuposto pode ser garantido devido às regras de dimensionamento pelo “capacity design”, onde as armaduras transversais foram dimensionadas para valores superiores àqueles a qual o edifício está sujeito, impedindo assim mecanismos frágeis.

5.2. DEFINIÇÃO DOS CASOS DE CARGA PARA A ANÁLISE PUSHOVER

A curva de capacidade proveniente de uma análise Pushover provem da resposta da estrutura a um campo de forças horizontais equivalentes de valor crescente, correspondente a forças de inércia, mantendo-se as cargas gravíticas constantes. Dada a impossibilidade de se definir o campo de aceleração associado às forças de inércia, são propostas duas alternativas, o padrão uniforme e o padrão modal, como definido em 3.2.2.2.

É também necessário ter em conta os efeitos acidentais da torção, sendo estes tanto positivos como negativos, para cada uma das duas direções ortogonais. Assim sendo, definiram-se dezasseis combinações a serem utilizadas para a análise, apresentadas no Quadro 20.

Quadro 5.1 - Casos de carga para a análise Pushover

Combinação	Padrão	Direção	Excentricidade
1	Uniforme	X	Positiva em X
2	Uniforme	X	Negativa em X
3	Uniforme	X	Positiva em Y
4	Uniforme	X	Negativa em Y
5	Uniforme	Y	Positiva em X
6	Uniforme	Y	Negativa em X
7	Uniforme	Y	Positiva em Y
8	Uniforme	Y	Negativa em Y
9	Modal	X	Positiva em X
10	Modal	X	Negativa em X
11	Modal	X	Positiva em Y
12	Modal	X	Negativa em Y
13	Modal	Y	Positiva em X
14	Modal	Y	Negativa em X
15	Modal	Y	Positiva em Y
16	Modal	Y	Negativa em Y

A definição destas excentricidades no programa foi realizada utilizando quatro modelos de “mass sources” diferentes, um para cada direção e sentido da excentricidade, como evidenciado na Figura 5.8.

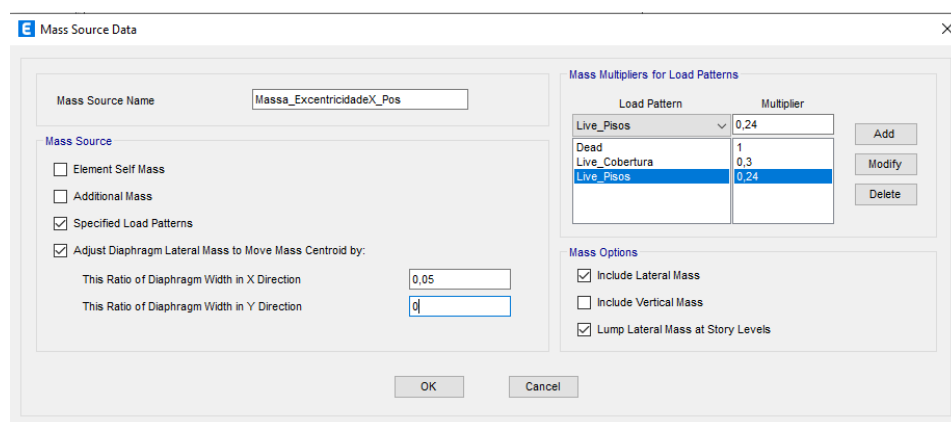


Figura 5.8 - Modelação da excentricidade accidental para os casos de carga

Em seguida, definiram-se, para cada uma destas quatro “mass sources”, os dezasseis casos de carga mencionados, acima, sendo que o processo de manter as cargas gravíticas constantes é conseguido criando-se um caso de carga referente à combinação quase-permanente para cada uma das “mass sources”, demonstrado na Figura 5.9.

Load Case Data

General

Load Case Name: CQP_EY+ [Design...]
 Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]
 Mass Source: Massa_ExcentricidadeY_Neg
 Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
 Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live_Pisos	0,24

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Geometric Nonlinearity Option: None
 Load Application: Full Load [Modify/Show...]
 Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
 Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 5.9 - Modelação das cargas gravíticas atuantes na estrutura

Os casos onde a carga é representada por um padrão uniforme são definidos como estáticos não lineares, e continuam a partir do estado final resultante da combinação quase-permanente, sendo depois aplicada uma força de aceleração dependente da direção e do padrão de carga. A simulação do carregamento lateral é alcançada aplicando um deslocamento monotonamente crescente no centro de massa da cobertura, tido como nó de controlo, com valor máximo de 400mm e direção dependente do caso. Foram guardados no mínimo duzentos estados de modo a conseguir uma curva de capacidade resistente precisa.

Load Case Data

General

Load Case Name: UNIF_Y_Ey+ [Design...]
 Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]
 Mass Source: Massa_ExcentricidadeY_Neg
 Analysis Model: Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
 Nonlinear Case: CQP_EY+ []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UY	-1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Geometric Nonlinearity Option: None
 Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]
 Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]
 Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters: User Defined - Event-to-Event Only [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 5.10 - Modelação do carregamento Pushover utilizando um padrão de forças modal

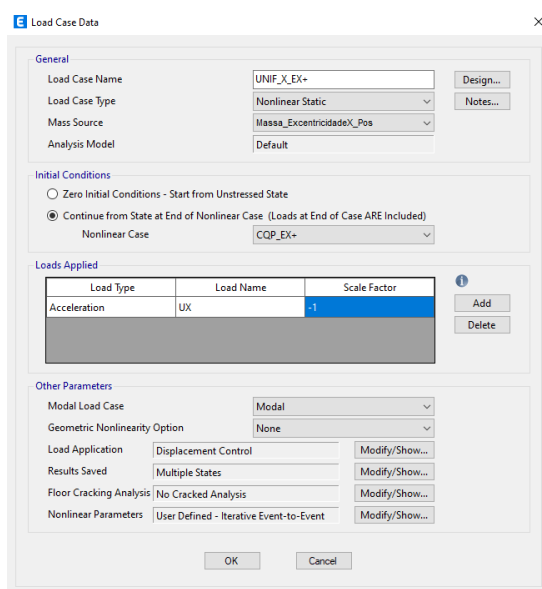


Figura 5.11 - Modelação do carregamento Pushover utilizando um padrão de forças modal

O processo de definição dos casos de carga baseados num padrão modal é idêntico, utilizando-se a opção de “Load Type” Modal e escolhendo os modos fundamentais para cada uma das direções, sendo 1 o modo fundamental de Y e 2 o modo fundamental de X.

5.3. CURVAS DE CAPACIDADE RESISTENTE

Neste subcapítulo irão ser apresentadas as curvas de capacidade resistente de cada um dos dezasseis casos de carga, estando comparadas as respostas para os padrões de carga uniforme e modal, para as respetivas direções e excentricidades.

5.3.1. Direção X

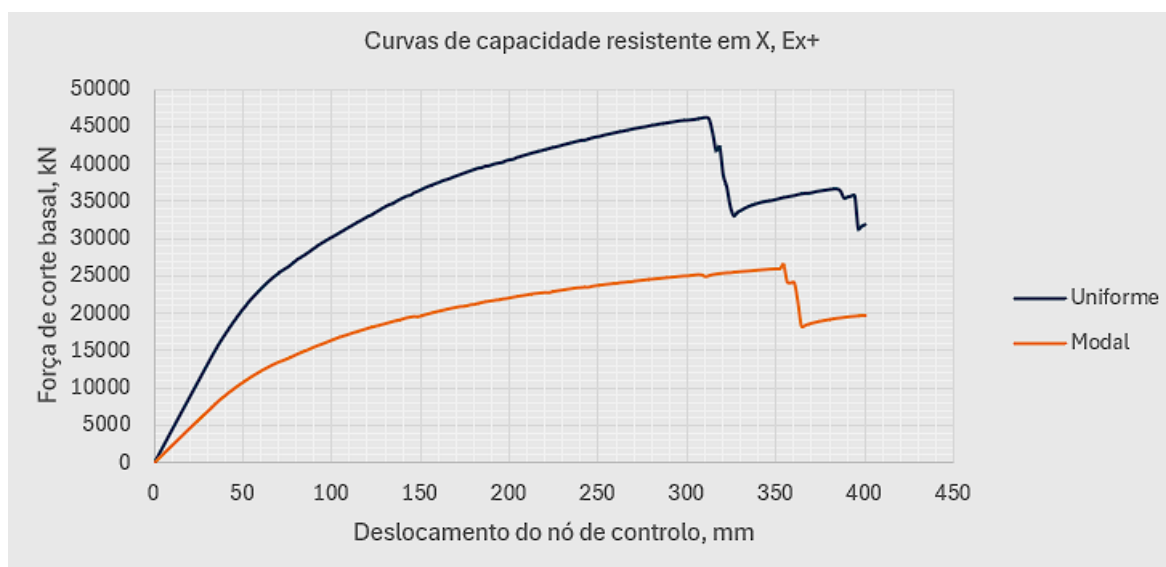


Figura 5.12 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção X e excentricidade em X positiva

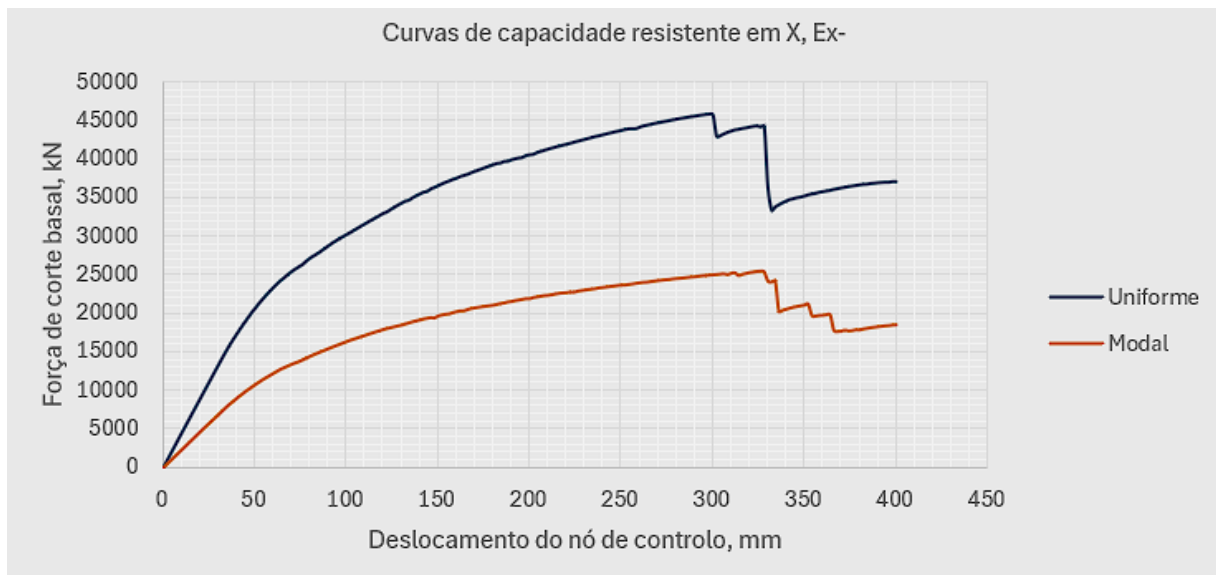


Figura 5.13 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção X e excentricidade em X negativa

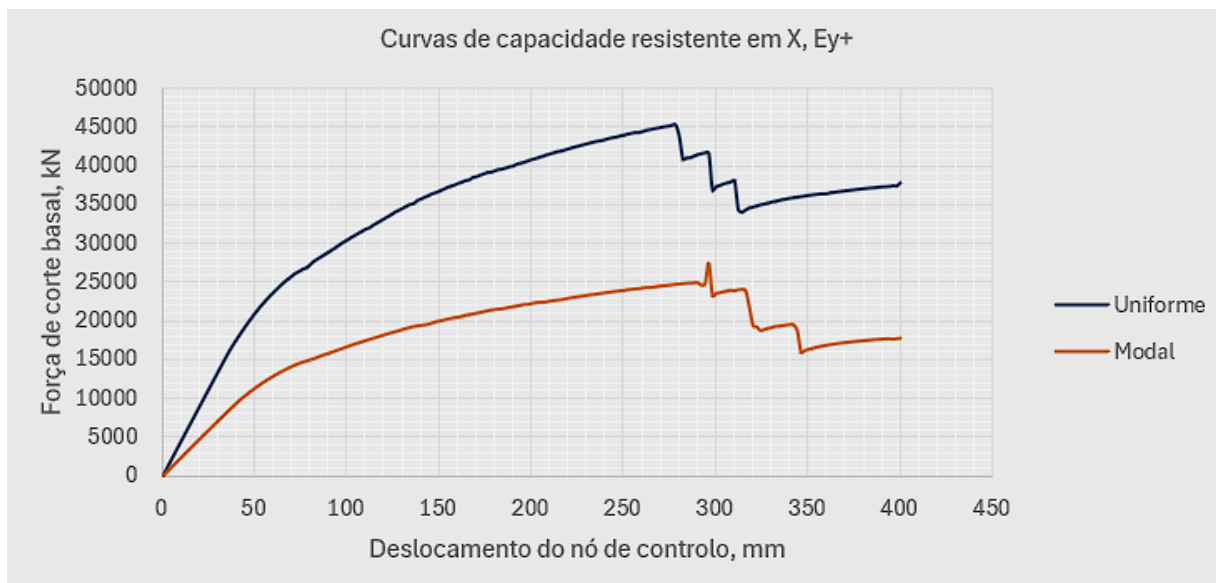


Figura 5.14 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção X e excentricidade em Y positiva

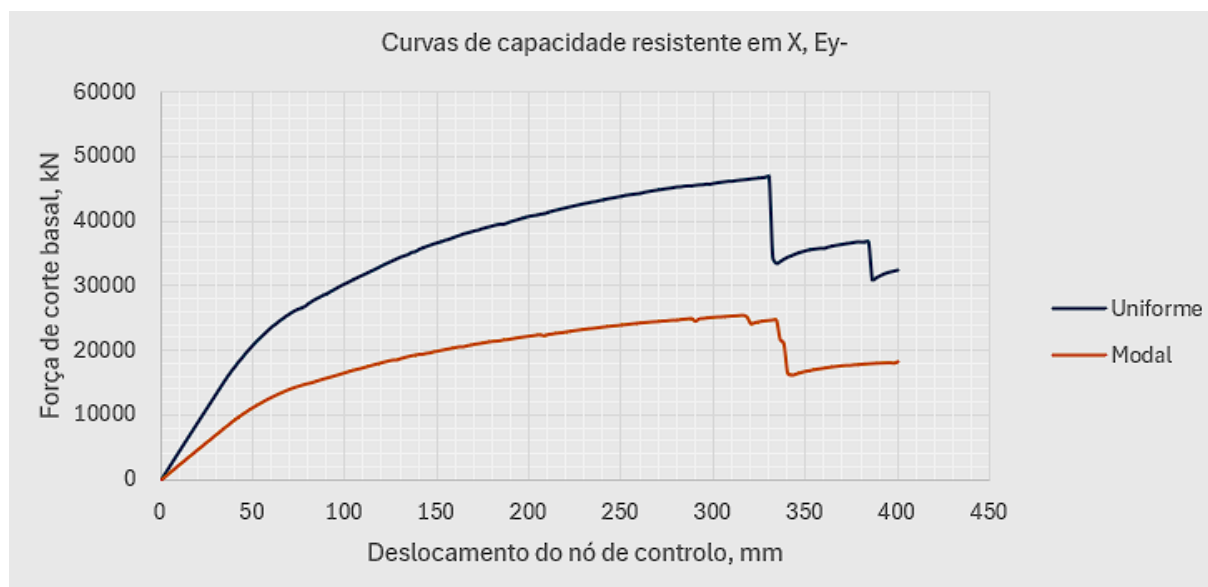


Figura 5.15 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção X e excentricidade em Y negativa

5.3.2. DIREÇÃO Y

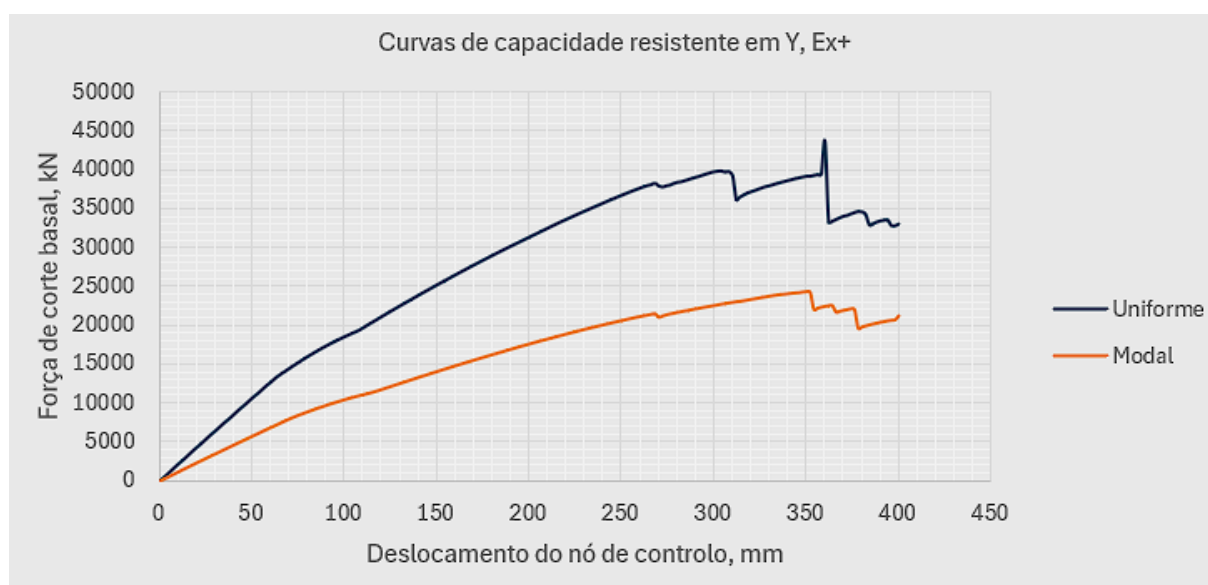


Figura 5.16 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção Y e excentricidade em X positiva

