

Ivo André Matos Serra

VERIFICAÇÃO DE UMA ESTRUTURA DIMENSIONADA PELO EC8-1 DE ACORDO COM O EC8-3 RECORRENDO A UMA ANÁLISE LINEAR DINÂMICA POR SOBREPOSIÇÃO MODAL

VERIFICATION OF A STRUCTURE DESIGNED BY EC8-1 ACCORDING TO EC8-3 USING A MULTI-MODAL RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Ricardo Joel Teixeira Costa e pelo Professor Doutor Anísio Alberto Martinho de Andrade

Fevereiro, 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Ivo André Matos Serra

Verificação de uma estrutura dimensionada pelo EC8-1 de acordo com o EC8-3 recorrendo a uma análise linear dinâmica por sobreposição modal

Verification of a structure designed by EC8-1 according to EC8-3 using a multi-modal response spectrum analysis

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil na área de Especialização em Estruturas, orientada pelo Professor Doutor Ricardo Joel Teixeira Costa e pelo Professor Doutor Anísio Alberto Martinho de Andrade

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

Coimbra, 22 de Fevereiro de 2017

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Ricardo Costa e ao Professor Doutor Anísio Andrade pela orientação ao longo deste ano. Em especial ao Professor Ricardo pela disponibilidade sempre demonstrada, pelas recomendações e correções, e pela exigência que me incutiu.

Aos meus colegas de curso, pelo percurso traçado ao longo destes anos, tornando esta experiência académica mais rica e proveitosa.

Ao Ângelo Branco, Bruno Pires e João Sousa por me acompanharem em todas as etapas da vida académica, pelos dias intermináveis de estudo na biblioteca, aos almoços sempre singulares e a todas as noites em que o convívio e companheirismo estiveram sempre presentes. Ao Bruno Pinheiro por seres um amigo sempre presente, literalmente, por toda a confiança que depositas em mim e pelo apoio que sempre me deste. Às Catarina, Agreira e Licas, por serem as duas mulheres que levo deste curso com muito carinho e amizade.

À minha família pelo apoio incondicional, pelo entusiasmo e acompanhamento que sempre demonstraram ao longo desse percurso académico. Ao meu avô, Abílio Neves, por ter sido o Homem que sempre me incentivou a ser a pessoa que sou, por ter sido o meu pilar enquanto estive presente e por ser orgulhar deste meu percurso como aluno e pessoa. Nunca te esquecerei, avô!

Aos meus pais pela perseverança que sempre tiveram, pelo amor e carinho que demonstram, pela ajuda que sempre me ofereceram e por me permitirem explorar toda a vida académica de Coimbra. Ao meu irmão por sempre um grande companheiro e por me fazer querer ser o melhor exemplo a seguir.

E a ti, Inês, por estares sempre presente. Por seres a prova de que o amor, a amizade, a paciência, a motivação e a união podem estar presentes numa só pessoa. Por estares ao meu lado em todos os momentos e pelos conselhos nos meus pequenos/grandes dilemas. Obrigado por tudo!

Muito Obrigado a todos!

RESUMO

A presente dissertação foi elaborada no âmbito da futura transposição para a regulamentação nacional da Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3) – vocacionado para a reabilitação sísmica de estruturas existentes – e visa avaliar o nível de concordância que é expectável obter da aplicação das disposições do EC8-3 e da Parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8-1) – vocacionado para o dimensionamento sísmico de estruturas novas.

Por forma a enquadrar o tema, este trabalho aborda em pormenor a caracterização da ação sísmica para efeitos de dimensionamento e reabilitação bem como alguns aspetos importantes na construção antissísmica. Além disso, dado que, para a verificação de segurança, o EC8-3, contrariamente ao que acontece no EC8-1, apresenta uma abordagem por deslocamentos – que é significativamente diferente da abordagem por forças – este trabalho apresenta uma exposição exhaustiva das disposições regulamentares que suportam a abordagem do EC8-3.

Foi adotado como caso de estudo um edifício porticado de quatro pisos e dois vãos dimensionados de acordo com o EC8-1 (Negro et al., 1994) e testado em *Ispra*. A estrutura foi analisada adotando uma análise dinâmica linear por sobreposição modal, de acordo com o EC8-3, tendo a sua modelação seguindo as recomendações apresentadas por Fardis (2009) e fazendo uso do programa de cálculo estrutural, *SAP 2000*.

Como principal conclusão pode afirmar-se que a segurança do edifício dimensionado pelo EC8-1 foi confirmada pelas disposições do EC8-3 e que as disposições do EC8-1 conduzem a resultados conservadores quando confrontadas com as disposições do EC8-3.

Palavras-chave: EC8-3; avaliação sísmica; reabilitação sísmica; análise linear dinâmica por sobreposição modal; dimensionamento pela capacidade resistente

ABSTRACT

This dissertation was developed having in view future transposition into the national regulations of Part 3 of Eurocode 8 (EC8-3) - aimed at the seismic rehabilitation of existing structures. The purpose of the dissertation isto assed the level of agreement expected to be obtained from the application of the provisions of EC8-3 and Part 1 of Eurocode 8 (EC8-1).

This work deals in detail with the characterization of the seismic action for the purposes of design and rehabilitation as well as some important aspects in the earthquake resistant construction. In addition, since EC8-3, contrary to EC8-1, has a displacement approach, which is significantly different from the force approach, this work presents an exhaustive presentation of the regulatory provisions from EC8-3.

The case study is a framed four-story building designed according to EC8-1 (Negro et al., 1994) and tested in Ispra. The structure was assessed a linear response spectrum analysis according to EC8-3. The modelling followed the recommendations by Fardis (2009) and the structural analysis, software SAP 2000 was used.

The main conclusion achieved is that the safety of the building designed according to EC8-1 was confirmed by the provisions from EC8-3 and that the provisions from EC8-1 lead to conservative results when confronted with the provisions from EC8-3.

Keywords: EC8-3; seismic design; seismic retrofitting; multi-modal response spectrum analysis; capacity design

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	ii
RESUMO	iii
ABSTRACT.....	iv
ÍNDICE	v
SIMBOLOGIA.....	vii
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento do tema.....	1
1.2 Objetivos da dissertação.....	1
1.3 Organização do documento.....	2
2 Estado da Arte	3
2.1 Introdução	3
2.2 Caracterização da ação sísmica	3
2.3 Comportamento sísmico de um edifício.....	4
2.4 Avaliação sísmica de um edifício pelo EC8-1	5
2.4.1 Critérios de conformidade e desempenho de uma estrutura.....	5
2.4.2 Características dos edifícios resistentes ao sismo	6
2.4.5 Métodos de análise estrutural	9
2.4.6 Elementos sísmicos primários e secundários	10
2.5 Avaliação sísmica de um edifício existente aplicando o EC8-3.....	11
2.5.1 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade.....	11
2.5.2 Informação para a avaliação estrutural de um edifício existente.....	13
2.5.3 Métodos para análise sísmica	16
2.6 Dimensionamento por capacidade resistente (capacity design)	17
2.7 Princípios de modelação de edifícios em análise linear	18
3 Modelação Estrutural	19
3.1 Introdução	19
3.2 Modelação dos elementos	19
3.2.1 Características geométricas dos elementos	19
3.2.2 Características mecânicas dos materiais.....	21
3.3 Comportamento de estruturas de betão	22

3.3.1	Rigidez elástica efetiva.....	22
3.3.2	Confinamento do betão	25
3.3.3	Momento último das secções transversais.....	26
3.3.3.1	Curvatura última da secção pela rotura da armadura de tração.....	27
3.3.3.2	Curvatura última após o destacamento de betão do recobrimento	30
3.3.3.3	Cálculo do momento resistente da secção confinada, M_{RO} , após o destacamento do recobrimento	33
3.4	Cargas verticais e massas	34
3.5	Modelação da ação sísmica.....	35
3.6	Combinação de ações.....	36
3.7	Procedimento de análise.....	36
3.8	Análise dinâmica da estrutura	38
4	Análise de resultados.....	39
4.1	Verificação de segurança dos elementos estruturais existentes	39
4.1.1	Determinação das exigências dos mecanismos dúcteis.....	40
4.1.2	Determinação das exigências dos mecanismos frágeis	41
4.1.3	Determinação das capacidades dos mecanismos dúcteis	45
4.1.4	Determinação das capacidades dos mecanismos frágeis.....	46
4.2	Análise dos resultados do caso de referência	49
4.2.1	Verificação do Estado Limite de Colapso Eminente (NC)	50
4.2.2	Verificação do Estado Limite de Danos Severos (SD)	52
4.3	Análise dos resultados para diferentes níveis da ação sísmica.....	53
4.3.1	Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente (NC) para diferentes níveis da ação sísmica	53
4.3.2	Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Severos (SD) para diferentes níveis da ação sísmica	54
5.	Conclusões	59
	Referências Bibliográficas	60
	ANEXOS.....	A-1

SIMBOLOGIA

Letras latinas maiúsculas

A_c	área de betão da secção transversal de um elemento
A_{Ed}	valor de cálculo da ação sísmica ($=\gamma_I \cdot A_{Ek}$)
A_s	área da armadura longitudinal numa determinada secção
A_{sw}	área da secção transversal das cintas numa determinada secção
A_{swx}	área da secção transversal das cintas numa determinada secção, segundo a direção x
A_{swy}	área da secção transversal das cintas numa determinada secção, segundo a direção y
A_{sx}	área da secção transversal da armadura paralela à direção x
CF	fator de confiança
E_c	módulo de elasticidade do betão
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão
E_d	valor de cálculo dos esforços
E_E	resposta máxima da análise por sobreposição modal
E_s	módulo de elasticidade do aço
EI_{eff}	rigidez de flexão efetiva de uma secção de betão armado
FRP	polímero reforçado com fibras
$G_{k,j}$	valor característico da ação permanente j
L	comprimento livre entre extremidades do elemento
L_V	vão de esforço transverso
$M_{b,i}^{+(-)}$	momento fletor na extremidade da viga i
$M_{Eb,i}^{+(-)}$	momento de sagging (+) e hogging (-) na extremidade i da viga decorrente da análise linear
$M_{Rb,i}^{+(-)}$	momento resistente de sagging (+) e hogging (-) na extremidade i da viga calculado a partir das propriedades mecânicas médias dos materiais
$M_{Rbd,i}^{+(-)}$	momento resistente de sagging (+) e hogging (-) na extremidade i da viga calculado a partir das propriedades mecânicas médias dos materiais multiplicadas pelo CF correspondente
$(\sum M_{Rb})_i$	soma do momento resistente na extremidade das vigas junto à ligação viga-pilar na extremidade i do pilar
$(\sum M_{Rc})_i$	soma do momento fletores resistente na extremidade dos pilares junto à ligação viga-pilar na extremidade i do pilar
$M_{c,i}^{+(-)}$	momento fletor na extremidade do pilar i

$M_{Ec,i}$	momento fletor na extremidade i do pilar decorrente da análise linear
$M_{Rb,i}$	momento fletor resistente na extremidade i do pilar calculado a partir das propriedades mecânicas médias dos materiais
$M_{Rbd,i}$	momento fletor resistente na extremidade i do pilar calculado a partir das propriedades mecânicas médias dos materiais multiplicadas pelo CF correspondente
$\sum M_{Eb}$	somatório dos momentos fletores nas extremidades das vigas adjacentes ao nó viga-pilar determinados numa análise elástica linear
$\sum M_{Rb}$	somatório dos momentos fletores resistentes nas extremidades das vigas adjacentes ao nó viga-pilar
M_{Rc}	momento resistente da secção transversal
M_y	momento de cedência da secção transversal
N	esforço axial (positivo em compressão, igual a zero em tração)
P	valor representativo de uma ação de pré-esforço
$Q_{k,i}$	valor característico da ação variável acompanhante i
S	coeficiente do solo
$S_e(T)$	espectro de resposta elástica;
T	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_B	limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
$V_{G+\psi_2 Q}$	esforço transversal resultante atuante, considerando as cargas de vão
V_w	contribuição das armaduras transversais para a resistência ao esforço transversal
$V_{R,c}$	esforço transversal cíclico

Letras latinas minúsculas

a	coeficiente de eficácia do confinamento
a_g	valor de cálculo da aceleração máxima à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I a_{Gr}$)
b	largura da secção transversal
b_c	largura da secção transversal confinada
b_{eff}	largura efetiva do banzo da secção transversal
b_i	espaçamento entre eixos dos varões longitudinais travados lateralmente pelo canto de um estribo ou por gancho ao longo do perímetro da secção transversal
b_j	dimensão efetiva do nó viga-pilar na direção perpendicular ao plano de flexão
b_w	largura da secção efetiva da secção
b_0 e h_0	dimensão do núcleo confinado pelo eixo das armaduras de cintagem

b_{ox}	largura do núcleo de betão confinado, medido ao eixo das cintas, segundo o eixo x
b_{oy}	largura do núcleo de betão confinado, medido ao eixo das cintas, segundo o eixo y
b_w	largura da secção na zona tracionada
d	altura útil da secção transversal
d_b	diâmetro (médio) das armaduras tracionadas
d_c	altura útil da secção transversal confinada
d_{c1}	altura entre o centro geométrico dos varões de compressão e as fibras mais comprimidas da secção transversal confinada
d_1	altura entre o centro geométrico dos varões de compressão e as fibras mais comprimidas da secção transversal
d_2	deslocamento no sentido ortogonal ao elemento do nó 2
d_3	deslocamento no sentido ortogonal ao elemento do nó correspondente ao meio vão do esforço transverso
e_{ox}	distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x, perpendicular à direção de cálculo considerada;
f_c	valor da tensão de rotura do betão à compressão (MPa)
f_{cc}	valor da tensão de rotura do betão confinado à compressão
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cm,cub}$	valor da tensão de rotura do betão à compressão usando provetes cúbicos
f_{ct}	valor da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_y	valor da tensão de cedência do aço das armaduras de betão armado
f_{yw}	valor da tensão de cedência do aço das cintas de betão armado(MPa)
f_{yv}	valor da tensão de cedência do aço das armaduras longitudinais da alma
f_{rv}	valor da tensão de rotura do aço das armaduras longitudinais da alma
f_t	valor da tensão de rotura do aço das armaduras longitudinais
f_{t1}	valor da tensão de rotura do aço das armaduras longitudinais de tração
f_{y1}	valor tensão de cedência do aço das armaduras longitudinais de tração
g	valor da aceleração gravítica ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$)
h_p	altura dos pisos
h	altura da secção transversal
h_{cl}	altura livre da viga
h_{jb}	distância horizontal entre as camadas exteriores de armadura longitudinal das vigas na direção do esforço transverso considerado
h_{jc}	distância horizontal entre as camadas exteriores de armadura longitudinal dos pilares na direção do esforço transverso considerado
l_{cl}	vão livre da viga

l_s	raio de giração da massa do piso em planta.
p	pressão lateral numa secção de betão armado
r_x	raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y (“raio de torção”);
r_2	rotação do eixo do elemento no nó 2
s	espaçamento longitudinal entre estribos (armadura transversal)
t	espessura do banzo
x	altura da zona comprimida
z	braço do binário das forças interiores
z_b	braço mecânico interno da viga

Letras gregas minúsculas

α_V	translação do diagrama de momentos fletores
α	coeficiente de eficiência do confinamento
α_n	quociente entre a área efetivamente confinada e a área no interior das cintas no plano horizontal que contêm as cintas
α_s	quociente entre a área da secção efetivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas, considerando apenas o efeito do arco no plano vertical
α_w	inclinação das armaduras transversais
β	inclinação das escoras de betão
γ_{el}	fator, superior a 1.0 para elementos sísmicos primários e igual a 1.0 para elementos sísmicos secundários
δ_I	relação entre a altura útil da secção e a altura entre o centro geométrico dos varões de compressão e as fibras mais comprimidas
ϵ_y	igual a f_y/E_s
ϵ_{c0}	extensão do betão à compressão
ϵ_{cc0}	extensão do betão confinado à compressão
ϵ_{cu}	extensão última do betão à compressão
ϵ_{ccu}	extensão última do betão à compressão de uma secção confinada
ϵ_{su}	extensão última do aço das armaduras
ϵ_{su1}	extensão última do aço das armaduras de tração
ϵ_{sh}	extensão última do aço
ϵ_{shv}	extensão última do aço das armaduras da alma
ϵ_{y1}	extensão de cedência das armaduras de tração
ϵ_{y2}	extensão de cedência das armaduras de compressão
ϵ_{yv}	extensão de cedência das armaduras da alma