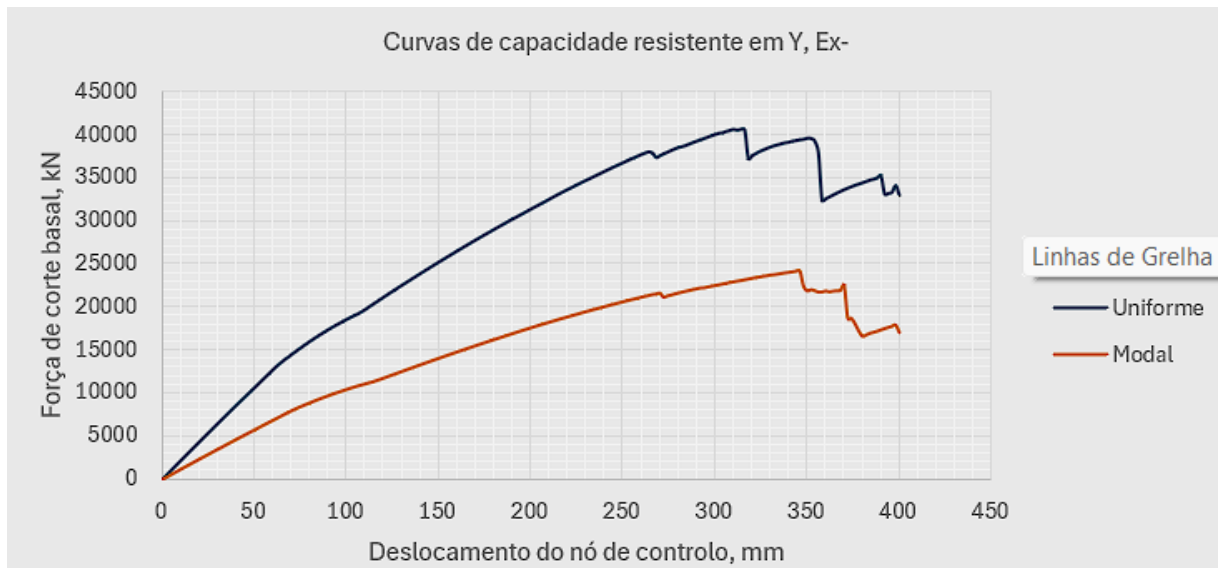


Figura 5.17 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção Y e excentricidade em X negativa

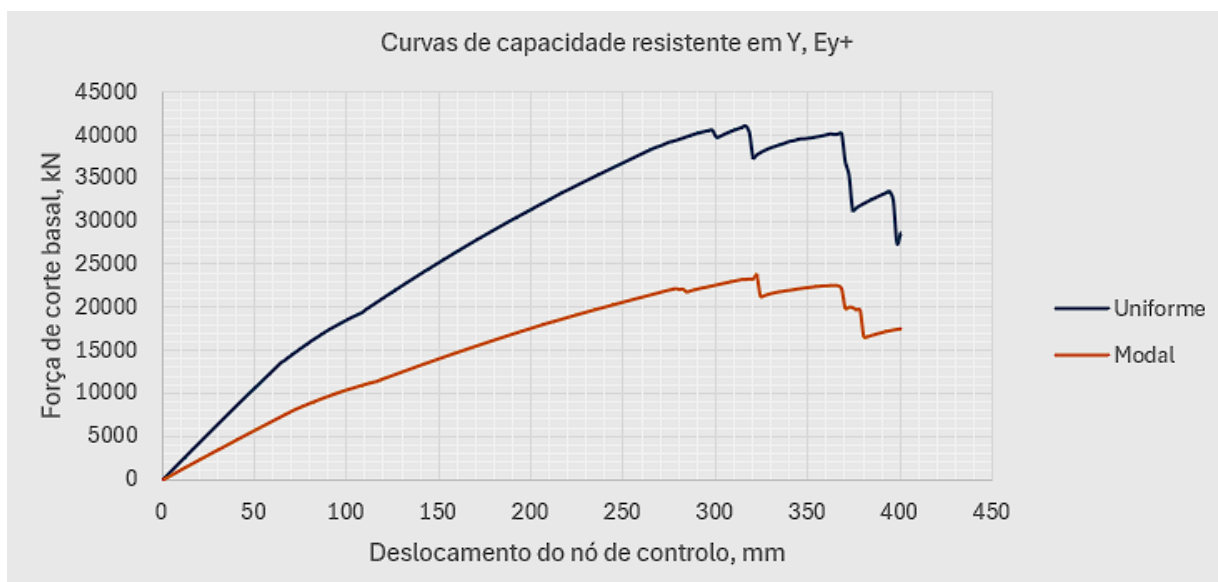


Figura 5.18 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção Y e excentricidade em Y positiva

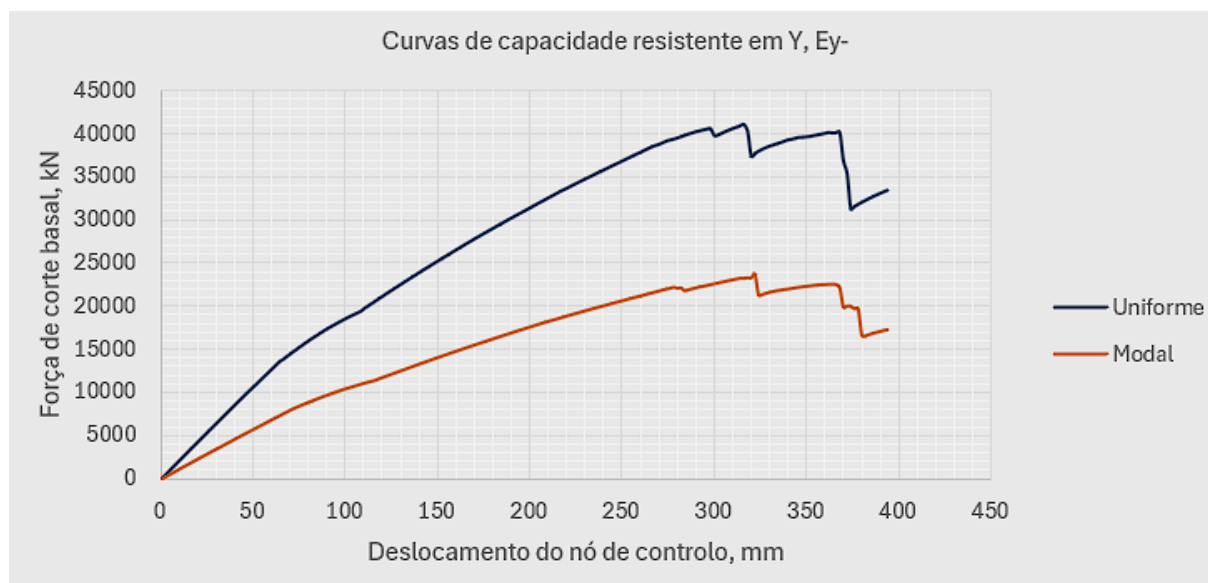


Figura 5.19 - Curvas de capacidade resistente do SMGL na direção Y e excentricidade em Y negativa

Analisando as curvas de capacidade resistente obtidas para a estrutura, verifica-se que as respostas são bastante diferentes dependendo do tipo de padrão de carga lateral. Para o mesmo deslocamento no nó de controlo, a força de corte basal da estrutura é menor no padrão modal que no padrão uniforme. É também possível verificar que existe uma diferença clara nos valores da força de corte basal obtidos para X e para Y. Isto sucede devido à diferença de rigidez entre as duas direções, já que existem duas paredes que constituem o núcleo resistente e uma parede resistente orientadas em X e com um comprimento de 7,68m, enquanto na direção Y apenas existem duas paredes que fazem parte do núcleo resistente orientadas em Y, com comprimento de 3,25m, uma diferença significativa que explica os resultados obtidos.

Como mencionado previamente, o padrão de cargas uniforme é invariável, dependendo apenas da massa de cada um dos pavimentos. Assim sendo, e dada a configuração do caso de estudo, tende a mobilizar mais forças nos primeiros pisos, principalmente no rés-do-chão, o que acaba por traduzir numa força de corte basal mais elevada, comparativamente com a análise modal.

No seguinte capítulo irá ser efetuada uma análise detalhada aos mecanismos plásticos formados na estrutura para diferentes casos, de modo a se poderem retirar conclusões.

5.4. APLICAÇÃO DO MÉTODO N2

5.4.1. DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE TRANSFORMAÇÃO

Como referido em 3.2, a análise Pushover transforma a estrutura em estudo, sendo esta um sistema de múltiplos graus de liberdade (SMGL), num sistema de um grau de liberdade equivalente (S1GLE), utilizando coeficientes de transformação, Γ . O cálculo destes coeficientes foi feito utilizando a Equação 3.14 e os valores apresentam-se nas seguintes tabelas.

Quadro 5.2 – Valores do deslocamento entre pisos

Piso	Direção Y – Modo 1		Direção X – Modo 2		Massa, Ton
	Φ , mm	Φ_n	Φ , mm	Φ_n	
Cob	19	1	19	1	438,4048
14	18	0,947368	18	0,947368	527,6973
13	17	0,894737	16	0,842105	523,9954
12	15	0,789474	15	0,789474	523,1528
11	14	0,736842	13	0,684211	522,1573
10	13	0,684211	12	0,631579	522,1573
9	11	0,578947	10	0,526316	522,1573
8	10	0,526316	9	0,473684	522,7358
7	8	0,421053	8	0,421053	523,4366
6	7	0,368421	6	0,315789	524,2127
5	5	0,263158	5	0,263158	525,264
4	4	0,210526	4	0,210526	526,0859
3	3	0,157895	3	0,157895	528,6949
2	2	0,105263	2	0,105263	530,6382
1	1	0,052632	1	0,052632	548,5079
0	0	0	0	0	2477,646

Quadro 5.3 - Determinação dos coeficientes de transformação

Γ_x	1,492427
Γ_y	1,443916

A massa do S1GLE, m^* , é igual a 3970,332 toneladas na direção Y e 3805,205 toneladas na direção X.

5.4.2. CURVAS DE CAPACIDADE DO S1GLE

As curvas de capacidade resistente do S1GLE resultam da divisão dos valores da curva referente ao SMGL divididos pelo coeficiente de transformação relativo à direção do caso de carga.

O EC8-1 indica que a força de cedência do S1GLE idealizado, F_y^* , corresponde à força de corte basal necessária para a formação de um mecanismo plástico na estrutura, sendo tomado, no âmbito desta Dissertação, como o ponto onde existe uma quebra clara da resistência da estrutura. A energia média, E_m^* , foi determinada utilizando a regra da soma dos trapézios até ao ponto de formação do mecanismo.

As relações bilineares elasto-perfeitamente plásticas do S1GLE para os vários casos de carga estão apresentadas no Anexo C.

5.4.3. DETERMINAÇÃO DOS ESPETROS DE ACELERAÇÃO-DESLOCAMENTO

O espectro de aceleração-deslocamento é obtido através do espectro de resposta elástica, utilizando a Equação 3.21. Como já referido, o método presente no EC8-1 é uma adaptação do método N2, diferindo no espectro de aceleração-deslocamento utilizado. O método N2 indica que deve ser obtido um espectro de aceleração-deslocamento inelástico, aplicando um fator corretivo ao espectro de aceleração-deslocamento elástico, tendo em conta a ductilidade da estrutura, como se encontra presente na Figura 5.20.

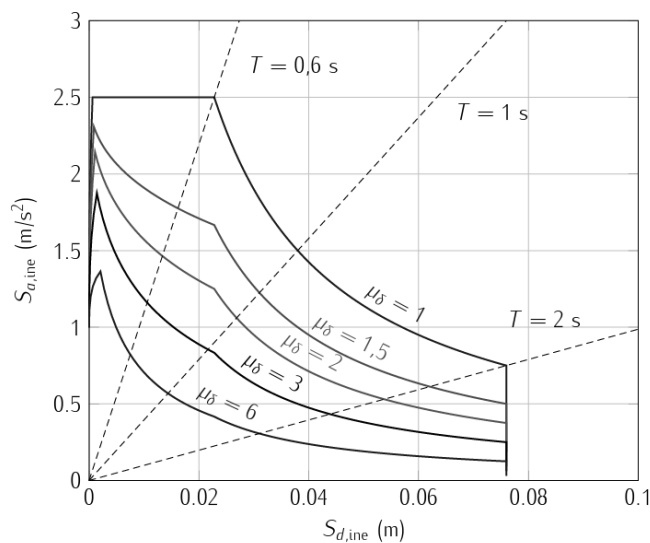


Figura 5.20 - Espectro de aceleração-deslocamento para vários valores de fator de ductilidade [10]

Como este fator corretivo não é mencionado no regulamento, optou-se por apenas utilizar o espectro de aceleração-deslocamento elástico. Os espectros de aceleração-deslocamento apresentam-se na Figura 5.19.

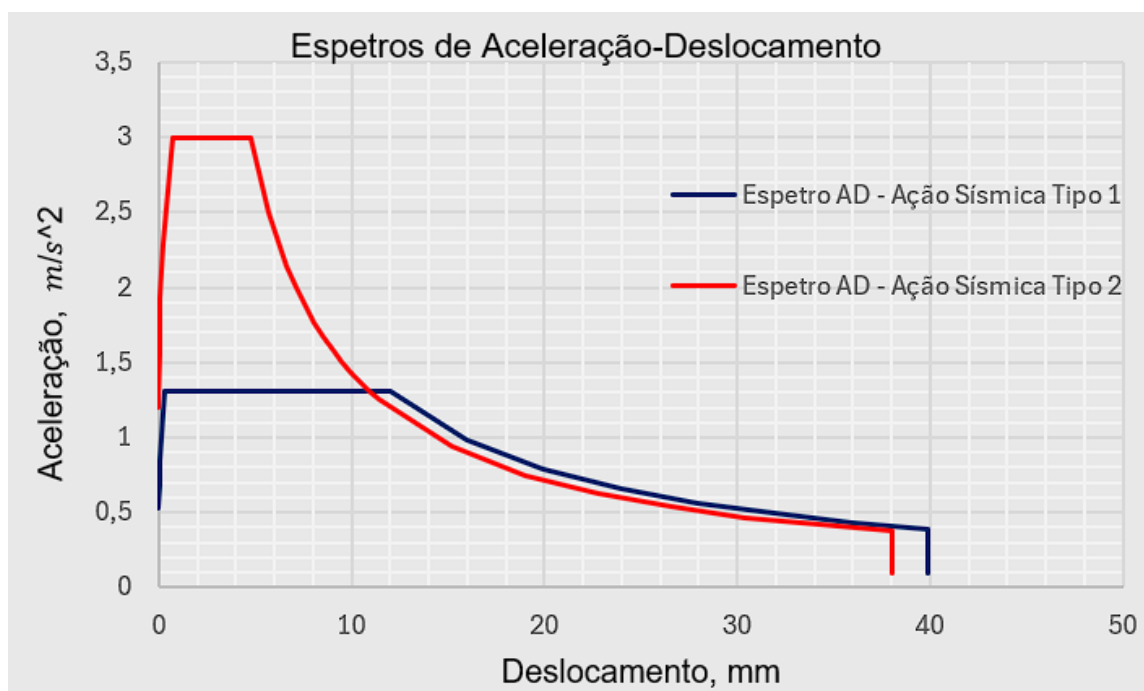


Figura 5.21 - Espectros de aceleração-deslocamento para ambos os tipos de ação sísmica

5.4.4. DETERMINAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS-ALVO DO S1GLE

A determinação dos deslocamentos-alvo para cada uma das combinações seguiu o processo expresso em 3.2.2.4. Inicialmente, para todos os casos, o deslocamento-alvo do S1GLE diferiu bastante do

deslocamento d_m^* , sendo que o EC8-1 indica um procedimento, de cariz facultativo, para a correção deste deslocamento-alvo, substituindo o valor inicial de d_m^* , pelo valor do deslocamento-alvo obtido, e repetindo os passos anteriores.

Quadro 5.4 - Determinação dos deslocamentos-alvo e da força de corte basal para o S1GLE

Combinação	Direção	T*, s	d_t^* T1, mm	d_t^* T2, mm	F*, kN
1	X	0,579	11,16	11,00	6556,7
2	X	0,579	11,16	11,01	6556,7
3	X	0,576	11,03	10,94	6631,45
4	X	0,578	11,10	10,98	7174,08
5	Y	0,849	16,94	16,13	4183,37
6	Y	0,849	16,94	16,13	4183,76
7	Y	0,847	16,90	16,10	4201,59
8	Y	0,847	16,90	16,10	4201,59
9	X	0,808	16,11	15,34	4908,07
10	X	0,807	16,09	15,33	4598,09
11	X	0,791	15,79	15,03	4775,83
12	X	0,799	15,93	15,17	4688,92
13	Y	1,16	23,13	22,03	3035,11
14	Y	1,16	23,13	22,03	3041,04
15	Y	1,157	23,07	21,97	3055,38
16	Y	1,157	23,07	21,97	3055,38

5.4.5. DETERMINAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS-ALVO DO SMGL

O deslocamento-alvo do SMGL, d_t , é obtido multiplicando o deslocamento-alvo do S1GLE, d_t^* , pelo fator de transformação referente à direção do caso de carga, como apresentado no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 - Determinação dos deslocamentos-alvo e da força de corte basal para o SMGL

Combinação	Direção	T*, s	d_t^* T1, mm	d_t^* T2, mm	F*, kN
1	X	0,579	16,66	16,42	9785,40
2	X	0,579	16,66	16,43	9785,40
3	X	0,576	16,46	16,33	9896,96
4	X	0,578	16,57	16,39	10706,79
5	Y	0,849	24,46	23,29	6040,43
6	Y	0,849	24,46	23,29	6041,00
7	Y	0,847	24,40	23,25	6066,74
8	Y	0,847	24,40	23,25	6066,74
9	X	0,808	24,04	22,89	7324,94
10	X	0,807	24,01	22,88	6862,31
11	X	0,791	23,57	22,43	7127,58
12	X	0,799	23,77	22,64	6997,87
13	Y	1,16	33,40	31,81	4382,44
14	Y	1,16	33,40	31,81	4391,01
15	Y	1,157	33,31	31,72	4411,71
16	Y	1,157	33,31	31,72	4411,71

Dos quadros acima é possível retirar as seguintes conclusões:

- Os deslocamentos-alvo são, para o respetivo tipo de padrão e excentricidade, maiores na quando a carga é aplicada na direção Y do que na direção X, indicando que a estrutura é mais flexível na direção Y.
- Os períodos do S1GLE, para o respetivo tipo de padrão e de excentricidade, são maiores na direção Y do que na direção X, visto que a rigidez lateral é menor em Y do que em X.