η	coeficiente de correção de amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso
θ_D	rotação da corda exigida
θ_{um}	capacidade total de rotação da corda
$\theta_{u,m-\sigma}$	valor médio da capacidade total de rotação da corda subtraída do desvio padrão
$\theta_{u,m}$	capacidade total de rotação da corda
θ_y	rotação da corda do elemento na cedência
v	esforço axial resistente adimensional da secção transversal
ξ_y	altura do eixo neutro da secção efetiva
ξ_{cu}	altura do eixo neutro quando o betão de recobrimento se destaca
ξ_{su}	altura do eixo neutro quando a armadura de tração colapsa
ρ_{sx}	taxa de armaduras transversais paralelas à direção x do carregamento
ρ_d	taxa de armaduras diagonais (caso existam), em qualquer direção diagonal
ρ_{total}	taxa total das armaduras longitudinais
ρ_w	taxa de armaduras transversais
ρ_1	taxa de armadura de compressão da secção
ρ_2	taxa de armadura de tração da secção
ρ_v	taxa de armadura da alma da secção
ρ_w	taxa de armadura transversal da secção
ϕ_y	curvatura de cedência
$\psi_{2,i}$	coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma ação variável
$\psi_{E,i}$	coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma ação variável i , a utilizar no cálculo dos esforços sísmicos de cálculo
$\omega; \omega'$	taxa mecânica das armaduras longitudinais tracionadas (incluído as armaduras de alma) e comprimidas, respetivamente
ω_1	taxa mecânica das armaduras longitudinais de tração
ω_2	taxa mecânica das armaduras longitudinais de compressão
ω_v	taxa mecânica das armaduras longitudinais da alma
σ_{cp}	tensão de compressão no betão devido a um esforço normal
ϕ_y	curvatura na cedência na secção de extremidade
ϕ_{cu}	curvatura última na secção quando o betão de recobrimento se destaca
ϕ_{su}	curvatura última na secção quando a armadura de tração colapsa

1 Introdução

1.1 Enquadramento do tema

Ao longo da história das sociedades, os sismos têm mostrado que os seus efeitos podem ser catastróficos, tanto ao nível de perdas humanas como materiais. Estas perdas são frequentemente causadas por colapsos das estruturas construídas pelo homem o que torna a consideração da ação sísmica fundamental tanto para efeito de dimensionamento como de reabilitação de estruturas existentes.

Portugal apresenta uma atividade sísmica que não pode ser desprezável e por isso a ação sísmica não deve deixar de ser tida em consideração no dimensionamento e reabilitação de construções. A regulamentação nacional desde muito cedo que incorpora a ação sísmica como uma ação a ser considerada: desde o regulamento de segurança das construções contra sismos (RSCCS), passando pelo regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado (REBAP) até ao Eurocódigo 8 (EC8), sempre existiu/existe normas de cálculo de estruturas. Ainda assim, a consideração da ação sísmica nos moldes atuais apenas teve lugar no REBAP, o que conduz a que uma parte significativa do parque construído em Portugal apresente um deficiente comportamento sísmico.

Para avaliar a vulnerabilidade sísmica de estruturas existentes, recentemente foi aprovada a nível europeu a Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3) (CEN, 2005) que visa fornecer ferramentas para a avaliação e eventual reabilitação de edifícios tendo em consideração a ação sísmica.

1.2 Objetivos da dissertação

A presente dissertação tem três objetivos distintos:

- avaliar se uma estrutura típica que cumpre os requisitos da Parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8-1) (IPQ, 2010) também se encontra em segurança de acordo com os requisitos do EC8-3;
- estando a estrutura dimensionada de acordo com o EC8-1 em segurança de acordo com a EC8-3, como é espetável, pretende-se avaliar o quociente entre o nível da ação sísmica suportada (de acordo com o EC8-3) e o nível da ação sísmica para o qual foi dimensionada (de acordo com o EC8-1);
- tendo em consideração a diferença de procedimentos que o EC8-3 incorpora relativamente ao EC8-1 (ou mesmo RSA e REBAP), pretende-se desenvolver ferramentas em Excel e/ou VBA que facilitem a modelação e a avaliação de uma estrutura de acordo com o EC8-3 com

base nos resultados de um programa de análise de estruturas comercial. O estudo será levado a cabo por intermédio de uma análise dinâmica linear por sobreposição modal tridimensional recorrendo a um programa de análise de estruturas comercial.

1.3 Organização do documento

O capítulo 1 apresenta um breve enquadramento do tema escolhido, dos objetivos e da organização da dissertação.

O capítulo 2 apresenta sumariamente fundamentação da Parte 1 e da Parte 3 do EC8 que estão na base das verificações de segurança prescritas.

O capítulo 3 apresenta as características geométricas e mecânicas do edifício em estudo, as ações consideradas, os modelos de comportamento adotados e a análise levada a cabo.

O capítulo 4 está dividido em três secções. Uma primeira parte onde se apresentam em pormenor as verificações levadas a cabo para a verificação de segurança dos diversos elementos/mecanismos. Posteriormente, são expostos esquematicamente os resultados obtidos para as ações consideradas no dimensionamento. Por fim, apresenta-se resumidamente as verificações de segurança para diversos níveis de ação sísmica.

O capítulo 5 apresenta as conclusões do estudo elaborado ao longo da dissertação.

2 Estado da Arte

2.1 Introdução

No presente capítulo serão abordados alguns temas relativos à análise e dimensionamento sísmico de acordo com a normalização atual, tanto aplicáveis a edifícios novos como à reabilitação de edifícios existentes. Neste sentido, o estado da arte divide-se em seis capítulos, apresentando-se a caracterização da ação sísmica, o comportamento sísmico da estrutura, a avaliação de edifícios segundo as normas EC8-1 e EC8-3, princípios de modelação de edifícios em análise linear e o dimensionamento por capacidade resistente.

2.2 Caracterização da ação sísmica

A ação sísmica consiste em movimentos induzidos na fundação das estruturas como resultado da oscilação do terreno provocado pelo contato de placas tectónicas subadjacentes.

Os sismos ocorrem em zonas preferenciais da Terra, sendo que as zonas com maior incidência estão situadas na bordadura do oceano pacífico e na faixa que se estende a leste do arquipélago dos Açores até ao anel do Pacífico (passando pelo mar mediterrâneo e pelo médio oriente) (Carvalho, 1985).

Apesar de existir uma imprevisibilidade na ação sísmica que é expectável que um edifício venha a estar sujeito no decorrer da sua vida útil, tendo em atenção o potencial destrutivo desta ação, ela não pode deixar de ser considerada para efeito de análise e dimensionamento das estruturas.

Assim, tal como para todas as ações consideradas na análise e dimensionamento de estruturas, a ação sísmica considerada nos modelos de cálculo é definida de forma probabilística. Esta ação é definida tendo por base uma probabilidade de ocorrência de um sismo, por isso, avaliação tem por base a sismicidade histórica (datas, locais e graus de destruição de sismos anteriores), sismicidade instrumental (caracterização quantitativa da localização e da magnitude do sismo) e evidências geológicas (conhecimento da localização, dimensões e grau de atividade das falhas tectónicas) (Azevedo, 2008).

Normalmente a ação sísmica adotada para efeito de dimensionamento estrutural é apresentada na forma de espectros de resposta. Estes espectros representam o valor de pico de um determinado parâmetro de resposta de um sistema de um grau de liberdade (aceleração absoluta,

velocidade relativa, deslocamento relativo) em função do período de vibração fundamental (Appleton, 2013).

No âmbito da regulamentação, a ação sísmica a adotar para a análise de estruturas está presente nos Eurocódigos, nomeadamente no EC8-1. Este indica a informação para a representação espectral da ação sísmica, posteriormente retratado no texto.

2.3 Comportamento sísmico de um edifício

Uma vez quantificada a ação sísmica é pertinente abordar o comportamento do edifício. O comportamento de uma estrutura perante a ação sísmica depende das suas características mecânicas, nomeadamente, a rigidez, resistência e a ductilidade.

A rigidez da estrutura deve ser garantida de forma uniforme, visto que só assim será possível evitar a acumulação de deformações em secções. Além disso, ao se assegurar um nível elevado de rigidez para resistir às forças horizontais, induzidas pela aceleração gerada pelo sismo, garante-se que em sismos de pequena intensidade os elementos estruturais permanecem em regime elástico com pequenas deformações (evitando danos e custos de reparação avultados nos elementos não estruturais) e que em sismos de grande intensidade provocam deslocamentos laterais relativamente pequenos, garantido a estabilidade da estrutura. Note-se, no entanto, que sendo a aceleração diretamente proporcional à rigidez da estrutura para um comportamento elástico, quanto maior a rigidez, maiores os esforços que se irão instalar na estrutura.

No que toca à resistência (e ductilidade), tal como a rigidez, deve ser suficientemente uniforme e com um nível apropriado para que a estrutura possa suportar o efeito do sismo sem que os elementos estruturais colapsem.

A ductilidade é também a característica da estrutura que garante a dissipação da energia transmitida à estrutura pelo sismo. Caso os elementos estruturais apresentem ductilidade suficiente, esta energia pode ser dissipada através de mecanismos inelásticos sem que se formem mecanismos de colapso. Assim, o comportamento dos elementos deve ser condicionado por mecanismos de rotura dúcteis (e.g. flexão), pelo que se devem proteger os mecanismos de rotura frágeis (e.g. esforço transversal) (Costa e Providência, 2016).

Note-se ainda que, a ação sísmica a considerar sobre a estrutura, além de depender da respetiva rigidez (como já foi referido) – que vai definir as frequências próprias de vibração da estrutura – também depende da massa do edifício.

2.4 Avaliação sísmica de um edifício pelo EC8-1

2.4.1 Critérios de conformidade e desempenho de uma estrutura

O EC8-1 indica a necessidade de garantir três objetivos num projeto de resistência sísmica de um edifício: as vidas humanas têm de ser protegidas, os danos devem ser limitados e as estruturas importantes (integradas na rede da proteção civil) devem manter-se operacionais (Appleton, 2013).

Para garantir os objetivos indicados anteriormente, a mesma norma indica os requisitos fundamentais que a estrutura deve conseguir satisfazer para a situação de segurança do edifício: requisito de não ocorrência de colapso e o requisito de limitação de danos. O primeiro requisito aponta para a necessidade de um edifício resistir a uma ação sísmica superior à de cálculo, sem que este entre em colapso, global ou parcial. Nesta situação, as vidas humanas estão protegidas do colapso e as estruturas têm capacidade, mínima, para resistir e suportar as cargas gravíticas após o sismo, não estando implícita a possível reparação da mesma. O segundo requisito, limitação de danos, representa a exigência em que os danos provocados por sismos de intensidade reduzida não induzam danos significativos na estrutura. As principais razões para a existência da limitação de danos prendem-se na minimização de custos e na rápida reparação provenientes de sismos mais frequentes (Lopes e Carvalho, 2008).

Os requisitos de desempenho, ou seja, o cumprimento de um requisito fundamental para um dado nível de ação sísmica, são estabelecidos para sismos com diferentes probabilidades de ocorrência.

O nível da ação sísmica a considerar no cumprimento dos requisitos de desempenho também depende da classe de importância do edifício, sendo que o EC8-1 define 4 classes de importância. Estas classes são representadas por um coeficiente γ_I que multiplica a ação sísmica de referência (ação sísmica para a classe de importância 2). O Quadro 2.1 apresenta as classes de importância no EC8-1.

Associados aos requisitos fundamentais apresentados, o EC8-1 considera dois estados limites: estado limite último e estado de limitação de danos.

Quadro 2.1 – Classes de Importância de Edifícios (Costa e Providência, 2016).

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

2.4.2 Características dos edifícios resistentes ao sismo

Contrariamente ao que acontece para estruturas destinadas a resistir exclusivamente a ações gravíticas, a fase de conceção é fundamental para chegar a uma solução estrutural que apresente um bom comportamento sísmico. O EC8-1 apresenta os requisitos que as estruturas devem cumprir para garantir um bom desempenho sísmico.

2.4.2.1 Simplicidade, uniformidade e redundância da estrutura

A simplicidade e a uniformidade da estrutura são fundamentais para que os modelos estruturais reproduzem corretamente o comportamento da estrutura e para garantir uma distribuição uniforme das exigências que o sismo impõe aos elementos estruturais. Em termos de simplicidade estrutural deve ser dada importância particular a dois aspetos: (i) trajetórias claras, curtas e diretas de esforços e (ii) evitar mecanismos indiretos de transmissão de forças. A uniformidade é garantida se existir uma boa distribuição, em planta, dos elementos verticais e um desenvolvimento em altura consistente, por forma a não existir alterações significativas de rigidez e massa (Appleton, 2013).

Além disso, no caso de sistemas porticados deve garantir-se o alinhamento entre os elementos viga e pilar (transmissão de forças nos nós é mais eficaz) e que todos os pórticos devem ser semelhantes (uniformidade de exigências) (Appleton, 2013).

Também devem ser evitadas vigas com vãos muito extensos, uma vez que originam seções transversais grandes e por isso, interferem, negativamente, no dimensionamento dos pilares. Por outro lado, os elementos verticais curtos também devem ser evitados, pois devido às suas características apresentam exigências de ductilidade superior.

No que toca à redundância apresentada por uma estrutura, esta define-se como a relação entre o número de ligações existentes e as necessárias para o equilíbrio das cargas aplicadas. Por outras palavras, quanto mais elementos apresentar uma estrutura, maior redundância esta apresenta. Esta característica é fundamental na conceção de uma estrutura porque a sua principal função é assegurar mais caminhos de carga alternativos para as forças de inércia. Exemplo disto é o caso de uma estrutura com vários pórticos na mesma direção, se um deles colapsar, existem outros que podem assegurar a trajetórias das cargas até à base. Já no caso de sistemas estruturais com paredes resistentes, deve ser evitado a utilização de apenas 2 ou 3 paredes resistentes, uma vez que traduz pouca redundância à estrutura. (Lopes, 2008)

2.4.2.2 Rigidez e resistência torsional

A rigidez e resistência torsional têm uma grande influência no comportamento estrutural de um edifício sujeito a ação sísmica. Estas características devem ser garantidas com o intuito de reduzir os movimentos de rotação induzidos pela ação em causa. Estes movimentos, caso não sejam mitigados, solicitam de uma forma não uniforme os elementos estruturais, traduzindo-se assim num aumento das exigências de ductilidade nas zonas que sofrem maiores deslocamentos. Uma forma de combater e de prover a estrutura de maior resistência e rigidez torsional é a introdução de paredes resistentes ou pórticos mais robustos, por forma a controlar os movimentos de torção.

2.4.2.3 Ação de diafragma ao nível dos pisos

As lajes de um edifício devem funcionar como diafragmas horizontais que recebem as forças de inércia e as transmitem para os elementos estruturais verticais resistentes às ações horizontais. Para garantir este efeito, deve-se ainda assegurar um comportamento conjunto entre os diversos elementos estruturais por intermédio de ligações eficazes (Fardis et al., 2009).

2.4.2.4 Fundação adequada

As fundações de um edifício são obviamente parte integrante do sistema estrutural resistente ao sismo, tendo, por isso, a necessidade de seguir alguns princípios sísmicos na sua conceção. As fundações devem garantir um comportamento em fase elástica durante o sismo e devem assegurar que toda a base da estrutura está sujeita ao mesmo movimento induzido pelo sismo. Estes dois princípios devem ser garantidos desde o início do projeto, visto que as reparações ou reabilitações destes elementos estruturais são extremamente onerosos (Fardis et al., 2009).

Para garantir um bom comportamento sísmico da estrutura, Appleton (2013) sugere que se evite o movimento independente das bases dos elementos verticais da estrutura através de lajes de fundação ou de vigas de travamento quando as fundações são do tipo sapatas ou estacas. Estas devem ser implantadas ao mesmo nível e têm como função a facilitar a previsão do comportamento estrutural.

2.4.3 Regularidade em planta

O EC8-1 indica na cláusula 4.2.3.2 os critérios que uma estrutura tem de garantir para que se possa classificar como regular:

- a distribuição de massas e a rigidez lateral da estrutura deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais.
- a configuração dos pisos deve ser compacta, ou seja, deve ser limitada por uma linha convexa.
- a rigidez dos pavimentos deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos verticais, para que a sua deformabilidade não altere significativamente a distribuição de esforços entre elementos verticais relativamente a uma situação de indeformabilidade, no seu plano, do piso;
- a esbelteza do edifício, em planta, deve ser superior a 4. Esta esbelteza é o quociente entre as duas direções ortogonais.
- em cada piso e para cada direção, a excentricidade estrutural e o raio de torção devem garantir as próximas duas condições:

$$e_{ox} \leq 0.30r_x \quad (2.1)$$

$$r_x \geq l_s \quad (2.2)$$

2.4.4 Regularidade em altura

Tal como na regularidade em planta, o EC8-1 indica algumas exigências necessárias para se poder classificar um edifício como regular em altura:

- todos os sistemas resistentes a ações laterais devem ser contínuos desde a fundação até ao topo do edifício;
- devem evitar-se variações significativas de áreas dos pisos, ou seja, a rigidez lateral e a massa de cada piso não podem ter alterações bruscas;
- em edifícios porticados, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar, desproporcionadamente, entre pisos.