O EC8-1 indica, na cláusula 4.3.3.4.2.3 (1) que a curva de capacidade deverá ser prolongada até 150% do deslocamento-alvo definido, verificando-se a condição para cada um dos casos de carga.

Verifica-se que a estrutura se encontra, para a exigência sísmica definida pelo cálculo do deslocamento-alvo, muito longe do possível colapso.

6

6. VERIFICAÇÃO DO DESLOCAMENTO ENTRE PISOS E ANÁLISE DOS MECANISMOS PLÁSTICOS

A verificação do edifício para o caso mais crítico será feita utilizando o disposto no EC8-1 na secção 4.4.3., relativamente a deslocamentos entre pisos (“storey drifts”), e em seguida serão analisados quatro casos relativamente aos mecanismos que se formam na estrutura, conforme o deslocamento do nó de controlo vai aumentando.

O edifício em questão possui tem uma elevada participação dos modos de torção superiores, mais concretamente o modo 47, como mencionado no subcapítulo 4.2.4. O método N2 é baseado no pressuposto de que o edifício vibra predominantemente sobre um modo fundamental, o que para um edifício de elevada altura nem sempre se aplica, podendo existir uma participação elevada dos modos mais superiores, o que acontece no caso de estudo.

Assim sendo, será aplicado o método N2 estendido para a verificação dos deslocamentos entrepisos, seguindo o explicado em 3.3.2.

6.1. DESLOCAMENTO ENTREPISOS – MÉTODO N2 ESTENDIDO

O EC8-1 define como critério de limitação de danos, se sob uma ação sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior do que a ação sísmica de cálculo correspondente ao requisito de “não ocorrência de colapso”, que o deslocamento entre pisos deverá respeitar a seguinte condição, considerando o edifício composto por elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura.

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (6.1)$$

Onde,

h é a altura total entre os pisos;

d_r é o deslocamento entre pisos;

v é coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos, adotando um valor de 0,4 para a ação sísmica de Tipo 1 e de 0,55 para a ação sísmica de Tipo 2, segundo o anexo nacional do EC8-1 NA 4.3.3.2 (2).

A avaliação destes parâmetros será feita também com a deformação entre pisos, Δ^{CM} , que representa a variação dos deslocamentos entre pisos, d_r , avaliado em metros, sobre a altura entre os pisos, h , com o valor expresso em percentagem de 1 por mil, ‰.

Os deslocamentos relativos para cada um dos pisos, obtidos através da análise não linear estática e a deformação entre pisos, Δ_{ANLE}^{CM} , são apresentados no seguinte quadro, para o caso de carga crítico, sendo este a combinação 13.

Quadro 6.1 - Deslocamentos do centro de massa e entrepisos para a combinação 13

Pisos	h, m	d_y , mm	d_x , mm	d_{CM} , mm	Δ_{ANLE}^{CM} , ‰
14 – Cob	2,75	33,40	11,2	35,23	0,996
13 -14	2,50	30,88	10,1	32,49	1,004
12 -13	2,50	28,56	9,11	29,98	1,016
11- 12	2,50	26,21	8,12	27,44	1,024
10 - 11	2,50	23,82	7,18	24,88	1,028
9 – 10	2,50	21,41	6,26	22,31	1,036
8 – 9	2,50	18,97	5,39	19,72	1,028
7 – 8	2,50	16,54	4,55	17,15	1,012
6 – 7	2,50	14,13	3,77	14,62	0,988
5 – 6	2,50	11,76	3,04	12,15	0,956
4 – 5	2,50	9,47	2,37	9,76	0,908
3 – 4	2,50	7,28	1,77	7,49	0,848
2 – 3	2,50	5,23	1,24	5,37	0,756
1 – 2	2,50	3,39	0,78	3,48	1,392
R/C - 1	3,50	0,00	0,00	0,00	0,000

A seguinte etapa consiste em determinar os deslocamentos relativos entre pisos para as análises modal por espectro de resposta, apresentando-se no Quadro 6.2 os deslocamentos dos centros de massa dos pisos para a combinação referente à ação sísmica de Tipo 1, que gerou valores ligeiramente superiores à ação sísmica de Tipo 2.

Quadro 6.2 - Deslocamentos dos centros de massa e entrepisos para a análise modal com a AS Tipo 1

Pisos	h, m	d_x , mm	d_y , mm	d_{CM} , mm
14 – Cob	2,75	23,85	43,46	49,57
13 -14	2,50	21,90	40,13	45,72
12 -13	2,50	20,12	37,05	42,16
11- 12	2,50	18,31	33,89	38,52
10 - 11	2,50	16,48	30,69	34,83
9 – 10	2,50	14,65	27,45	31,11
8 – 9	2,50	12,83	24,18	27,37
7 – 8	2,50	11,03	20,93	23,66
6 – 7	2,50	9,28	17,72	20,01
5 – 6	2,50	7,60	14,60	16,46
4 – 5	2,50	6,00	11,61	13,07
3 – 4	2,50	4,52	8,80	9,89
2 – 3	2,50	3,18	6,22	6,98

1 – 2	2,50	2,01	3,93	4,41
R/C - 1	3,50	0,00	0,00	0,00

As deformações entre pisos provenientes da análise modal por espectro de resposta foram normalizadas de modo que o deslocamento do nó de controlo iguale o deslocamento-alvo obtido pela análise Pushover, calculando-se o coeficiente de correção.

Quadro 6.3 - Deslocamentos entrepisos para a análise modal normalizada

Pisos	h, m	d_{CM}^{AMER} , mm	d_{CM}^{AMERN} , mm	Δ_{CM}^{AMERN} , ‰	$u_{E,\Delta}$
14 – Cob	2,75	49,57	35,23	0,995	1,084
13 -14	2,50	45,72	32,49	1,012	1,092
12 -13	2,50	42,16	29,96	1,034	1,098
11- 12	2,50	38,52	27,38	1,049	1,098
10 - 11	2,50	34,83	24,76	1,059	1,096
9 – 10	2,50	31,11	22,11	1,062	1,092
8 – 9	2,50	27,37	19,45	1,055	1,084
7 – 8	2,50	23,66	16,81	1,039	1,077
6 – 7	2,50	20,01	14,22	1,01	1,065
5 – 6	2,50	16,46	11,69	0,962	1,049
4 – 5	2,50	13,07	9,29	0,905	1,034
3 – 4	2,50	9,89	7,03	0,826	1,008
2 – 3	2,50	6,98	4,96	0,729	1,000
1 – 2	2,50	4,41	3,14	1,255	1,000
R/C - 1	3,50	0,00	0,00	0,00	-

Analisando o Quadro, verifica-se que os deslocamentos entrepisos são apenas não foram corrigidos até ao piso 3, demonstrando a influência dos modos superiores em altura. Assim sendo, os valores dos deslocamentos relativos entre pisos obtidos pela análise Pushover, serão multiplicados pelo fator de correção $u_{E,\Delta}$. Procedeu-se assim à verificação do estado de limitação de danos, apresentada no Quadro 6.4, sendo que o valor Δ_{CM} corresponde a d_r/h .

Quadro 6.4 - Verificação dos deslocamentos entrepisos

Pisos	h, m	Δ_{CM} , m/m	$\Delta_{CM} \cdot v$
14 – Cob	2,75	0,000995	0,000398
13 -14	2,50	0,001012	0,000405
12 -13	2,50	0,001034	0,000414
11- 12	2,50	0,001049	0,000420
10 - 11	2,50	0,001059	0,000424
9 – 10	2,50	0,001062	0,000425
8 – 9	2,50	0,001055	0,000422
7 – 8	2,50	0,001039	0,000416
6 – 7	2,50	0,001010	0,000404
5 – 6	2,50	0,000962	0,000385
4 – 5	2,50	0,000905	0,000362
3 – 4	2,50	0,000826	0,000330

2 – 3	2,50	0,000734	0,000294
1 – 2	2,50	0,001357	0,000543
R/C - 1	3,50	0,000000	0,000000

Verifica-se assim que o edifício cumpre, para a exigência sísmica, o requisito de verificação de estado limite de danos, dado que o valor de $\Delta_{CM} \cdot v$ nunca ultrapassa 0,005.

A Figura 6.1 representa a comparação do deslocamento entrepisos da AENLB e da AENLBC (Análise Estática Não Linear Básica Corrigida), verificando-se que os valores apenas não foram corrigidos para os primeiros pisos.

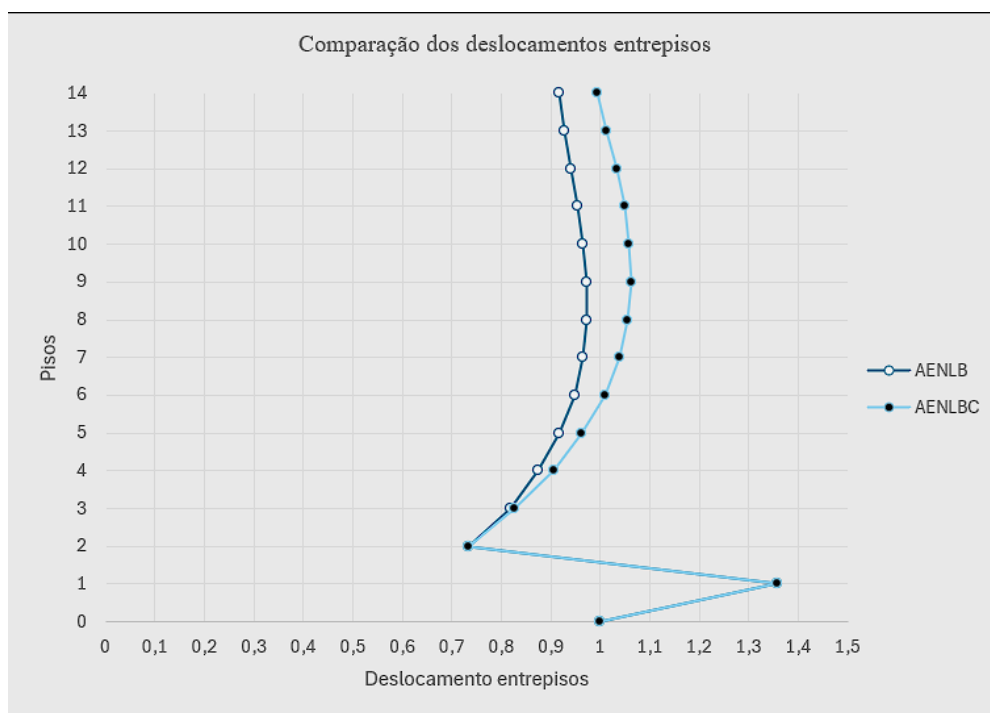


Figura 6.1 - Comparação dos deslocamentos entrepisos para a AENLB e para a AENLBC, %

6.2. ANÁLISE DE MECANISMOS

Como mencionado previamente, uma das vantagens da análise Pushover comparativamente à abordagem por coeficiente de comportamento, é a localização das rótulas plásticas e dos mecanismos formados, permitindo

No subcapítulo 5.5, concluiu-se que, para os deslocamentos-alvo referentes à exigência sísmica, a estrutura se encontrava numa situação crítica, com praticamente todos os elementos sismo-resistentes ainda em estado elástico.

O software fornece, para cada um dos passos da análise Pushover, o número de rótulas plásticas formadas na estrutura, indicando também o estado de deformação das rótulas pós-cedência. Este último dado é baseado em relações de força-deslocamento traduzidas pelo software numa curva, que se encontra apresentada na Figura 6.2 [63]. Os pontos importantes são os seguintes:

- Ponto A: origem da curva;

- Ponto B: ponto de cedência, sendo que até ao ponto B todas as deformações ocorridas são de cariz elástico;
- Ponto C: ponto que representa a capacidade última do elemento para a análise Pushover;
- Ponto D: ponto que representa ainda a força residual para análise Pushover;
- Ponto E: ponto de colapso.

São visíveis ainda as nomenclaturas IO (Estado Limite de Ocupação Imediata), LS (Estado Limite de Segurança de Vida) e CP (Estado Limite de Prevenção de Colapso), referentes aos três estados limite presentes no EC8-3 [23]. No entanto, os valores calculados pelo software para estes estados limite, embora utilizem as fórmulas presentes no EC8-3, não são totalmente fidedignos devido a certas simplificações feitas pelo programa, como por exemplo considerar o valor relativo à eficácia do confinamento igual a zero. Assim sendo, a verificação das rótulas plásticas nos elementos será feita utilizando os pontos A até E presentes na Figura 6.2.

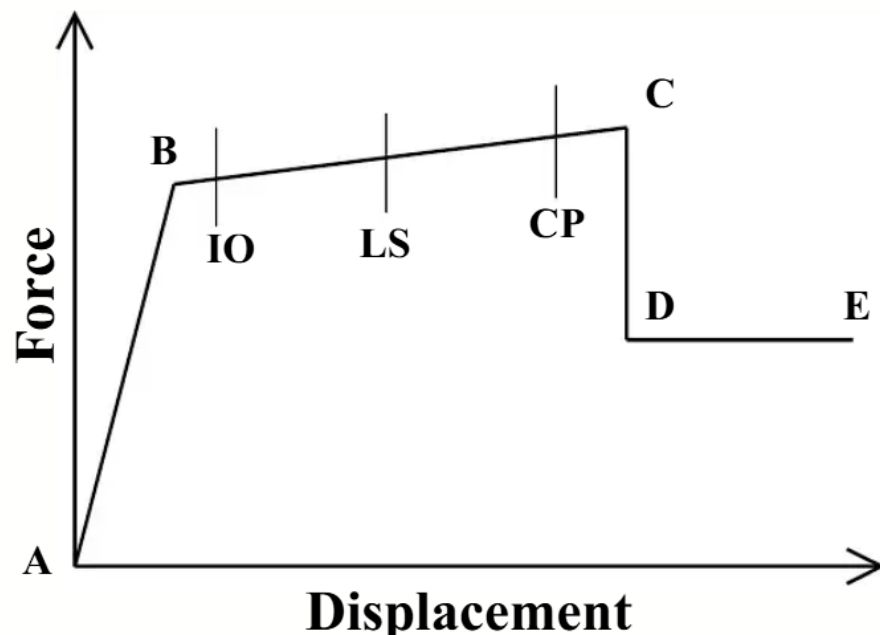


Figura 6.2 - Curva idealizada da relação Força-Deslocamento [63]

É interessante analisar o comportamento da estrutura para além da exigência sísmica. Para isto analisaram-se os casos de carga referentes à excentricidade positiva em X.

Comparando os quatro diferentes casos de carga referentes a esta excentricidade, verificou-se que era para a combinação 1, com um padrão de carga uniforme aplicado na direção X, que a força de corte basal atingia um valor mais elevado, chegando a cerca de 46000 kN quando atinge um deslocamento no nó central da cobertura de 310mm, correspondendo ao ponto na Figura 6.3.

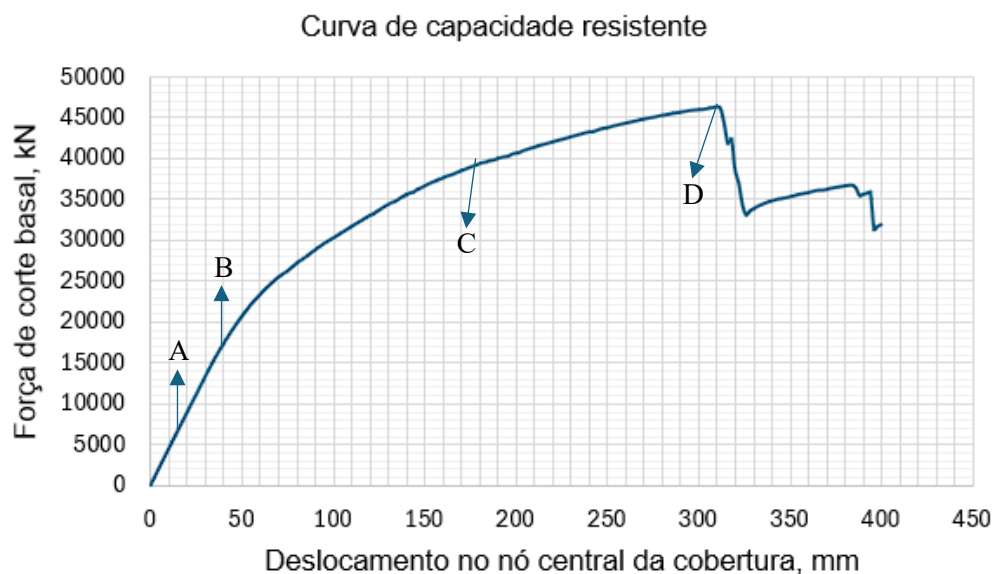


Figura 6.3 - Curva de capacidade resistente da combinação 1

O ponto A corresponde ao deslocamento-alvo obtido através da análise Pushover para a combinação 1, com valor igual a 16,66mm, verificando-se que ainda não existe nenhuma rótula plástica formada na estrutura. A primeira rótula surge para um deslocamento de 50mm, marcado como sendo o ponto B, três vezes superior ao deslocamento-alvo, na extremidade superior do Pilar 9 na ligação do primeiro ao segundo piso. O ponto C corresponde à primeira entrada em estado de colapso de uma rótula plástica, na extremidade superior do Pilar 4 na ligação entre o primeiro e o segundo piso. É também possível verificar, atentando na Figura 6.4, que o alinhamento constituído pelos pilares 1, 4, 6 e 9 concentra a grande maioria dos elementos em cedência, existindo já também formação de rótulas plásticas na parede resistente e no núcleo, na ligação do piso 0 ao piso 1.