2.4.5 Métodos de análise estrutural

Os métodos de análise estrutural têm um papel crucial na avaliação do comportamento sísmico da estrutura, pois a utilização de métodos que não permitam simular com rigor o comportamento da estrutura pode conduzir a um comportamento deficiente sem que o projetista se aperceba. O EC8-1 apresenta quatro métodos de análise, deixando a escolha da mesma ao cargo do projetista, sendo que cada alternativa tem limitações. O método de referência do EC8-1 é a análise modal por espectro de resposta, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de cálculo (IPQ, 2010).

De uma forma geral, as análises estruturais podem ser divididas em dois grupos: métodos de análise elástica linear ou métodos de análise não linear. O primeiro grupo, análise elástica linear, implica uma abordagem por forças em que são determinados esforços de dimensionamento fazendo uso do espectro de resposta de projeto, visto que já incorpora o coeficiente de comportamento (traduz o comportamento não linear). Em relação aos deslocamentos, este tipo de análise determina-os através da multiplicação dos deslocamentos obtidos na análise linear pelo coeficiente de comportamento, o que não é mais que a aplicação da regra da igualdade de deslocamentos assumindo um comportamento efetivo elástico perfeitamente plástico. Esta regra permite o cálculo dos deslocamentos desde que as deformações inelásticas se distribuam uniformemente por todos os elementos estruturais dúcteis (impossibilitando concentração de deformações). Os métodos de análise não linear materializam o dimensionamento com base numa abordagem por deslocamentos em que os esforços e os deslocamentos resultantes da análise são obtidos de forma direta através dos espectros de resposta elástico (Appleton, 2013).

As duas abordagens de cálculo, por forças e por deslocamentos, têm como objetivo a determinação esforços e deslocamentos para o respetivo dimensionamento. Assim, a diferença

reside no facto de a abordagem por forças assegurar que a estrutura apresente capacidade de deformação suficiente para o nível de resistência concedida aos elementos estruturais, não sendo necessária a verificação da capacidade de deformação. Por outro lado, a abordagem por deslocamentos compara, de forma explícita, as deformações impostas com as capacidades de deformação dos elementos (Costa e Providência, 2016).

Os diferentes métodos indicados no EC8-1:

- método de análise por forças laterais;
- análise modal por espectros de resposta;
- análise estática não linear (“pushover”);
- análise (dinâmica) temporal não linear (“time-history”)

2.4.6 Elementos sísmicos primários e secundários

Os elementos das estruturas de betão armado, vigas e pilares, podem ser divididos em duas classes: elementos sísmicos primários e elementos sísmicos secundários.

Os elementos sísmicos primários são elementos que fazem parte do sistema resistente às forças laterais, nomeadamente as ações sísmicas.

Por outro lado, os elementos sísmicos secundários representam uma função estrutural completamente distinta dos elementos sísmicos primários. Estes têm uma contribuição menor ou mesmo inexistente no que toca à resistência às ações sísmicas, por isso, podem não fazer parte do sistema estrutural resistente às ações laterais. Assim, estes elementos podem apenas garantir capacidade de suporte das cargas gravíticas (ações verticais) quando estão combinadas com o deslocamento imposto pelo sismo.

2.5 Avaliação sísmica de um edifício existente aplicando o EC8-3

2.5.1 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade

O EC8-3, define requisitos fundamentais, para a avaliação de edifícios, diferentes dos propostos pelo EC8-1 e que se materializam em três estados limites. No entanto, o EC8-3 não apresenta requisitos de desempenho, sendo por isso mais flexível. De acordo com Fardis (2009), esta abordagem tem como principal objetivo incentivar os proprietários a reabilitar os seus edifícios. Assim, o EC8-3 deixa a porta para que o proprietário tenha a liberdade de fazer a escolha da reabilitação que deseja, desde que seja aconselhado por projetistas ou consultores de engenharia. Os três estados limites considerados são:

- Estado limite de colapso iminente (NC) caracterizado por:
 - estrutura severamente danificada;
 - resistência e rigidez lateral residuais fracas;
 - elementos verticais com capacidade de suportar cargas verticais;
 - maioria dos elementos não estruturais colapsaram;
 - deslocamentos laterais relativos permanentes significativos;
 - estrutura perto do colapso e não resistirá a um próximo sismo, ainda que moderado.

- Estado limite de danos severos (SD) caracterizado por:
 - estrutura com danos significativos;
 - resistência e rigidez lateral residual baixa;
 - elementos verticais com capacidade de suportar cargas verticais;
 - elementos não estruturais danificados, mas sem colapsar para fora do seu plano;
 - deslocamentos laterais relativos permanentes moderados;
 - reparação provavelmente não é economicamente viável, apesar do edifício suportar ações sísmicas de intensidade moderada, num próximo evento.

- Estado limite de limitação de danos (DL) caracterizado por:
 - estrutura com danos ligeiros;
 - elementos estruturais em regime elástico e com as suas características resistência e rigidez intactas;
 - elementos não estruturais com fissuração, mas tendo reparação viável;
 - deslocamentos permanentes são desprezáveis;
 - estrutura sem necessidade de nenhuma intervenção.

Apesar do EC8-3 não apresentar os níveis da ação sísmica para os quais os requisitos fundamentais devem ser verificados (i.e. não apresenta requisitos de desempenho) sugere os níveis de ação sísmica (por intermédio dos períodos de retorno) implícitos no EC8-1 para requisitos fundamentais idênticos, ver Quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Períodos de retorno associados aos estados limites.

Estado limite	Período de retorno (anos)	Probabilidade excedente
NC	2475	2% em 50 anos
SD	475	10% em 50 anos
DC	225	20% em 50 anos

Em relação aos períodos de retorno apresentados no quadro anterior deve ser realçado que estes valores são apenas uma indicação, podendo ser aplicados outros. Assim, caso existam, são aplicáveis os períodos de retorno presentes nos anexos nacionais da zona sísmica em estudo, uma vez que os valores que o EC8-3 podem traduzir estimativas erradas ou irreais.

Note-se que mesmo adotando períodos de retorno iguais, o EC8-1 e o EC8-3 diferem nos critérios de conformidade, sendo que o EC8-3 é menos exigente do que o EC8-1.

2.5.2 Informação para a avaliação estrutural de um edifício existente

A avaliação do comportamento estrutural de um edifício quando submetido à ação sísmica com recurso a um modelo matemático requer bastante informação, nomeadamente informação relativa a (Fardis (2009), CEN (2005)):

- tipo de sistema estrutural resistente a cargas laterais e a sua conformidade com os critérios de regularidade definido no EC8-1;
- tipo de fundações e das condições do terreno, de acordo com EC8-1;
- características dos elementos estruturais, ou seja, dimensões das seções transversais, tipo e disposição de armaduras;
- propriedades mecânicas dos materiais e do seu estado atual;
- defeitos identificáveis dos materiais e disposições construtivas inadequadas;
- no caso de existirem paredes de enchimento com desempenho estrutural, resistente ao sismo, informação relativa a tipologia da parede, aberturas e espessura da mesma, bem como propriedades das alvenarias;
- critérios de cálculo sísmico adotados, incluindo, se aplicável, o coeficiente de comportamento q (valor do coeficiente de redução da força);
- uso corrente ou do futuro do edifício, incluindo o a identificação da classe de importância descrito no EC8-1;
- cargas gravíticas a atuar em simultâneo com a ação sísmica e correspondentes massas;
- tipo e extensão dos danos estruturais existentes, bem como medidas de reparação anteriores.

Em relação à obtenção da informação necessária, esta pode ser extraída a partir de:

- documentação disponível do projeto da estrutura (desenhos e eventuais alterações que possa ter sofrido);
- regulamentação e normas em vigor à data da construção;
- investigação de campo, ou seja, inspeções e medições em obra;
- ensaios em obra e em laboratórios de amostras recolhidas em obra.

2.5.2.1 Níveis de conhecimento (*Knowledge level*)

De uma forma geral, quanto mais extensa e confiável for a informação obtida sobre a estrutura, menor será a incerteza associada ao modelo de análise.

Para contabilizar a incerteza associada ao modelo, o EC8-3 define três níveis de conhecimento da estrutura, cujo objetivo é refletir a quantidade e qualidade de informação em termo de fatores de confiança. Estes variam entre 1.0 e 1,35, mediante a quantidade e qualidade de informação existentes.

De acordo com CEN (2005), os fatores que determinam os níveis de conhecimento apropriados são: geometria (propriedade geométricas do sistema estrutural e não estrutural); disposições construtivas (quantidades e disposição das armaduras nos elementos de betão armado, ligações entre pavimentos e as estruturas de contraventamentos, entre outros) e materiais (propriedades mecânicas dos materiais).

Os requisitos mínimos necessários para alcançar um determinado nível de conhecimento são apresentados no Quadro 2.3.

Ainda a respeito dos fatores de confiança, deve ser realçado o facto de estes não se aplicarem a materiais novos (usados na reabilitação) e da possibilidade de usarem diferentes níveis de confiança na mesma análise (consoante o nível de conhecimento que se tem sobre os diferentes materiais em estudo) (Fardis, 2009).

Quadro 2.3 – Informação correspondente a cada nível de conhecimento e respetivos fatores de confiança.

Nível de Conhecimento	Geometria	Disposições construtivas	Materiais	Análise	Fator de confiança (CF)
KL1	Desenhos de dimensionamento geral do projeto originais e inspeção visual ou inspeção integral	Projeto simulado de acordo com a prática de origem e inspeção in situ limitada	Valores de acordo com a regulamentação em vigor à data da construção e ensaios in situ limitados	Análise pelo método das forças laterais; Análise modal por espectro de resposta	CF=1.35
KL2		Inspeção in situ alargada ou desenhos de pormenor de origem incompleta e inspeção in situ limitada	Ensaaios in situ alargados ou especificações do projeto de origem e ensaios in situ limitados	Todas as análises	CF=1.20
KL3		Inspeção in situ completa ou desenhos de pormenor de origem e inspeção in situ limitada	Ensaaios in situ completos ou relatórios de ensaios de origem e ensaios in situ limitados	Todas as análises	CF=1.00

2.5.3 Métodos para análise sísmica

Em reabilitação, contrariamente à construção de edifício novos, a abordagem de referência para a análise e verificação do comportamento da estrutura ao sismo é por deslocamentos, ainda que também, possa se adotada uma abordagem por forças. O EC8-3 indica cinco tipos de análises:

- análise linear por forças laterais;
- análise modal por espectro de resposta (análise linear);
- análise estática não-linear (análise “pushover”);
- análise dinâmica não-linear (“time history”);
- método do coeficiente de comportamento.

Com exceção do método do coeficiente de comportamento, contrariamente ao EC8-1, os restantes métodos propostos no EC8-3 fazem uso de espectros de resposta elásticos e não do espectro de resposta de projeto.

No âmbito desta dissertação de mestrado apenas será abordado a análise modal por espectro de resposta. Desta forma, só será apresentado este método na secção 3.7 .

Tal como já foi referido, o EC8-3 preconiza uma abordagem baseada em deslocamentos, pelo que a verificação e segurança de elementos dúcteis é efetuada em termos de deformações. Para que seja possível realizar esta avaliação recorrendo a uma análise elástica e linear é utilizada a regra da igualdade dos deslocamentos, o que implica que as deformações inelásticas impostas aos elementos estruturais têm que apresentar uma distribuição uniforme por toda a estrutura. No EC8-3 a uniformidade das deformações impostas é avaliada com recurso ao quociente, D/C , que exprime a relação existente entre os esforços actantes e as resistências dos elementos estruturais dúcteis.

2.6 Dimensionamento por capacidade resistente (*capacity design*)

O controlo do desempenho sísmico da estrutura implica a entrada em regime não linear de zonas cujo esgotamento da capacidade de carga/deformação não acarrete o colapso global da estrutura e/ou que apresentam comportamento dúctil, garantindo simultaneamente que zonas que podem conduzir ao colapso imediato da estrutura e/ou apresentam mecanismos de colapso frágeis permanecem em regime elástico e linear. O *capacity design* define uma hierarquia de elementos/mecanismos que podem entrar em regime inelástico e assegurar um percurso dos esforços, desde as massas até às fundações.

O *capacity design* é um método de dimensionamento com base nos esforços induzidos pela mobilização dos mecanismos de resistência dúcteis. Estes mecanismos estão associados à resistência à flexão dos mesmos, uma vez que é aproveitado o comportamento dúctil do aço em tração e do betão em compressão. Os mecanismos frágeis, resistentes ao esforço transversal, não são preponderantes neste dimensionamento, uma vez estão associados a tensões de tração e compressão com direções obliquas ao eixo da peça, tornando a armadura transversal, na disposição habitual, ineficaz.

As rótulas plásticas são zonas na estrutura na qual ocorre uma elevada deformação por flexão e dissipação de energia. A sua localização corresponde a secções onde os esforços de flexão são maiores, o que para ações sísmicas corresponde às extremidades das vigas e dos pilares.

Num sistema porticado, o *capacity design* aponta os princípios base para controlar os mecanismos de colapso da estrutura. Em primeiro lugar, para dotar a estrutura de uma elevada capacidade de dissipação de energia e evitar a localização das deformações é necessário garantir um maior número possível de rótulas plásticas. Por outro lado, a maior importância dos elementos verticais (em relação aos horizontais) para a estabilidade do edifício e o carácter mais frágil dos seus modos de rotura (devido ao esforço axial) também é considerada. Assim, os pilares apresentam um papel fulcral na estabilidade do edifício e que esta importância aumenta de forma crescente desde a fundação até ao último piso. Por isso, o *capacity design* preconiza o princípio viga fraca – pilar forte que visa garantir que a capacidade resistente dos pilares é superior à das vigas.

2.7 Princípios de modelação de edifícios em análise linear

A modelação de edifícios de betão armado para a avaliação sísmica, segundo uma análise linear, deve ter em atenção a discretização da estrutura e as características dos elementos (vigas, pilares e lajes). Por isso, o modelo deve ser escolhido de forma cuidada, uma vez que irá reproduzir o comportamento da estrutura. Assim, é aconselhável que este seja em 3D, sempre que sejam expectáveis efeitos significativos decorrentes da torção.

Os elementos finitos adotados para a modelação de elementos prismáticos normalmente são elementos viga 3D com 2 nós e 6 graus de liberdade por nó: 3 translações e 3 rotações. O EC8-3 preconiza que a rigidez à flexão dos elementos de betão armado para a avaliação sísmica contabilize o efeito da fissuração e o escorregamento das armaduras nas ligações, sendo a rigidez correspondente denominada rigidez efetiva (EI_{eff}). O cálculo desta rigidez será apresentado na secção 3.3.1.

A contribuição das lajes para a resistência e rigidez das vigas deve ser tida em conta adotando secções transversais para estes elementos em T ou L, conforme aplicável. A largura efetiva da laje a considerar (b_{eff}) será indicado na secção 3.2.1.

O modelo de cálculo da estrutura avaliada deve ainda contabilizar o efeito dos nós no comportamento global - os nós são as regiões de interseção das vigas e pilares delimitadas pelas faces exteriores destes elementos. O comportamento desta região é um fator importante na modelação, uma vez que os nós podem ser considerados rígidos, o que se traduz num aumento de rigidez global da estrutura. A modelação rígida dos nós pode-se alcançar com o aumento da rigidez através dos elementos localizados entre a face do elemento e a interseção dos eixos das vigas e pilares. Caso não se opte por esta abordagem, os elementos são considerados com um comprimento compreendido entre os nós de interseção dos eixos das vigas e pilares, sendo que será necessário introduzir uma restrição cinemática nos nós desta região.

O elemento laje, fazendo parte da superestrutura, deve ser considerado na modelação do edifício, podendo-se usar duas abordagens para modelar o efeito de diafragma. A primeira resulta da introdução de um nó “principal” próximo do centro de massa de cada piso e de preferência não coincidente com nenhum nó existente. Este nó terá apenas três graus de liberdade: sendo duas translações horizontais e uma rotação sobre a normal a esse plano. Por forma a reproduzir o efeito de diafragma, os restantes nós da laje terão os graus de liberdade restringidos pelos graus de liberdade do nó principal. A segunda abordagem para a modelação do efeito de diafragma consiste na consideração de elementos laje flexíveis, mas com um valor muito elevado de rigidez.