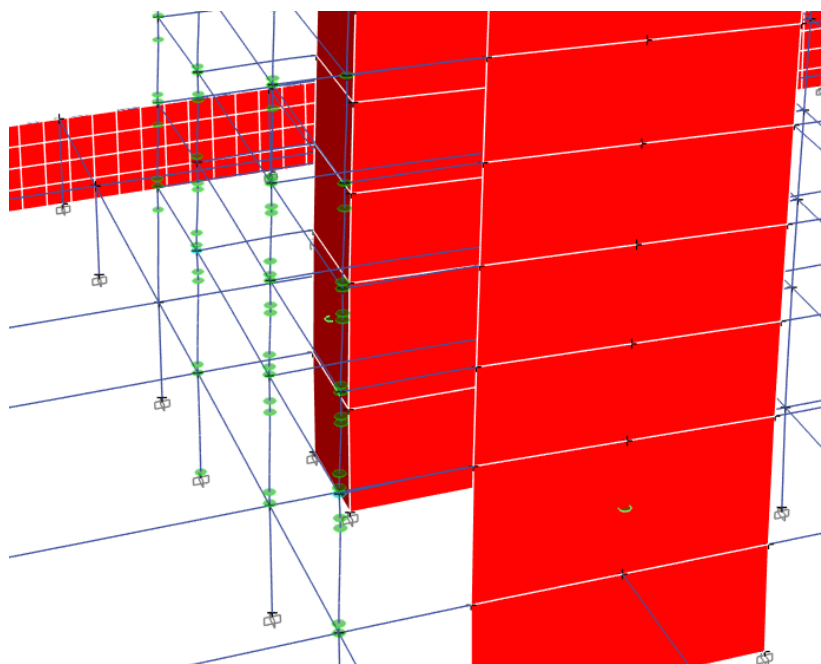


Figura 6.4 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto C, na combinação 1

O ponto D corresponde à perda de capacidade resistente da estrutura. Como se verifica na Figura 6.5, existe já uma série de rótulas plásticas que atingiram o ponto de colapso. Comparativamente com o ponto C, a estrutura já apresenta rótulas plásticas em todos os dez pilares, e as paredes encontram-se também já em ponto de colapso. Assim sendo, considerou-se este ponto como sendo o correspondente à formação do mecanismo plástico de colapso.

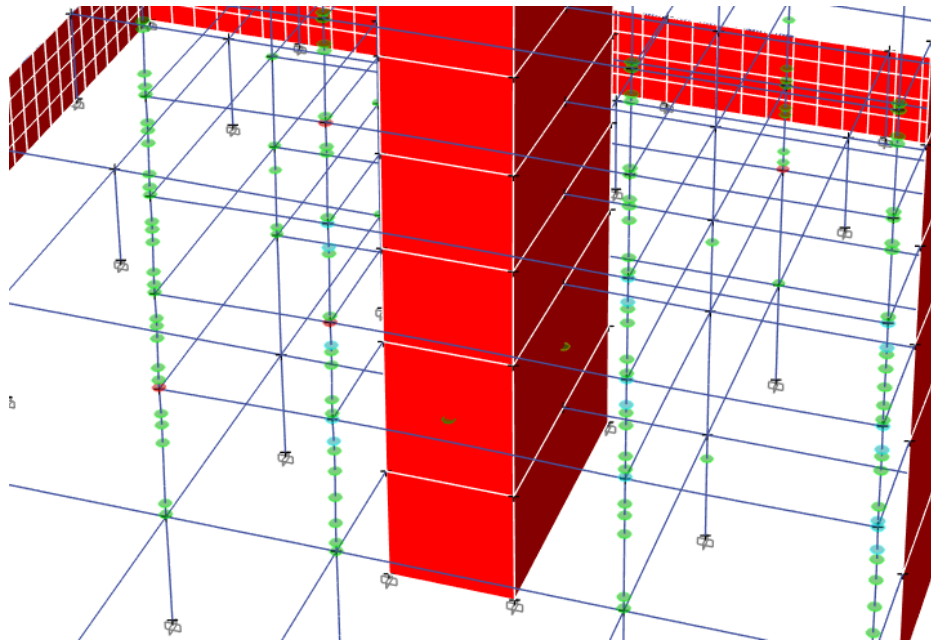


Figura 6.5 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto D, na combinação 1

O outro caso de carga relativo à excentricidade em X que utilizou um padrão de cargas uniforme foi o da combinação 5, com um deslocamento-alvo de 24,46mm, representado como ponto A da Figura 6.6.

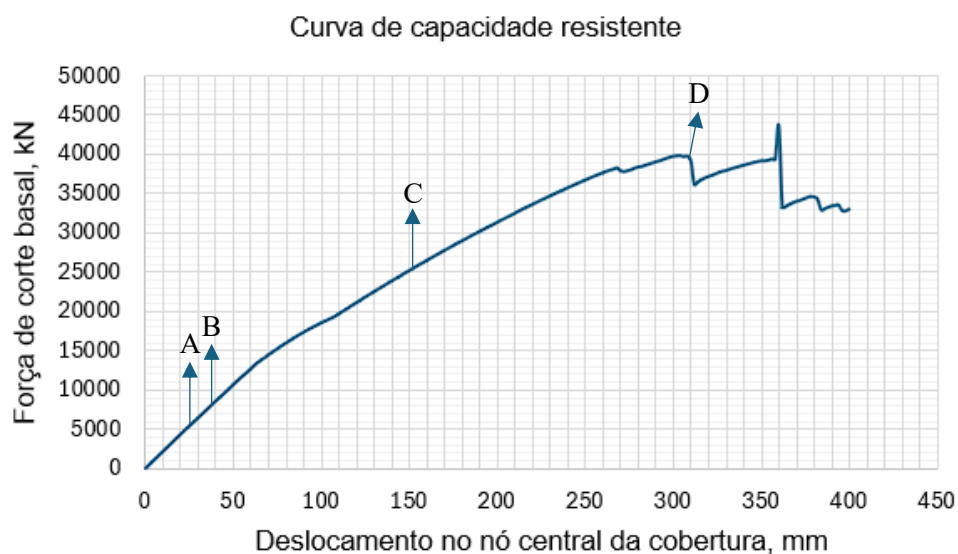


Figura 6.6 - Curva de capacidade resistente da combinação 5

A primeira rótula plástica surge para um deslocamento no nó de controlo de 38mm (ponto B na Figura 6.6), na extremidade superior do pilar 7 na ligação do segundo ao terceiro piso. Verifica-se que os elementos estruturais começam a entrar em cedência sequencialmente para um deslocamento de 100mm, tal como no caso de carga com padrão uniforme e direção X. O ponto C, com um deslocamento no nó de controlo de 152mm, marca a entrada no estado limite de colapso da primeira rótula plástica, na extremidade superior do Pilar 7 na ligação entre o quarto e quinto pisos. Observando a Figura 6.7, verifica-se que o alinhamento constituído pelos pilares 6, 7 e 8 é o mais castigado. Comparativamente com o ocorrido para o caso da combinação 1, é interessante verificar que não entraram em cedência nem o núcleo nem a parede resistente.

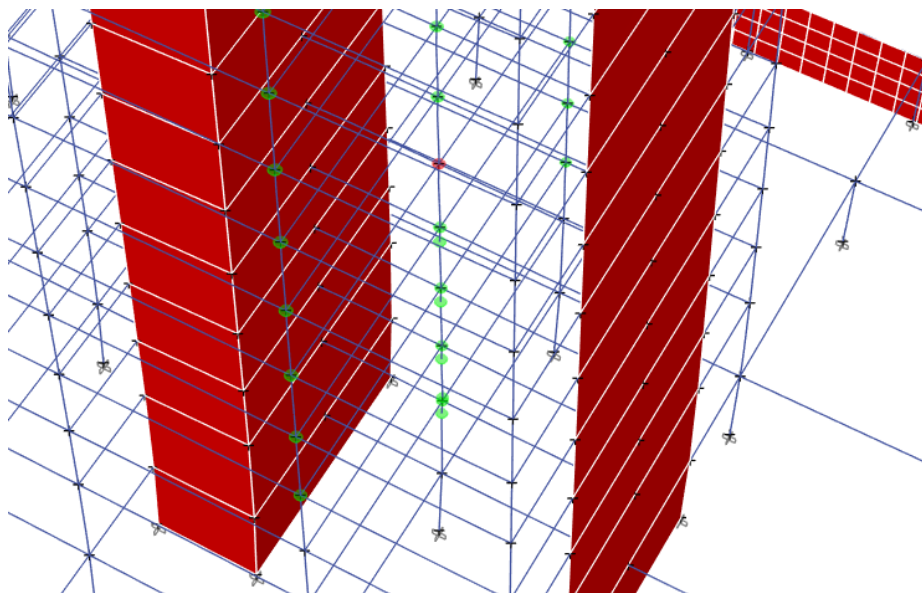


Figura 6.7 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto C, na combinação 5

O ponto D corresponde à ocorrência do mecanismo plástico. Como representado na Figura 6.8, existem rótulas em todos os pilares da estrutura principal nos pisos inferiores, com várias rótulas plásticas a ultrapassarem o limite de colapso. Embora exista ainda um pico de resistência na curva de capacidade resistente, para um valor do deslocamento sensivelmente igual a 350mm, o mesmo deve-se a um erro de convergência e não tem valor físico.

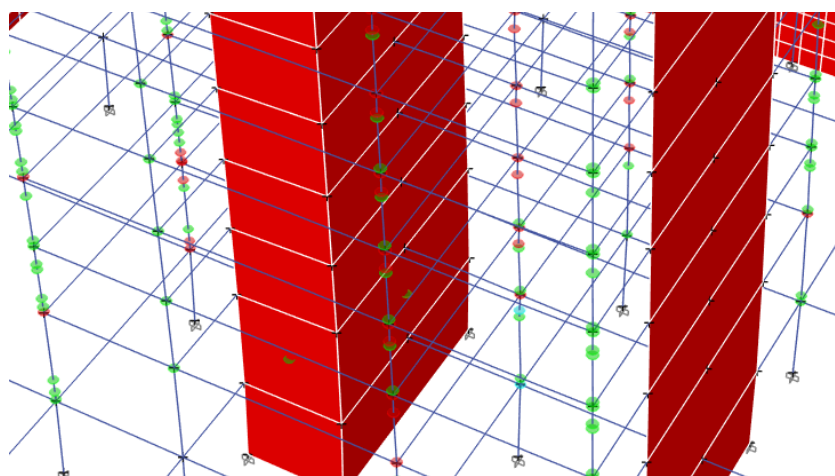


Figura 6.8 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto D, na combinação 5

Analisando os resultados obtidos para ambos os casos de carga que utilizam um padrão de cargas uniforme, verifica-se que as rótulas plásticas se formam nos pisos inferiores da estrutura, raramente entrando algum elemento em cedência a partir do piso 7.

A combinação 9 diz respeito a uma análise com padrão de carga modal aplicado em X, verificando-se uma diferença de 20000 kN comparativamente com a combinação 1. O ponto A presente na Figura 6.9 diz respeito ao deslocamento-alvo determinado para a combinação 9, igual a 24,40mm. Tal como verificado nos casos de carga analisados previamente, a estrutura não apresenta a formação de nenhuma rótula plástica para o deslocamento-alvo. Essa surge para um deslocamento de 50mm. O ponto C diz respeito a um deslocamento no nó de controlo de 100mm, sendo curioso verificar que já existem vinte rótulas plásticas na estrutura, o dobro das verificadas para cada um dos casos de carga que utilizam um padrão uniforme, para o mesmo deslocamento.

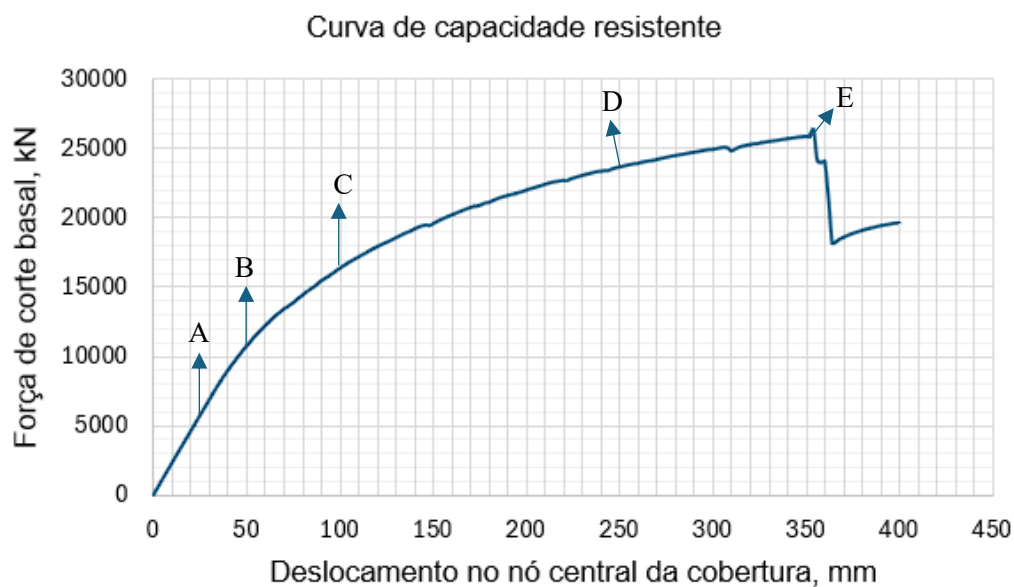


Figura 6.9 - Curva de capacidade resistente da combinação 9

O ponto D corresponde à entrada em estado limite de colapso da primeira rótula plástica. Este acontecimento ocorre para um deslocamento no nó central da cobertura de 252mm, consideravelmente superior comparativamente ao observado nos dois casos anteriores com padrão uniforme. É possível verificar ainda que existem mais elementos a entrar em cedência, visto que as rótulas plásticas não se concentram só nos pisos inferiores, como observado na Figura 6.10.

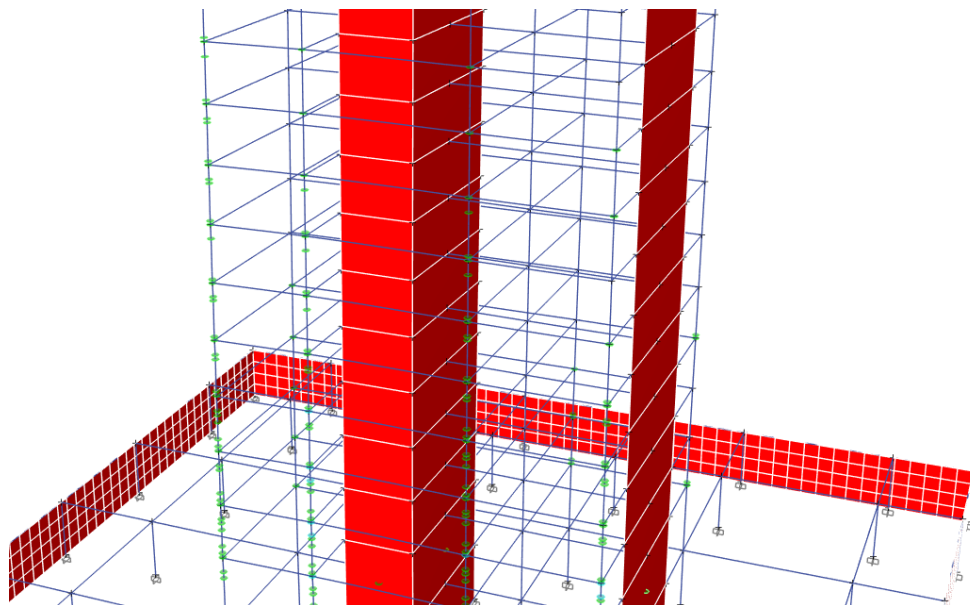


Figura 6.10 – Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto D, na combinação 9

O ponto E corresponde à perda de capacidade resistente da estrutura, verificando-se a formação de rótulas em praticamente todos os pisos nos pilares 1, 4, 6 e 9, como é perceptível na Figura 6.11. Verifica-se que existe uma maior distribuição das rótulas plásticas na estrutura seguindo um padrão de carga modal do que um padrão de carga uniforme.