3 Modelação Estrutural

3.1 Introdução

O caso de estudo que serve como base para a realização desta dissertação é um edifício de betão armado testado no Laboratório Europeu para a Avaliação Estrutural do Centro Comum de Investigação (CCI) em *Ispra, Itália*.

Este ensaio teve como objetivo de estudo o aprofundamento das metodologias de projeto sísmico, por forma a comparar os resultados obtidos experimentalmente com a previsão feita através de modelos numéricos (Arêde, 1997).

Neste capítulo será apresentado todo o procedimento necessário para a modelação do edifício no programa de cálculo estrutural, *SAP 2000*.

3.2 Modelação dos elementos

3.2.1 Características geométricas dos elementos

O edifício estudado apresenta quatro pisos, tal como se mostra na Figura 3.1, e a estrutura de betão armado é constituída por um sistema porticado. Na Figura 3.2 é exposto a numeração das vigas e pilares de cada piso que foi adotado ao longo do trabalho.

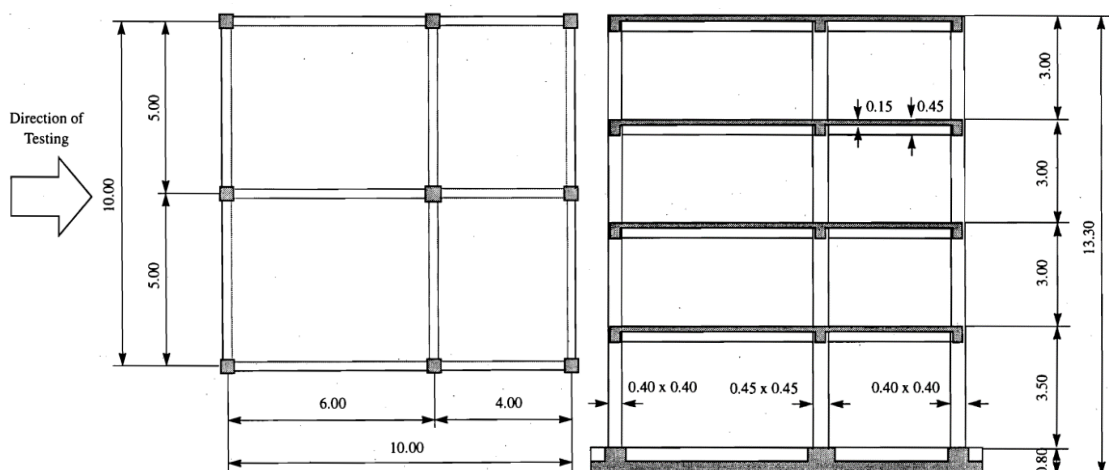


Figura 3.1 - Representação do edifício em estudo (Fardis, 2009).

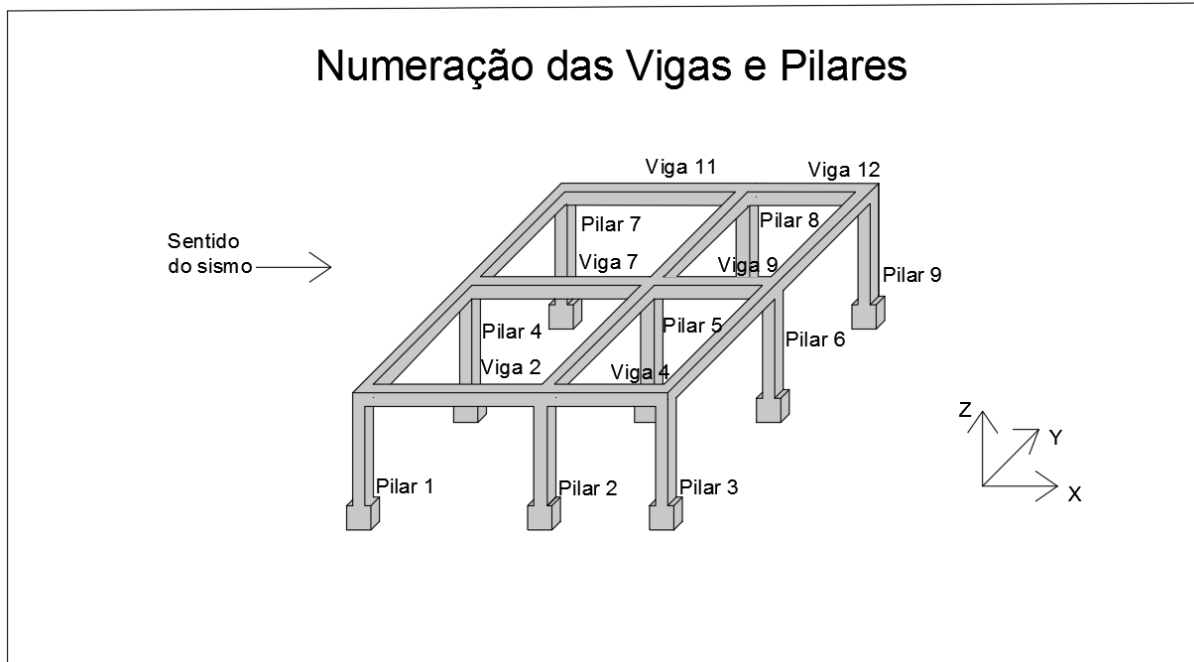


Figura 3.2 – Numeração das vigas e pilares de cada piso.

As vigas apresentam uma secção transversal de 30x45cm e os pilares 40x40cm ou 45x45cm, tendo as lajes uma espessura de 15cm, Figura 3.3.

Para considerar o efeito da laje, as vigas exteriores foram assumidas com uma geometria em *L* invertido e as vigas interiores com uma secção em *T* (Figura 3.4). As dimensões destas duas secções tipo foram definidas por Arêde (1997), tendo uma largura efetiva do banzo, b_{eff} , de 90cm e 150 cm para a secção exterior e interior, respetivamente.

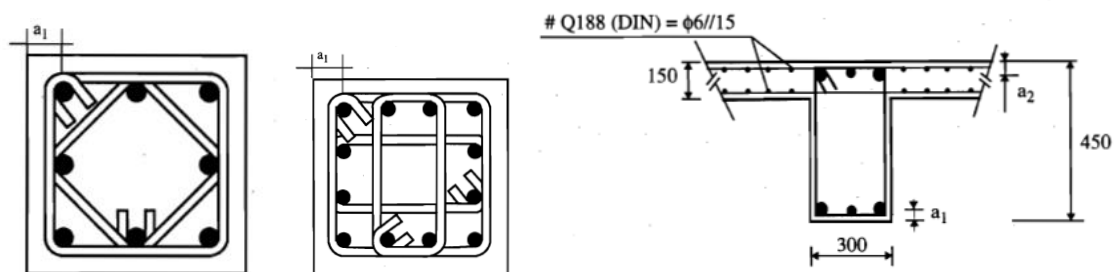


Figura 3.3 – Secções transversais das seções ((Negro et al., 1994).

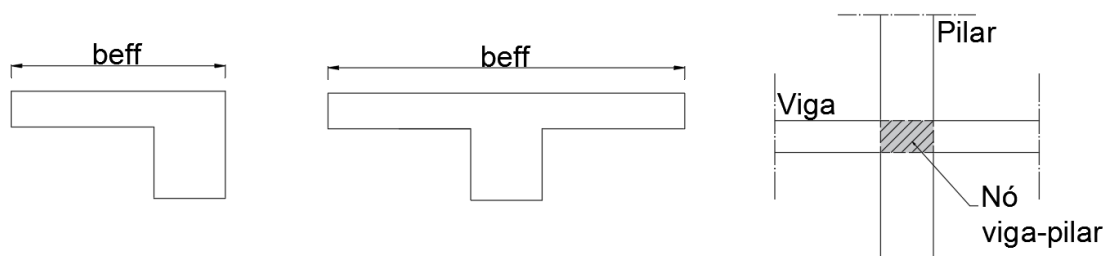


Figura 3.4 – Seções transversais assumidas para os elementos estruturais.