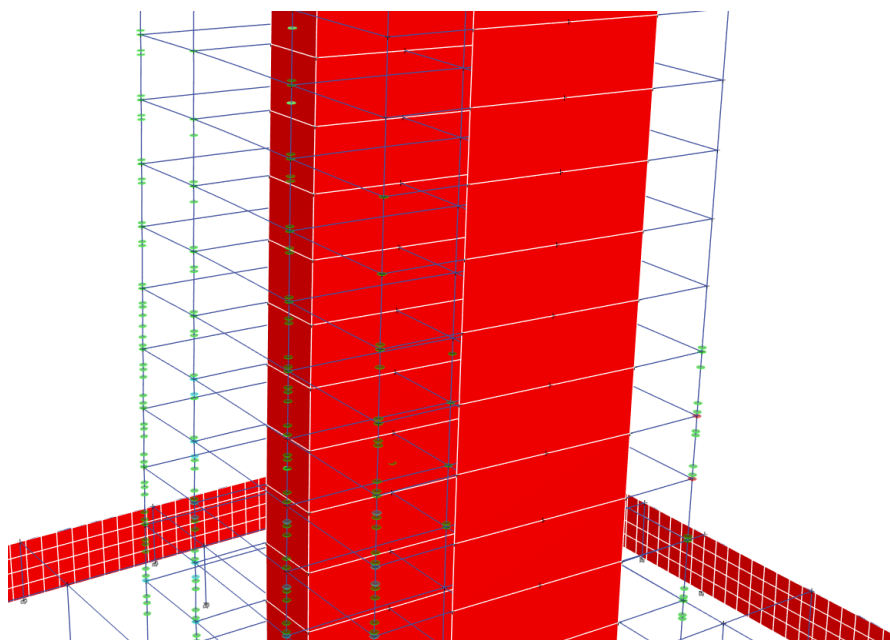
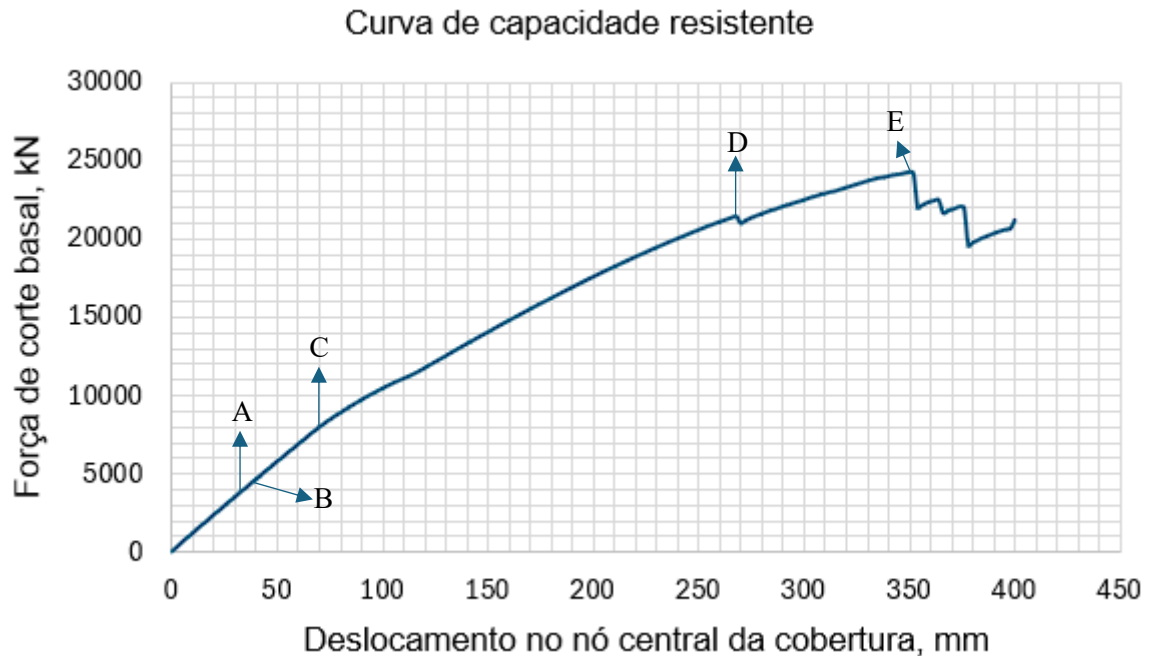


Figura 6.11 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto D, na combinação 9



O ponto A marcado na Figura 6.12 é representante do deslocamento alvo obtido para esta combinação, igual a 33,40mm. Para a exigência sísmica, verifica-se que ainda nenhum dos elementos estruturais se encontra em cedência.

A formação da primeira rótula plástica ocorre para um deslocamento do nó central da cobertura de 38mm, na base do Pilar 7 na ligação do piso 8 ao piso 9, marcado na Fig.6.2. como sendo o ponto B.

Da análise da curva de capacidade resistente, verifica-se que o comportamento da estrutura se mantém linear até ao ponto C, referente a um deslocamento no topo de cerca de 80mm. Neste ponto, a estrutura começa a rotular em diferentes elementos estruturais para incrementos pequenos de deslocamento, mais cedo do que o verificado nas análises que utilizaram um padrão de forças uniforme.

No ponto E é referente à quebra que ocorre na curva de capacidade resistente para um deslocamento no nó central da cobertura de 268mm. Neste ponto, formaram-se cento e vinte e nove rótulas plásticas na estrutura, das treze já se encontram num estado de colapso. Analisando a Fig.6.3, é perceptível que o alinhamento que contém os pilares 6, 7 e 8 se encontra praticamente rotulado na totalidade, porquanto os pilares 1, 2, 3, 4 e 5, e a parede resistente PA.1 apresentam poucas ou nenhuma rótulas plásticas. Deste modo, o dano está mais localizado nos pilares 6, 7, 8, 9 e 10, não se considerando ainda como sendo um mecanismo de colapso total da estrutura.

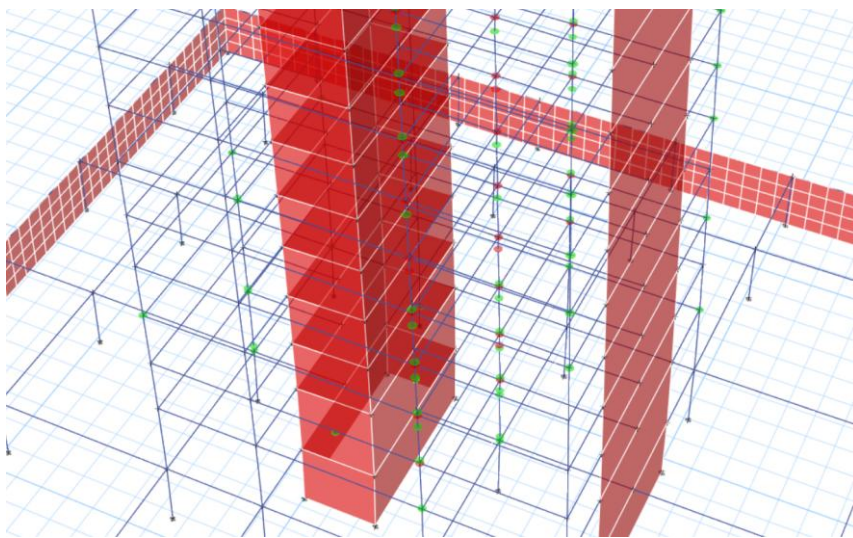


Figura 6.12 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto D, na combinação 13

Aquando da realização da análise Pushover, considerou-se o ponto F como sendo o ponto onde ocorre o mecanismo de colapso da estrutura, existindo uma evidente e drástica quebra da capacidade resistente da estrutura. Este ponto é relativo a um deslocamento no topo de 340mm, apresentando a estrutura duzentas e setenta e nove rótulas plásticas, das quais oitenta e oito se encontram em colapso. A quebra de resistência drástica advém da súbita formação de vinte e cinco e do colapso total de onze rótulas plásticas, comparativamente ao estado da estrutura para um deslocamento no nó central da cobertura de 338mm. Analisando a Fig.6.4, verifica-se que os pilares 1, 2, 3, 4 e 5 já apresentam rótulas plásticas na maioria dos seus pisos, com várias delas a atingirem o colapso total, ao contrário do sucedido no ponto E, correspondendo assim o ponto F ao deslocamento no nó central da cobertura para o qual ocorre o mecanismo de colapso.

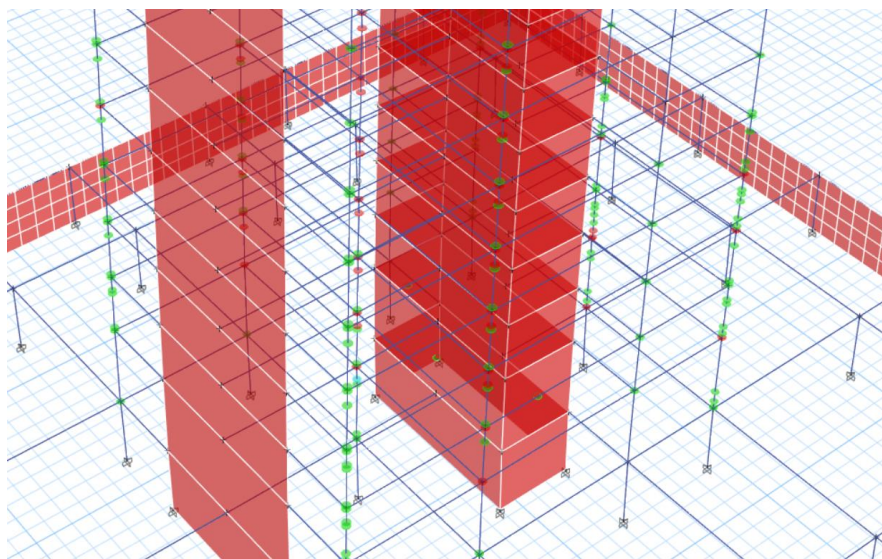


Figura 6.13 - Análise de dano na estrutura para um deslocamento no topo relativo ao ponto E, na combinação 13

Da análise verificou-se também que as rótulas ocorrem maioritariamente nos pilares, e não nas vigas. Isto deve-se ao facto de o sistema estrutural ser classificado como sistema misto equivalente a sistema

de paredes, e não ter de verificar a condição de “pilar-forte viga-fraca” característica de sistemas porticados.

Embora a exigência sísmica de projeto seja muito curta, resultando que o edifício não faça uso da sua ductilidade, verificou-se que o edifício é dotado de uma elevada capacidade dúctil, formando o mecanismo de colapso para um deslocamento do nó central da cobertura de 340mm, quase onze vezes superior ao deslocamento-alvo obtido pela análise Pushover.

Comparando os resultados observados para os quatro casos analisados, são possíveis retirar algumas conclusões sobre o desempenho do edifício. Primeiramente, é visível que para os casos de carga com padrões de carga uniformes as rótulas plásticas tendem a surgir nos pisos inferiores da estrutura, visto que o valor da carga lateral aplicado apenas depende da massa do piso, concentrando assim maiores esforços nos pisos inferiores da estrutura. Por outro lado, nos casos onde o padrão de carga aplicado foi modal as deformações ocorrem com maior dispersão.

Outro fenómeno verificado é a formação de um maior número de rótulas plásticas até se atingir o mecanismo de colapso nos casos de carga com um padrão de cargas modal. Como mencionado previamente, o padrão de cargas modal distribui as forças com base na amplitude modal, que é mais elevada nos pisos superiores. Isto leva a que os pisos inferiores estejam sujeitos a esforços inferiores e os pisos superiores a esforços superiores comparativamente com a análise de padrão de cargas uniforme. Assim sendo, existe uma maior distribuição dos esforços, o que conduz a que a formação de rótulas seja mais dispersa e controlada ao longo do edifício. Verifica-se também que embora se formem mais rótulas plásticas nos casos onde o padrão de forças é modal, o número de rótulas plásticas que ultrapassaram o estado limite de colapso (estado E segundo o manual da CSI) é semelhante.

É possível assim concluir que o padrão de cargas uniforme tende a aplicar mais esforços nos pisos inferiores, o que leva à formação de rótulas plásticas nos pisos inferiores, conduzindo a um mecanismo onde as deformações estão bastante concentradas na estrutura. Por outro lado, o padrão de cargas modal leva a que exista uma distribuição mais equilibrada das rótulas plásticas ao longo da sua altura, verificando-se que existem mais rótulas plásticas na estrutura aquando da formação do mecanismo, o que vai de encontro a conclusões retiradas por outros autores [10].

Por fim, é também importante mencionar que não existiu, em nenhum dos quatro casos analisados, formação de nenhuma rótula plástica para o deslocamento-alvo determinado pela análise Pushover, verificando-se que a estrutura apenas entra em colapso para um deslocamento no mínimo dez vezes superior ao deslocamento-alvo, dependendo dos casos. Assim sendo, numa situação real talvez fosse interessante considerar a opção de tomar o projeto como sendo um caso de baixa sismicidade, não adotando assim um projeto DCM para o seu dimensionamento.

7

7. CONCLUSÕES

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O principal objetivo desta Dissertação consistiu no dimensionamento de um edifício novo em betão armado, seguindo primeiro uma análise linear modal por espectro de resposta, e posteriormente uma análise não linear estática, de modo a observar o comportamento estrutural e perceber os mecanismos plásticos formados.

O caso de estudo dimensionado foi uma adaptação da Torre de Miramar, sendo este um edifício com alguma complexidade, como ficou visível na sua irregularidade e modos de vibração. Optou-se por se utilizar também o município do Porto como lugar de edificação, o que traduziu em esforços sísmicos de pequena magnitude.

De modo a se realizar uma análise Pushover, é necessário haver um dimensionamento prévio. O mesmo foi efetuado utilizando uma análise modal por espectro de resposta, com um coeficiente de comportamento obtido através das indicações presentes no EC8-1. Verificou-se, no entanto, que nas vigas, as armaduras de tração eram condicionadas pela combinação fundamental do estado limite último, e não pelas combinações de estado limite último da ação sísmica. A baixa magnitude da ação sísmica conduziu também a que certos elementos, como as paredes dúcteis, fossem dimensionados pelas armaduras mínimas, dotando a estrutura de uma resistência superior à necessária.

A informação presente no parágrafo cimeiro ajuda a entender os deslocamentos-alvo obtidos através da análise Pushover, concluindo-se que a exigência sísmica é baixa e que o edifício se encontrava em regime elástico para a mesma. É importante referir que não existe cedência das vigas sísmicas primárias, devendo-se ao facto de se tratar de a estrutura não se tratar de um sistema não porticado, não verificando assim a condição de “pilar-forte viga-fraca” definida pelo “Capacity Design”.

Da análise das curvas de capacidade resistente obtidas utilizando o software ETABS é visível a diferença acentuada da resposta estrutural entre uma análise Pushover cuja carga lateral é devida a um padrão uniforme e uma análise Pushover cuja carga lateral é devida a um padrão modal baseado no modo de vibração fundamental da respetiva direção ortogonal. Conclui-se que a Pushover com base num padrão de forças modal leva a um mecanismo de colapso mais equilibrado do que a Pushover com base num padrão de cargas uniforme, onde os elementos estruturais que entram em cedência se encontram maioritariamente nos pisos inferiores.

Visto que o método de análise Pushover presente no EC8-1 é uma adaptação do método N2, optou-se por utilizar o método N2 estendido para a verificação dos deslocamentos entrepisos. A extensão do método procura corrigir os valores obtidos pela análise Pushover devido à altura e irregularidade do edifício, o que se aplica ao caso de estudo. Com a aplicação do método N2 estendido verificou-se que os deslocamentos entrepisos foram corrigidos em praticamente todos os pisos, o que demonstra a influência da irregularidade em altura na análise.

Conclui-se por fim, que o dimensionamento feito adotando as indicações do EC8-1 dotou a estrutura de uma resistência superior à necessária, visto que a ação sísmica no município do Porto é baixa, no entanto dotou também a estrutura de uma ductilidade que permite resistir a uma exigência sísmica dez vezes superior à da ação sísmica de projeto estabelecida para o município do Porto

7.2. TRABALHOS FUTUROS

O trabalho desenvolvido nesta Dissertação abriu caminho para várias possibilidades de aprofundamento e continuação da utilização de métodos de análise não linear, mais concretamente métodos de análise Pushover, no dimensionamento de estruturas ao abrigo do EC8-1.

O caso de estudo foi desenvolvido com localização no município do Porto, onde as acelerações de projeto são de baixa magnitude, levando a que os esforços resultantes das combinações sísmicas não sejam elevados. Assim sendo, o dimensionamento dos elementos sísmicos primários foi em algumas instâncias condicionado pelas armaduras mínimas, como nos elementos de extremidade das paredes. Seria interessante realizar o mesmo exercício para um edifício dimensionado numa zona de sismicidade mais severa, e comparar os resultados obtidos.

O edifício do caso de estudo é irregular e com uma elevação considerável, o que conduziu a que as curvas de capacidade resistente obtidas, para um padrão de carga modal baseado apenas no modo fundamental de vibração, não traduzissem inteiramente o comportamento dinâmico da estrutura. Assim sendo, seria interessante utilizar um método de Pushover adaptativo, que teria em conta os efeitos dos modos superiores.

Devido a restrições de tempo, não foi possível aplicar um método de análise não linear dinâmico, logo poderia ser interessante, futuramente, aplicar este método de análise, comparando não só os resultados obtidos através da análise Pushover, como a complexidade e tempo necessário para o software realizar ambas as análises.

Por fim, a segunda geração dos Eurocódigos está prevista entrar em vigor em 2027, e a análise Pushover surgirá integrada na análise de edifícios novos. Assim sendo, outro desenvolvimento futuro poderia ser o dimensionamento de um edifício semelhante ao caso de estudo, utilizando a segunda geração do Eurocódigo 8, e comparando os resultados obtidos para as duas gerações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] IPQ. *Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios (NP EN 1998-1:2010)*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 2010.
- [2] Antoniou, S., Pinho, R. *Advantages and Limitations of Adaptive and Non-Adaptive Force-Based Pushover Procedures*. Journal of Earthquake Engineering, 2004, pp. 497–522, Taylor & Francis, London.
- [3] Varga, S., Chiorean, C. G. *A Computer Method for Advanced Pushover Analysis of Reinforced-Concrete Frameworks*, Proceedings of the Fifteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing (B.H.V. Topping, ed.), 1–4 setembro 2015, Praga, República Checa Paper 162, Civil-Comp Press, Stirlingshire, Escócia.
- [4] <https://www.csiportugal.com/software/5/etabs>. 18/03/2025.
- [5] Fajfar, P. *The Story of the N2 Method*. IAEE, Tóquio, 2021.
- [6] <http://www.efehr.org/start/>. 28/03/2025.
- [7] Tavares, A., Costa, A. *Acontecimentos precursores da criação da gaiola pombalina e construção mista com madeira*. Anais do 4.º Congresso Luso-Brasileiro de História da Construção (Tavares, A., ed.), 20–22 outubro 2021, Porto, pp. 241–253, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- [8] <https://informacoeseservicos.lisboa.pt/prevencao/reforco-sismico/principios-basicos/capacidade-tecnica-em-portugal>. 28/03/2025
- [9] Appleton: Appleton, J. *Estruturas de Betão – Volumes I e II*. Editora ORION, Amadora, 2013.
- [10] Costa, R. J. T., Providência, P. M. M. P. *Avaliação e Reabilitação Sísmicas de Edifícios de Betão Armado*. Engebook, Porto, 2019.
- [11] (AFAD), D. a. E. M. A. *Turkish Building Earthquake Code*. AFAD, Ancara, 2018.
- [12] Bilgin, H. *Fragility-based assessment of public buildings in Turkey*. Engineering Structures, 15/11/2013, pp. 1283–1294, Elsevier, Oxford, Inglaterra.
- [13] Aksoylu, C., Mobark, A., Hakan Arslan, M., Hakki Erkan, İ. *A comparative study on ASCE 7-16, TBEC-2018 and TEC-2007 for reinforced concrete buildings*. Revista de la Construcción vol.19 no.2 Santiago, setembro de 2020, pp. 282–305, Ediciones Universidad del Bío-Bío, Concepción, Chile.

- [14] Council, I. C. *International Building Code*. ICC, Washington, D.C, 2009.
- [15] (ASCE), A. S. o. C. E. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7)*. ASCE, Reston, Virginia, 2010.
- [16] American Society of Civil Engineers (ASCE), A. T. C. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440)*. ASCE, Reston, Virginia, 2005.
- [17] César, M. T. B., Oliveira, D. V. *Comportamento Sísmico de Edifícios com Paredes Resistentes*. Atas do 7º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica (SÍSMICA 2007), 26–28 setembro 2007, Porto, pp 1-11, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [18] CEN. *Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios (EN 1992-1-1)*. CEN, Bruxelas, 2004.
- [19] Fardis, M. N., Carvalho, E., Fajfar, P., Pecker, A. *Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8*. CRC Press (Taylor & Francis Group), Londres, Reino Unido, 2015.
- [20] al, M. N. F. e. *Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5: Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistant Structures*. Thomas Telford Publishing, Londres, Reino Unido, 2005.
- [21] Papadopoulos, V., Fragiadakis, M. Plastic hinge and plastic zone seismic analysis of frames. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, pp. 1926–1933, Berlim/Heidelberg, 2015.
- [22] Park, R., Paulay, T., Bull, D. K. *Seismic Design of Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, Nova Iorque, 1995.
- [23] Instituto Português da Qualidade. *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência a sismos – Parte 3: Avaliação e reforço de estruturas existentes*. IPQ, Lisboa, 2010.
- [24] Freeman, S. A., Nicoletti, J. P. & Tyrell, J. V. *Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk – A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington*. Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1975, Berkeley, California, pp. 113–122, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.
- [25] Applied Technology Council. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Volume 1, Report ATC-40, Redwood City, California, 1996.
- [26] Federal Emergency Management Agency. *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Report FEMA-274, Washington, D.C., 1997.
- [27] Federal Emergency Management Agency. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*. FEMA, Washington D.C., 2000.

- [28] Federal Emergency Management Agency. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Report FEMA-273, Washington, D.C., 1997.
- [29] Hernandez-Montes, E., Kwon, O. S. & Aschheim, M. A. *An energy-based formulation for first and multiple-mode nonlinear static (pushover) analyses*. Journal of Earthquake Engineering, 2004, 8 (1), 69–88.
- [30] Bosco, M.; Gherzi, A.; Marino, E. M. *On the evaluation of seismic response of structures by nonlinear static methods*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 02/03/2009, 38(13), 1465–1482, John Wiley & Sons (Wiley), Hoboken.
- [31] Kim, S.-P.; Kurama, Y. C. *An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands*. Engineering Structures, 12/2008, 30(12), 3793–3807, Elsevier, Amsterdam.
- [32] Sucuoğlu, H., Günay, M. S. *Generalized Force Vectors for Multi-Mode Pushover Analysis*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 01/2011, 40(1), 55–70, John Wiley & Sons (Wiley), Hoboken.
- [33] Chopra, A. K., Goel, R. K. *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 03/2002, 31(3), 561–582, John Wiley & Sons, Hoboken.
- [34] Chopra, A. K., Goel, R. K. *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings: theory and preliminary evaluation*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 07/2004, 33(7), 903–927, John Wiley & Sons, Hoboken.
- [35] Kreslin, M.; Fajfar, P. *The extended N2 method considering higher mode effects in elevation*. Bulletin of Earthquake Engineering, 10/2012, 10(3), 695–711, Springer, Berlin.
- [36] Mao, J.; Zhai, C.; Xie, L. *An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 01/2008, 7(1), 25–31, Springer, Pequim.
- [37] Jan, T. S., Liu, M. W., Kao, Y. C. *An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings*. Engineering Structures, 01/2004, 26(1), 117–128, Elsevier, Amsterdão.
- [38] Rahmani, A. Y., Bourahla, N., Bento, R., Badaoui, M. *An improved upper-bound pushover procedure for seismic assessment of high-rise moment resisting steel frames*. Bulletin of Earthquake Engineering, 01/2018, 16(1), 315–339, Springer, Berlin.

- [39] Poursha, M., Samarin, E. T. *The modified and extended upper-bound (UB) pushover method for the multi-mode pushover analysis of unsymmetric-plan tall buildings*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 04/2015, 71, 114–127, Elsevier, Amesterdão.
- [40] Poursha, M., Khoshnoudian, F., & Moghadam, A. S. (2009). *A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings*. Engineering Structures, 31(3), 591–599.
- [41] Khoshnoudian, F. Kiani, M. *Modified consecutive modal pushover procedure for seismic investigation of one-way asymmetric-plan tall buildings*. Earthquake Engineering & Engineering Vibration, 03/07/2012, 11(2), 221–232, Springer, Berlim.
- [42] Liu, Y., Kuang, J. S. *Spectrum-based pushover analysis for estimating seismic demand of tall buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering, 10/2017, 15(10), 4193–4214, Springer, Berlim.
- [43] Asikoglu, A., Vasconcelos, G., Lourenço, P.B. *Overview on the Nonlinear Static Procedures and Performance-Based Approach on Modern Unreinforced Masonry Buildings with Structural Irregularity*. Buildings, 2021, 11, 147. MDPI, Basel.
- [44] Rofooei, F., Rofooei, F.R., Attari, N.K., Rasekh, A., Shodja, A.H. *Adaptive pushover analysis*. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), 2007, 8, 343–358. Building & Housing Research Center, Teerão.
- [45] Gupta, B., Kunnath, S. K. *Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures*. Earthquake Spectra, 2000, 16(2), 367–391, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland.
- [46] Kalkan, E., Kunnath, S. K. *Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures*. Journal of Structural Engineering, 11/2006, 132(11), 1721–1731, American Society of Civil Engineers, Reston.
- [47] Rahmani, A. Y., Bourahla, N., Bento, R., Badaoui, M. *Adaptive upper-bound pushover analysis for high-rise moment steel frames*. Structures, 07/2019, 20(1), 912–923, Elsevier, Amesterdão.
- [48] Attard, T., Fafitis, A. *Modeling of higher-mode effects using an optimal multi-modal pushover analysis*. WIT Transactions on the Built Environment (Brebbia, C. A., ed.), 2005, Algarve, Portugal, 405–414, WIT Press, Southampton.
- [49] Jalilkhani, Maysam; Ghasemi, Seyed Hooman; Danesh, Masood. *A multi-mode adaptive displacement-based pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of RC moment-resisting frames*. Engineering Structures, 06/2020, 213, Article 110528, Elsevier, Amesterdão.

- [50] Kuria, K. K., Kegyes-Brassai, O. K. *Pushover Analysis in Seismic Engineering: A Detailed Chronology and Review of Techniques for Structural Assessment*. Applied Sciences, 23/12/2023, 14(1), 151, MDPI, Basel.
- [51] Diotallevi, P. P. L., L. *On the Pushover Analysis as a Method for Evaluating the Seismic Response of RC Buildings*. WIT Transactions on The Built Environment, Vol. 81 (Earthquake Resistant Engineering Structures V), 2005, pp. 203–214, WIT Press / Computational Mechanics, Southampton / Boston.
- [52] Mwafy, A. M., & Elnashai, A. S. *Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings*. Engineering Structures, 01/05/2001, pp. 407–424, Elsevier, Oxford, Inglaterra.
- [53] Carvalho, A. *Avaliação da Segurança Sísmica de Pontes em Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [54] <https://ooda.eu/>. 14/04/2025.
- [55] <https://geg.pt/>. 01/03/2025
- [56] CEN. *Eurocódigo 0: Base para o Projeto Estrutural – EN 1990*. CEN, Bruxelas, 2002.
- [57] Mander, J. B., et al. *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of structural engineering, 01/09/1988, 1804–1826, ASCE, Reston Virgínia, EUA.
- [58] Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. *Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes*. Journal of the Structural Division, pp. 740–757, ASCE, Nova Iorque, EUA.
- [59] Park, Y. J., Ang, A. H.-S., & Wen, Y. K. *Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings*. Journal of Structural Engineering, abril de 1985, pp. 740–757, ASCE, Reston, Virginia, EUA.
- [60] <https://www.csiamerica.com/products/etabs/enhancements/21-21.2.0/>. 23/05/25
- [61] https://help.csiamerica.com/help/sap2000/26/26.0.0/SAP2000/WebHelp/Menus/Assign/Frame/Hinges/Frame_Hinges.htm/. 17/05/25
- [62] Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Wiley, New York, 1996.
- [63] Computers and Structures, Inc. *Frame hinge properties*. In *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS and SAFE*, pp. 115–125, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, 2002.
- [64] <https://www.autodesk.com/products/autocad/overview/>. 14/04/25

ANEXO A

A. MODOS DE VIBRAÇÃO

No anexo A encontram-se expostos os quarenta modos de vibração considerados na análise. Bem como os seus fatores de participação modal.

Quadro A.1 - Modos de vibração da estrutura

Modo	Período, s	Ux (%)	Soma Ux (%)	Uy (%)	Soma Uy (%)	Rz (%)	Soma Rz (%)
1	1,118	0,01	0,01	55,80	55,8	0,05	0,05
2	0,762	50,64	50,65	0,05	55,85	2,21	2,26
3	0,637	3,41	54,06	0,15	56	32,47	34,73
4	0,292	0,004144	54,07	12,64	68,64	0,01	34,74
5	0,196	1,21	55,27	0,10	68,74	5,18	39,92
6	0,163	14,52	69,79	0,001281	68,74	0,47	40,38
7	0,135	0,002218	69,79	4,34	73,08	0,02	40,41
8	0,100	0,13	69,93	0,09	73,18	2,04	42,45
9	0,083	0,001685	69,93	2,09	75,27	0,02	42,47
10	0,072	5,42	75,35	0,00	75,27	0,05	42,52
11	0,064	0,02	75,36	0,08	75,35	1,01	43,53
12	0,059	0,0009114	75,36	1,21	76,56	0,02	43,56
13	0,047	0,22	75,59	0,09	76,65	0,47	44,03
14	0,046	0,004836	75,59	0,83	77,48	0,03	44,06
15	0,044	3,29	78,89	0,00158	77,48	0,11	44,17
16	0,038	0,00005051	78,89	0,74	78,22	0,02	44,19
17	0,037	0,07	78,96	0,06	78,28	0,33	44,52
18	0,033	0,01	78,97	0,81	79,09	0,03	44,55
19	0,032	3,76	82,73	0,001187	79,09	0,04	44,59
20	0,030	0,02	82,75	0,12	79,21	0,22	44,81
21	0,029	0,002298	82,75	1,42	80,63	0,07	44,87
22	0,027	0,02	82,76	6,4	87,04	0,08	44,96
23	0,026	0,2	82,97	0,59	87,63	0,32	45,28
24	0,025	6,57	89,54	1,67	89,29	0,03	45,31
25	0,025	1,16	90,69	9,11	98,41	0,49	45,8
26	0,024	0,0007635	90,69	0,89	99,3	0,03	45,84
27	0,023	0,02	90,71	0,04	99,34	0,26	46,1
28	0,022	0,08	90,8	0,14	99,48	0,003155	46,1
29	0,022	7,37	98,16	0,00	99,48	0,05	46,15
30	0,021	0,0002052	98,16	0,04	99,52	0,00128	46,15
31	0,021	0,06	98,22	0,003799	99,52	0,18	46,33
32	0,021	0,0003327	98,22	0,01	99,53	0,00	46,33
33	0,020	0	98,22	0,01	99,54	0,000264	46,33
34	0,020	1,08	99,3	0,00065	99,54	0,26	46,59
35	0,019	0,08	99,38	0,000341	99,54	0,13	46,73

36	0,018	0,002744	99,38	6,92E-05	99,54	0,32	47,05
37	0,017	0,17	99,55	0,003702	99,54	1,46	48,51
38	0,017	0,02	99,57	0,000439	99,55	0,42	48,93
39	0,016	0,01	99,58	0,03	99,57	11,12	60,05
40	0,016	0,01	99,58	0,1	99,67	38,72	98,77

ANEXO B

B. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS

B.1. PILARES SÍSMICOS PRIMÁRIOS

Nesta secção do Anexo B são expostas as armaduras utilizadas para cada um dos pilares sísmicos primários conforme o piso.

Pilares 1 e 3:

Quadro B.1 - Solução de armaduras adotada para os Pilares 1 e 3

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal	Armadura transversal
14-Cob	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø6//0,10
13-14	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø6//0,10
12-13	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø6//0,10
11-12	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø6//0,10
10-11	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø6//0,10
9-10	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø6//0,10
8-9	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø6//0,10
7-8	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
6-7	0,60	0,60	4Ø25 + 8Ø20	Ø6//0,10
5-6	0,60	0,60	4Ø25 + 8Ø20	Ø6//0,10
4-5	0,65	0,65	4Ø25 + 8Ø20	Ø6//0,10
3-4	0,65	0,65	4Ø25 + 8Ø20	Ø6//0,10
2-3	0,70	0,70	12Ø25	Ø6//0,075
1-2	0,70	0,70	12Ø25	Ø6//0,075
R/C-1	0,75	0,75	12Ø25	Ø8//0,05
Fund-R/C	0,75	0,75	12Ø25	Ø8//0,05

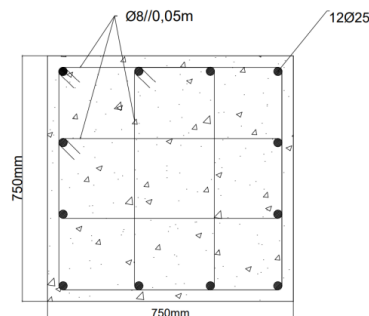


Figura B.1 - Pormenor construtivo da secção transversal do Pilar 1 na ligação entre o piso das fundações e o piso 1, utilizando o software Autodesk AutoCAD [64]

Pilar 2:

Quadro B.2 - Solução de armaduras adotada para o Pilar 2

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal	Armadura transversal
14-Cob	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
13-14	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
12-13	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
11-12	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,075
10-11	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,075
9-10	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,075
8-9	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,075
7-8	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,075
6-7	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,075
5-6	0,60	0,60	12Ø20	Ø8//0,075
4-5	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
3-4	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
2-3	0,65	0,65	4Ø25 + 8Ø20	Ø6//0,10
1-2	0,65	0,65	4Ø25 + 8Ø20	Ø6//0,10
R/C-1	0,70	0,70	12Ø25	Ø8//0,05
Fund-R/C	0,70	0,70	12Ø25	Ø8//0,05

Pilares 4 e 5:

Quadro B.3 - Solução de armaduras adotada para os Pilares 4 e 5

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal	Armadura transversal
14-Cob	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
13-14	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
12-13	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
11-12	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
10-11	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
9-10	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
8-9	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
7-8	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
6-7	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
5-6	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
4-5	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
3-4	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
2-3	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
1-2	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
R/C-1	0,60	0,60	12Ø20	Ø8//0,05
Fund-R/C	0,60	0,60	12Ø20	Ø8//0,05

Pilares 6 e 8:

Quadro B.4 - Solução de armaduras adotada para os Pilares 6 e 8

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal	Armadura transversal
14-Cob	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
13-14	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
12-13	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
11-12	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
10-11	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
9-10	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
8-9	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
7-8	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
6-7	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
5-6	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
4-5	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
3-4	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
2-3	0,65	0,65	12Ø20	Ø6//0,10
1-2	0,65	0,65	4Ø25 + 8Ø20	Ø6//0,075
R/C-1	0,70	0,70	12Ø25	Ø8//0,05
Fund-R/C	0,70	0,70	12Ø25	Ø8//0,05

Pilar 7:

Quadro B.5 - Solução de armaduras adotada para o Pilar 7

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal	Armadura transversal
14-Cob	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
13-14	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
12-13	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
11-12	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
10-11	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
9-10	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
8-9	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
7-8	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
6-7	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
5-6	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
4-5	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
3-4	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
2-3	0,60	0,60	4Ø25 + 8Ø20	Ø6//0,10
1-2	0,60	0,60	4Ø25 + 8Ø20	Ø6//0,10
R/C-1	0,60	0,60	4Ø25 + 8Ø20	Ø8//0,05
Fund-R/C	0,60	0,60	4Ø25 + 8Ø20	Ø8//0,05

Pilares 9 e 10:

Quadro B.6 - Solução de armaduras adotada para os Pilares 9 e 10

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal	Armadura transversal
14-Cob	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
13-14	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
12-13	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
11-12	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
10-11	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
9-10	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
8-9	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø8//0,10
7-8	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø6//0,10
6-7	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø6//0,10
5-6	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø6//0,10
4-5	0,50	0,50	4Ø20 + 8Ø16	Ø6//0,10
3-4	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
2-3	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
1-2	0,60	0,60	12Ø20	Ø6//0,10
R/C-1	0,60	0,60	12Ø20	Ø8//0,05
Fund-R/C	0,60	0,60	4Ø25 + 8Ø20	Ø8//0,05

B.2. VIGAS SÍSMICAS PRIMÁRIAS

Nesta secção serão mostradas as soluções construtivas para as vigas sísmicas primárias. As vigas encontram-se identificadas conforme a nomenclatura presente na Figura B.2.

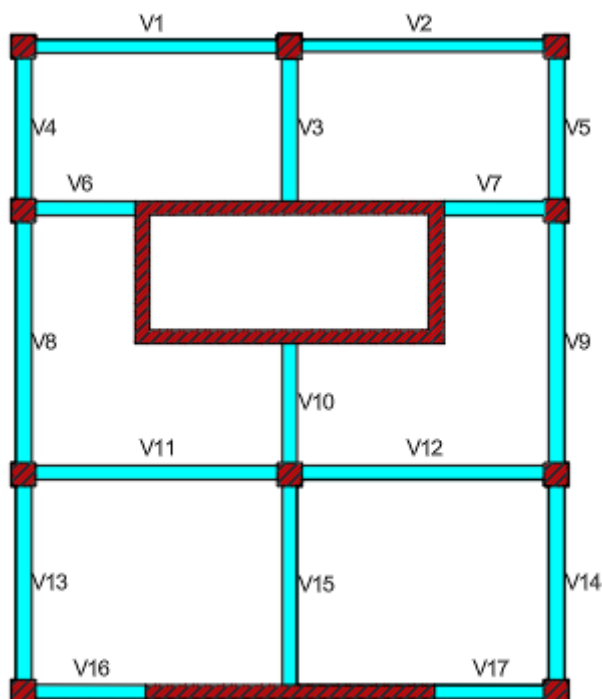


Figura B.2 - Planta-tipo das vigas sísmicas primárias do edifício

Vigas 1 e 2:

Quadro B.7 - Solução construtiva para as Vigas 1 e 2

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal, superior	Armadura longitudinal, inferior	Armadura transversal
Cob	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
14	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
13	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
12	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
11	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
10	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
9	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
8	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
7	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
6	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
5	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
4	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
3	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
2	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
1	0,40	0,70	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
R/C	0,40	0,70	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m

Viga 3:

Quadro B.8 - Solução construtiva para a Viga 3

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal, superior	Armadura longitudinal, inferior	Armadura transversal
Cob	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
14	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
13	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
12	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
11	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
10	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
9	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
8	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
7	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
6	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
5	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
4	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
3	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
2	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
1	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
R/C	0,40	0,70	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m

Vigas 4 e 5:

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal, superior	Armadura longitudinal, inferior	Armadura transversal
Cob	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
14	0,35	0,55	5Ø20	5Ø20	Ø8//0,10m
13	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
12	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
11	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
10	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
9	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
8	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
7	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
6	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
5	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
4	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
3	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
2	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
1	0,35	0,55	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
R/C	0,35	0,70	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø8//0,075m

Vigas 6 e 7:

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal, superior	Armadura longitudinal, inferior	Armadura transversal
Cob	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
14	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
13	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
12	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
11	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
10	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
9	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
8	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
7	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
6	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
5	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
4	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
3	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
2	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
1	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
R/C	0,40	0,70	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m

Vigas 8 e 9:

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal, superior	Armadura longitudinal, inferior	Armadura transversal
Cob	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
14	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
13	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
12	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
11	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
10	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
9	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
8	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
7	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
6	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
5	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
4	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
3	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
2	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
1	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
R/C	0,40	0,70	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m

Viga 10:

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal, superior	Armadura longitudinal, inferior	Armadura transversal
Cob	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
14	0,40	0,60	3Ø20	3Ø16	Ø8//0,075m
13	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
12	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
11	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
10	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
9	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
8	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
7	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
6	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
5	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
4	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
3	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
2	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
1	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
R/C	0,40	0,70	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø8//0,075m

Vigas 11 e 12:

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal, superior	Armadura longitudinal, inferior	Armadura transversal
Cob	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
14	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
13	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
12	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
11	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
10	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
9	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
8	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
7	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
6	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
5	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
4	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
3	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
2	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
1	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
R/C	0,40	0,70	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m

Viga 13 e 14:

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal, superior	Armadura longitudinal, inferior	Armadura transversal
Cob	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
14	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
13	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
12	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
11	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
10	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
9	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
8	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
7	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
6	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
5	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
4	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
3	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
2	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
1	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
R/C	0,40	0,70	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø8//0,075m

Viga 15:

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal, superior	Armadura longitudinal, inferior	Armadura transversal
Cob	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
14	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
13	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
12	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
11	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
10	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
9	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
8	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
7	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
6	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
5	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
4	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
3	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
2	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
1	0,40	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
R/C	0,40	0,70	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m

Vigas 16 e 17:

Piso	b, m	h, m	Armadura longitudinal, superior	Armadura longitudinal, inferior	Armadura transversal
Cob	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	2Ø16+2Ø12	Ø6//0,075m
14	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
13	0,30	0,60	2Ø20+4Ø12	2Ø20+2Ø12	Ø8//0,075m
12	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
11	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
10	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
9	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
8	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
7	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
6	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
5	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
4	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
3	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
2	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
1	0,30	0,60	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m
R/C	0,30	0,70	2Ø20+2Ø12	4Ø16	Ø6//0,075m

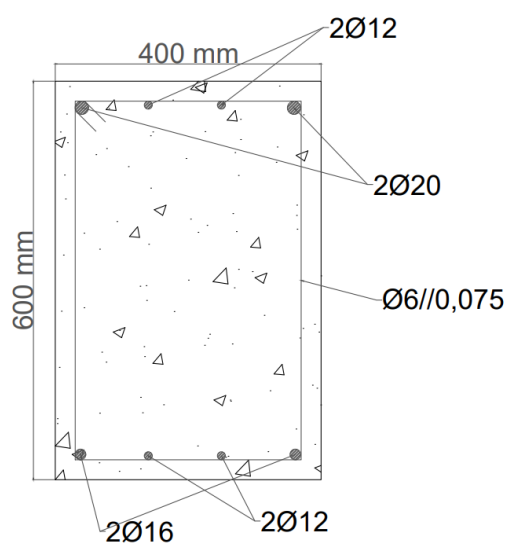


Figura B.3 - Secção Transversal da Viga 1 no piso 14

B.3. PAREDE RESISTENTE

Nesta secção estão evidenciados dois pormenores construtivos das secções transversais da PA.1, sendo o presente na Figura, referente ao dimensionamento para a altura crítica da parede, portanto do piso das fundações até ao Piso 4, sendo a Figura relativa à solução construtiva adotada desde o piso 4 até à cobertura. Dada a dimensão da parede e a sua simetria, optou-se por apenas colocar metade do comprimento em X da secção transversal, perfazendo assim 3,81m.

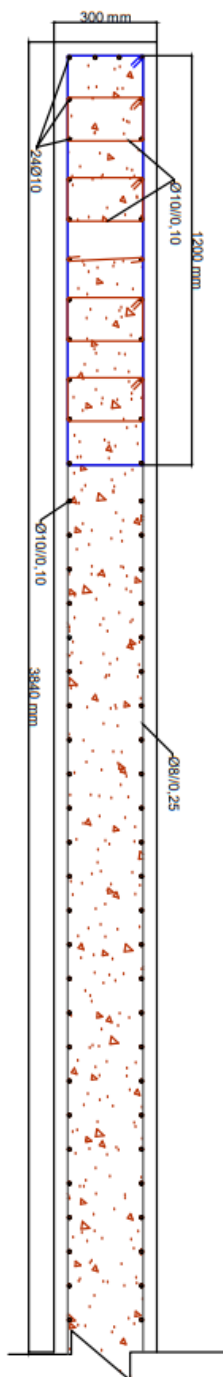


Figura B.4 - Secção Transversal da PA.1 desde o piso das fundações até ao piso 4

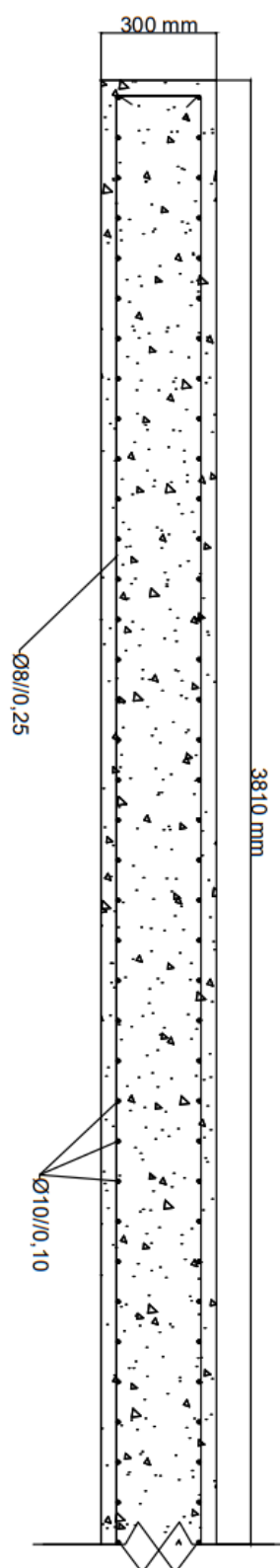


Figura B.5 - Secção Transversal da PA.1 desde o piso 4 até à cobertura

B.4. NÚCLEO CENTRAL

Nesta secção são expostos os pormenores construtivos relativos ao núcleo central resistente, com a Figura referente à altura crítica, das fundações até ao piso 4, e a Figura concernente à solução adotada desde o piso 4 até à cobertura. Dada a dimensão do núcleo e a sua simetria, optou-se por apenas colocar metade do comprimento em X da secção transversal, perfazendo assim 3,81m.

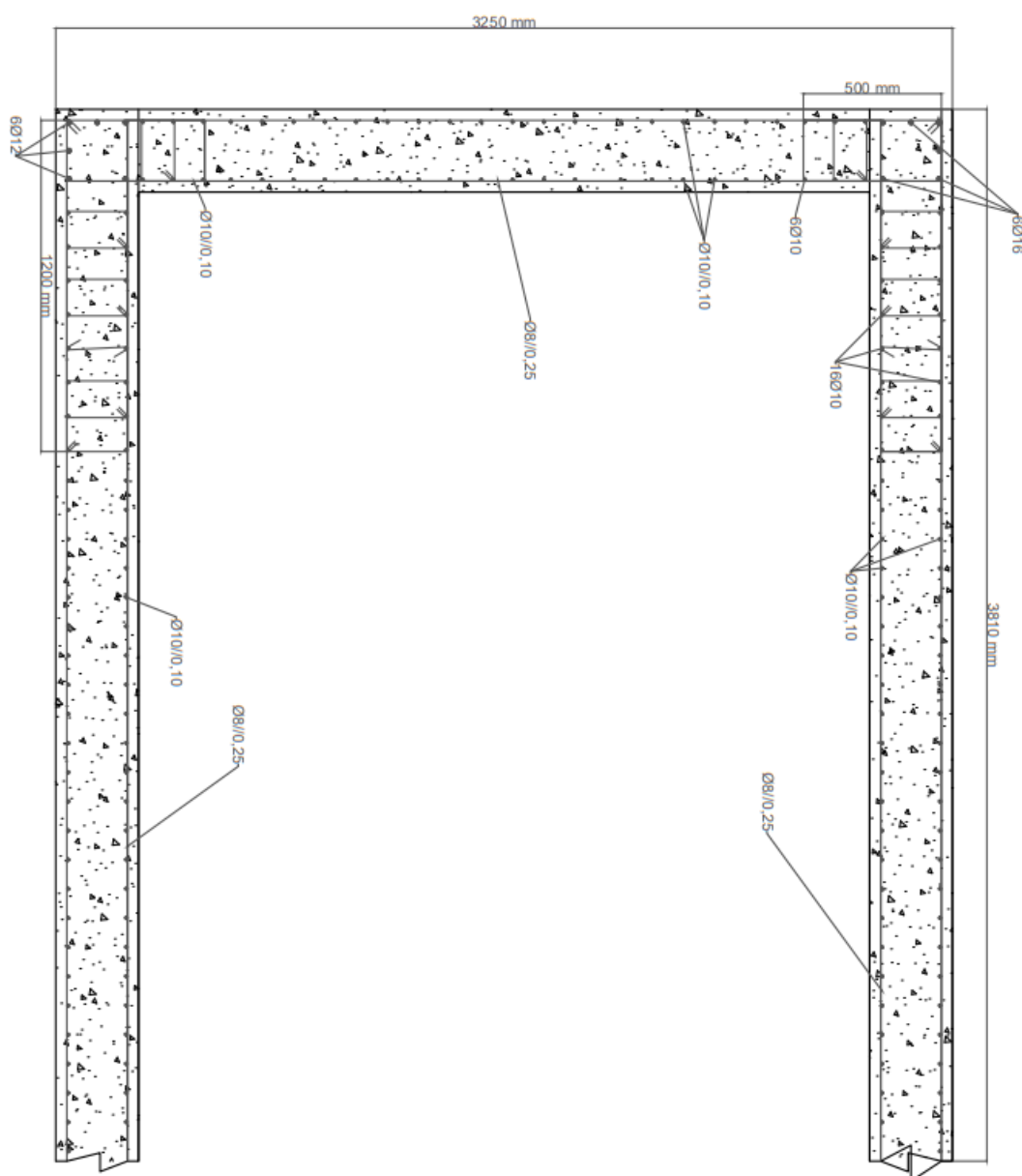


Figura B.6 - Secção Transversal do Núcleo Central desde o piso das fundações até ao Piso 4

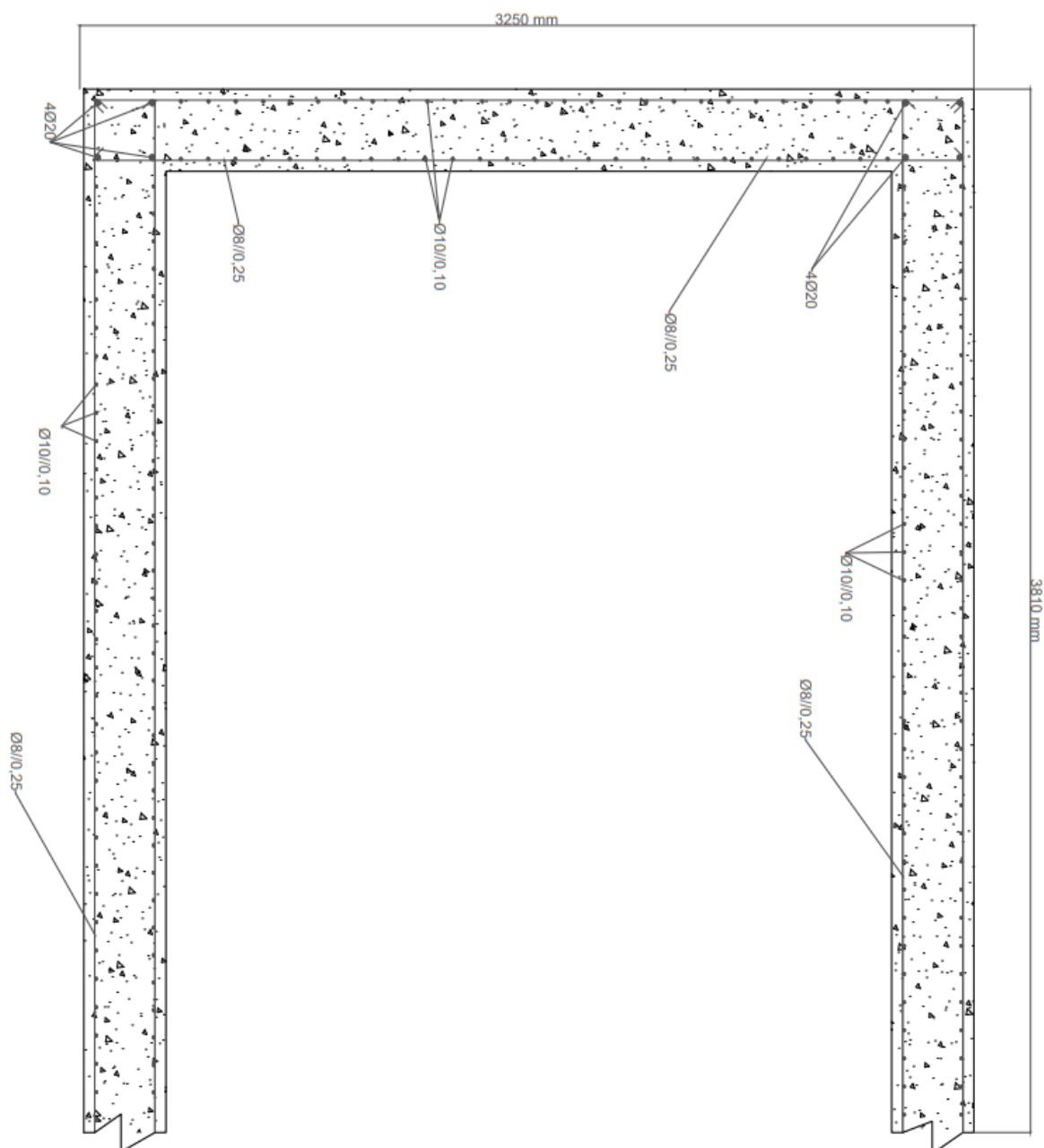


Figura B.7 - Secção Transversal do Núcleo Central do piso 4 até à cobertura

ANEXO C

C. CURVAS DE CAPACIDADE RESISTENTE DO S1GLE

Neste anexo são apresentados os gráficos referentes às curvas de capacidade resistente do S1GLE, obtidas dividindo a curva de capacidade resistente pelo coeficiente de transformação da respetiva direção, e também a relação bilinear elasto-perfeitamente plástica.

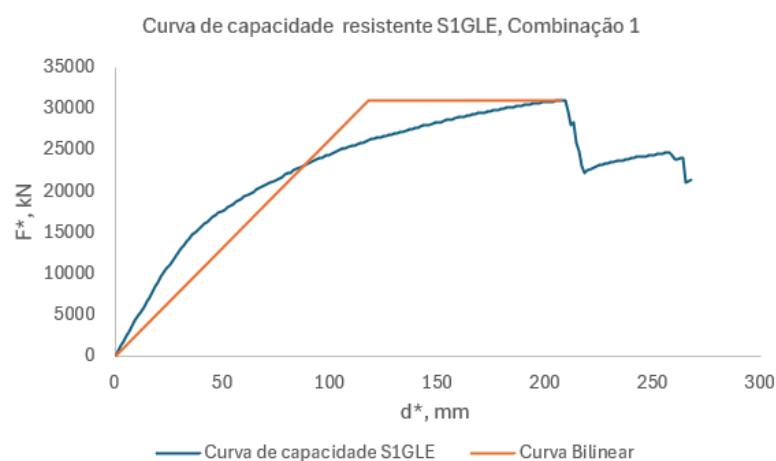


Figura C.1 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 1

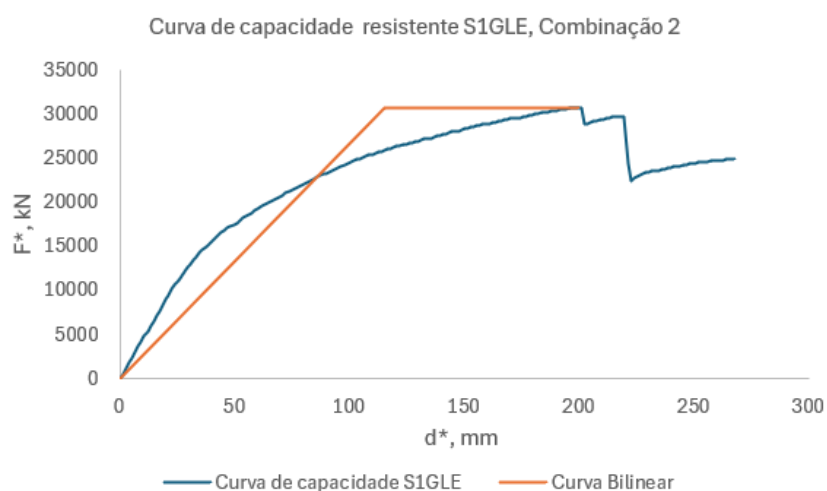


Figura C.2 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 2

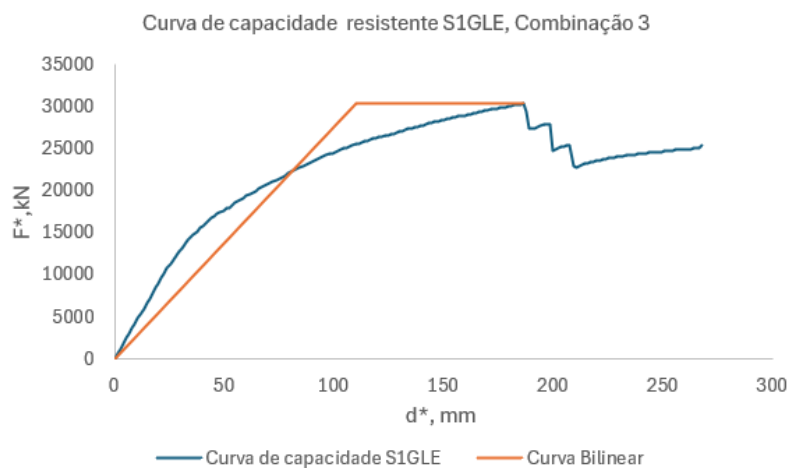


Figura C.3 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 3

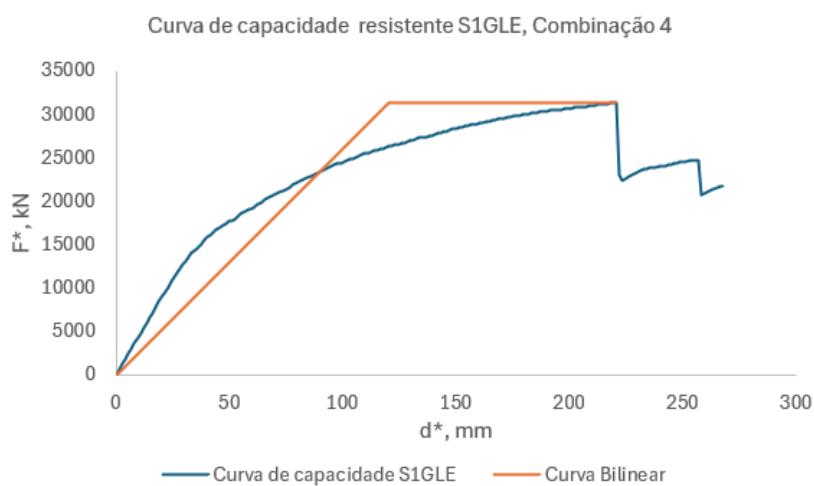


Figura C.4 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 4

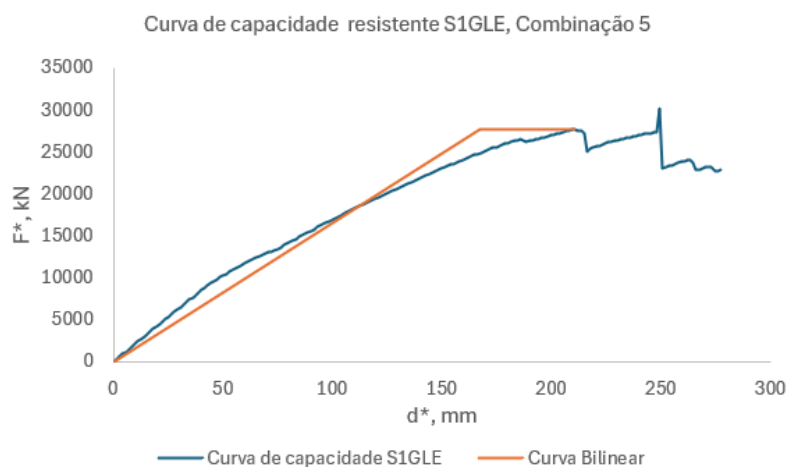


Figura C.5 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 5

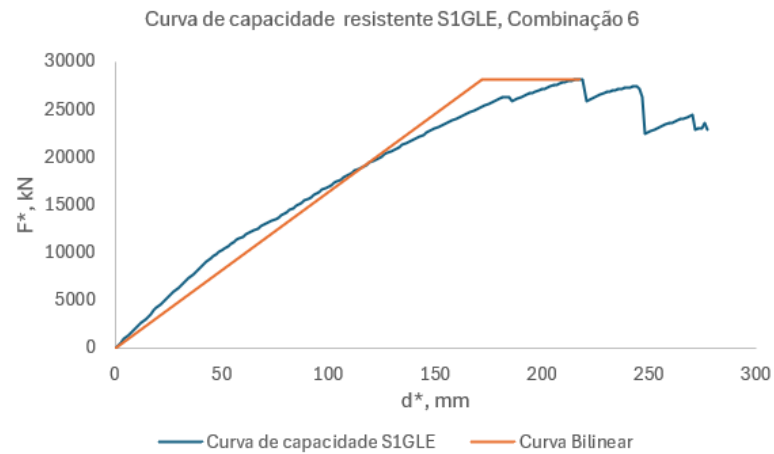


Figura C.6 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 6

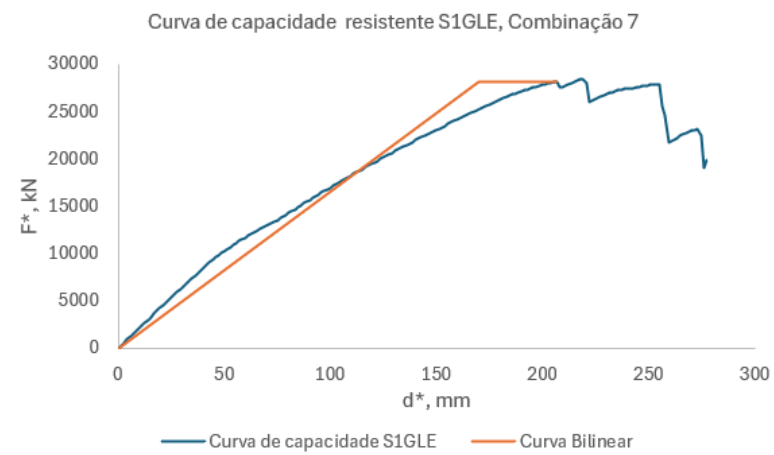


Figura C.7 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 7

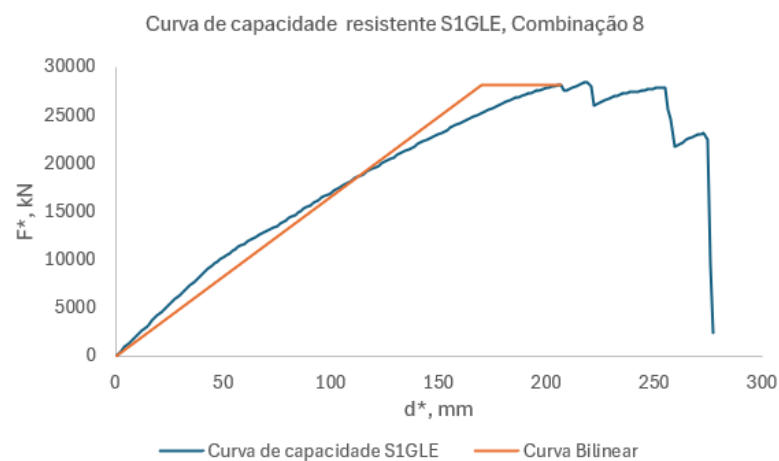


Figura C.8 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 8

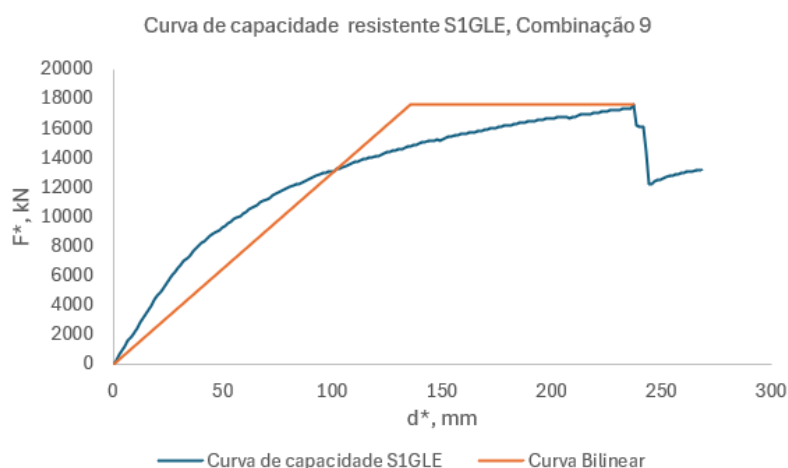


Figura C.9 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 9

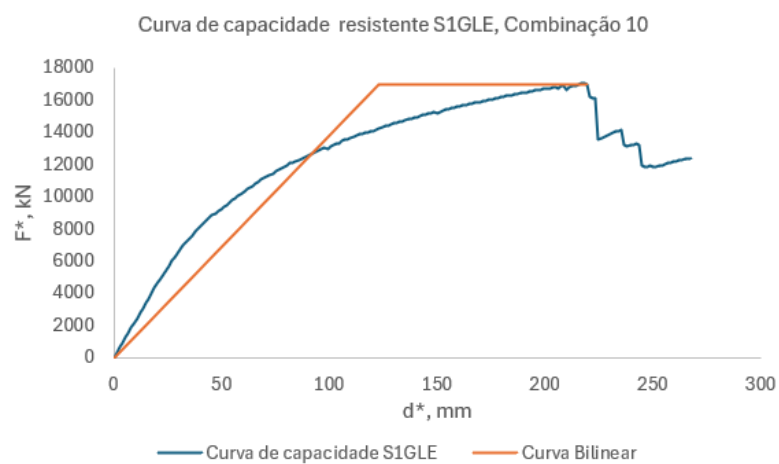


Figura C.10 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 10

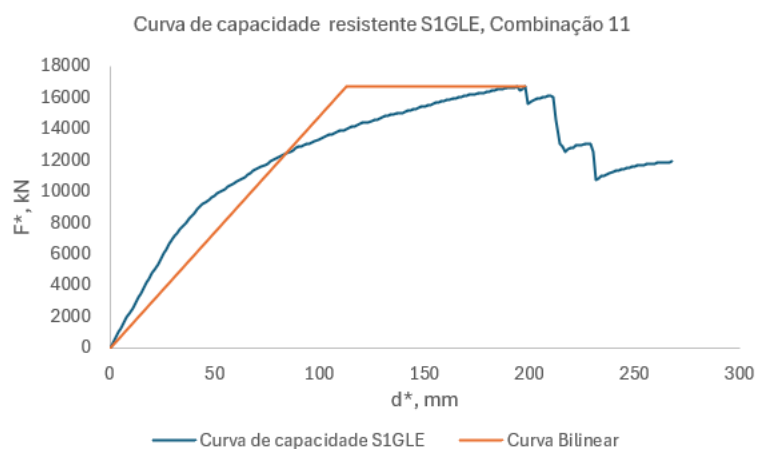


Figura C.11 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 11

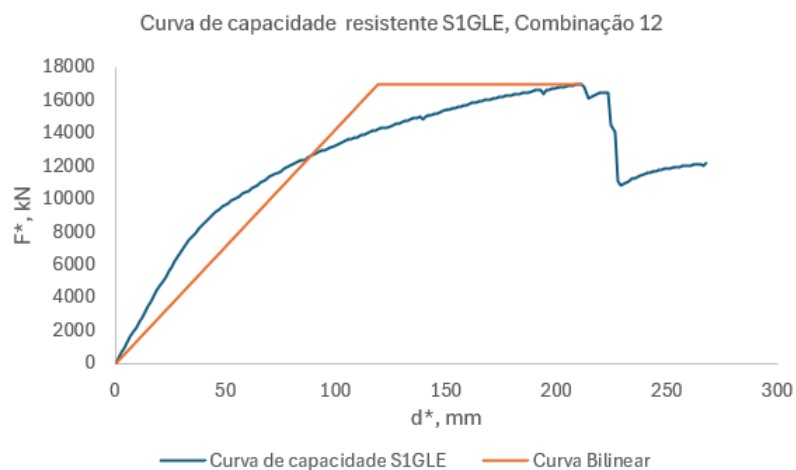


Figura C.12 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 12

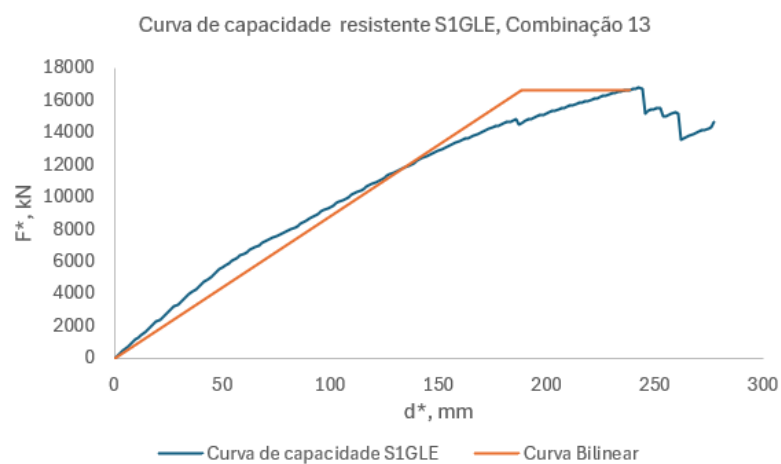


Figura C.13 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 13

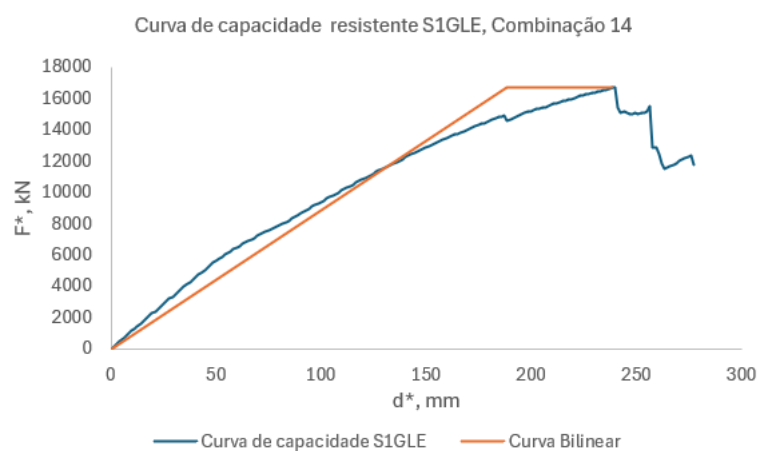


Figura C.14 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 14

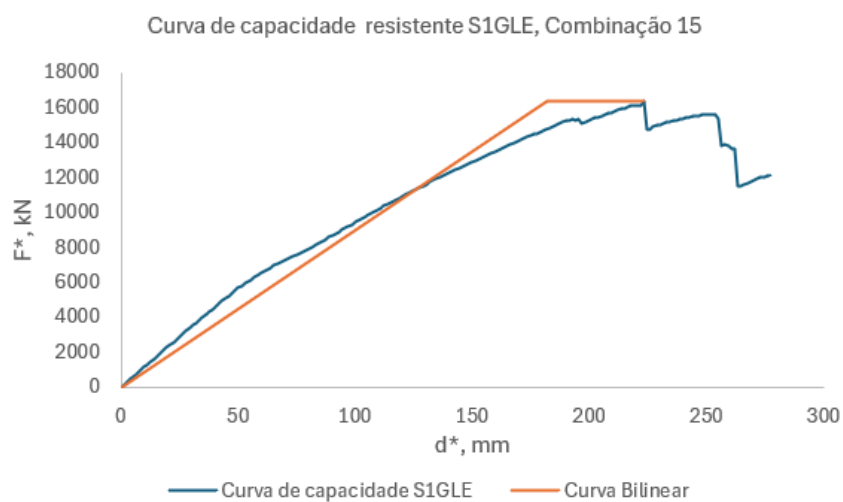


Figura C.15 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 15

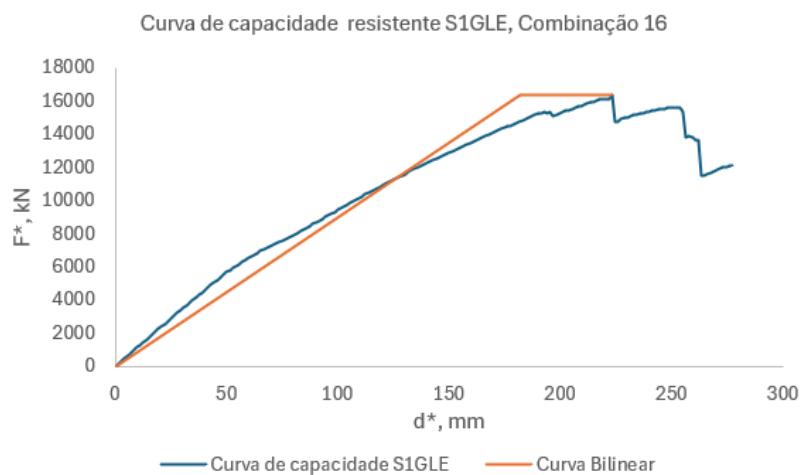


Figura C.16 - Curva de capacidade resistente do S1GLE - Combinação 16