3.2.2 Características mecânicas dos materiais

No que toca à caracterização dos materiais utilizados na estrutura, procedeu-se, no caso do betão, à recolha dos dados referentes ao ensaio de compressão em cubos com dimensão de 150mm, realizado *in situ* à data do ensaio. Uma vez que o Eurocódigo 2 (EC2) utiliza como ensaio de referência, para o cálculo das tensões de rotura, provetes cilíndricos, converteu os resultados para os que se obteriam usando os provetes cilíndricos (Quadro 3.1). Uma vez, conhecida a tensão de rotura do betão é possível estimar o módulo de elasticidade secante do betão (E_{cm}) através da expressão presente no EC2:

$$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} \quad (3.1)$$

Quadro 3.1 – Características do betão (Arêde, 1997).

	Piso	$f_{cm,cub}$ [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
Vigas	1º piso	56.4	51.4	3.67	35.95
	2º piso	53.2	48.2	4.09	35.26
	3º piso	47.2	42.2	3.50	33.89
	4º piso	42.1	37.1	3.87	32.60
Pilares	1º piso	49.8	44.8	2.37	34.50
	2º piso	47.6	42.6	3.48	33.98
	3º piso	32	27	3.43	29.64
	4º piso	46.3	41.3	3.14	33.67

O aço também foi ensaiado à data da construção, tendo sido disponibilizadas as características mecânicas e geométricas, que estão representadas no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Características do Aço (Arêde, 1997).

Diâmetro (mm)	Área [mm ²]	Tensão de Cedência [MPa]	Tensão última [MPa]	Extensão última [5φ] [%]
6	29.2	566.0	633.5	23.5
8	51.4	572.5	636.1	22.3
10	80.3	545.5	618.8	27.5
12	113.1	589.7	689.4	23.0
14	153.3	583.2	667.4	22.7
16	199.2	595.7	681.0	20.6
20	310.0	535.5	660.0	23.1
26	517.2	555.6	657.3	21.6

3.3 Comportamento de estruturas de betão

3.3.1 Rigidez elástica efetiva

O EC8-3 exige que, caso se pretenda efetuar uma análise elástica e linear, se utilize uma rigidez de flexão correspondente ao início da cedência das armaduras de flexão.

Esta denomina-se por rigidez elástica efetiva (EI_{eff}) e está associada a um modelo bilinear tensão-extensão do aço, sendo que pode ser determinada com base na rotação da corda de um elemento desde a extremidade até ao ponto de inflexão (vão de esforço transversal, L_V) pela expressão (CEN, 2005):

$$EI_{eff} = \frac{M_y L_V}{3\theta_y} \quad (3.2)$$

O momento de cedência, M_y , em secções transversais com zona de compressão retangular (decorrente da ação do momento fletor e do esforço axial) pode ser calculado a partir da expressão (Fardis, 2009):

$$M_y = bd^3 \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(\frac{1+\delta_1}{2} - \frac{\xi_y}{3} \right) + \frac{E_s (1-\delta_1)}{2} \left[(1+\xi_y)\rho_1 + (\xi_y - \delta_1)\rho_2 + \frac{\rho_v}{6} (1-\delta_1) \right] \right\} \quad (3.3)$$

e nos casos em que a zona de compressão não é retangular (secções transversais em T ou L) pela expressão:

$$M_y = bd^3 \varphi_y \left\{ E_c \left[\frac{\xi_y^2}{2} \left(\frac{1+\delta_1}{2} - \frac{\xi_y}{3} \right) \frac{b_w}{b} + \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\xi_y - \frac{t}{2d} \right) \left(1 - \frac{t}{2d} \right) \frac{t}{2d} \right] + \frac{E_s(1-\delta_1)}{2} \left[(1-\xi_y)\rho_1 + (\xi_y - \delta_1)\rho_2 + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta_1) \right] \right\} \quad (3.4)$$

Nas expressões anteriores intervêm alguns parâmetros cujo significado e expressões de cálculo se apresentam de seguida:

- curvatura de cedência das armaduras longitudinais de tração

$$\varphi_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y)d} \quad (3.5)$$

- profundidade do eixo neutro no instante de cedência das armaduras longitudinais de tração, ξ_y , normalizado para secção efetiva de dimensão, d

$$\xi_y = \left(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B \right)^{1/2} - \alpha A \quad (3.6)$$

- quociente entre os módulos de elasticidade dos dois materiais, α

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.7)$$

- parâmetros adimensionais

$$A = \rho_1 + \rho_2 + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}; B = \rho_1 + \rho_2\delta_1 + \frac{\rho_v(1+\delta_1)}{2} + \frac{N}{bdf_y} \quad (3.8)$$

- taxa geométrica de armadura longitudinal

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (3.9)$$

- quociente entre a distancia às fibras mais comprimidas do centro geométrico das armaduras longitudinais de tração (d) e de compressão (d_1)

$$\delta_1 = \frac{d}{d_1} \quad (3.10)$$

O vão de esforço transversal, L_v , de elementos ligados a elementos ortogonais no plano de flexão pode ser simplificadamente assumido igual a metade do comprimento livre das vigas e pilares (Fardis, 2009).

A rotação da corda de um elemento é dada pelo ângulo entre a corda do vão de esforço transversal e a tangente à fibra média do elemento ao nível da extremidade. O EC8-3 indica a seguinte expressão para a rotação da corda na cedência (θ_y) das vigas e pilares

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0.00135 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d_1} \frac{d_b f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (3.11)$$

$$\alpha_v = \begin{cases} 1 & \text{se } V_{R,c} \leq \frac{M_y}{L_v} \\ 0 & \text{se } V_{R,c} > \frac{M_y}{L_v} \end{cases} \quad (3.12)$$

O esforço transversal resistente de elementos sem armadura de esforço transversal pode ser determinado aplicando, de acordo com a secção 6.2.2(1) do EC2, onde é proposto a expressão

$$V_{R,c} = \left[C_{R,c} k (100 \rho_2 f_c)^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \leq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (3.13)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (3.14)$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_c^{1/2} \quad (3.15)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} < 0.2 f_{cd} \quad (3.16)$$

em que $C_{R,c} = 0.18$ e $k_l = 0.15$.

A rigidez efetiva de um elemento de betão armado, sob efeito de ação sísmica, deve ter em consideração a existência de dupla curvatura destes elementos, ou seja, existência da possibilidade de ocorrer rótulas plásticas em ambas as extremidades, e a possibilidade de se instalarem em cada uma das extremidades momentos fletores de sinal opostos, em fases distintas de cada ciclo. Para isso, a rigidez efetiva é a média aritmética da rigidez de ambas as extremidades de cada elemento para momentos fletores positivos e negativos.

3.3.2 Confinamento do betão

O comportamento do betão numa das direções principais é influenciado pelo estado de tensão nas outras direções principais. Em particular, a capacidade resistente à compressão, a rigidez e a respetiva ductilidade numa dada direção principal podem ser significativamente aumentadas caso nas outras direções principais existam tensões de compressão. Tendo o betão tendência para expandir quando é submetido a compressões numa dada direção, caso essa expansão seja restringida geram-se tensões de compressão, designando-se este efeito por confinamento. O confinamento, além de melhorar o comportamento do betão, também melhora as condições de aderência das armaduras.

O confinamento do betão em peças lineares é obtido através da restrição à expansão nas extremidades (i) pelos elementos transversais, (ii) cintagem ou (iii) cintagem exterior (encamisamento com FRP, betão armado ou aço).

O EC8-3 permite considerar o efeito do confinamento pelas expressões

$$f_{cc} = f_c(1+k) \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_{cc0} = \varepsilon_{c0}(1+5k) \quad (3.18)$$

$$\varepsilon_{ccu} = 0.004 + 0.5 \frac{p}{f_{cc}} \quad (3.19)$$

$$k \approx 3.7 \left(\frac{p}{f_c} \right)^{0.86} \quad (3.20)$$

No caso em estudo, o confinamento do betão deriva da existência de armaduras transversais (cintas), portanto, será apresentada a metodologia de cálculo do confinamento para esta solução.

Em primeiro lugar, o cálculo da pressão lateral (p) deriva das cintas existentes. No instante de cedência destas armaduras toma o valor

$$\frac{p}{f_c} \approx 0.5a\rho_w \frac{f_{yw}}{f_c} \quad (3.21)$$

em que a taxa de armadura dos estribos pode ser determinada pela expressão 3.22 (ver Figura 3.5)

$$\rho_w = \frac{2}{s} \min \left(\frac{\sum A_{swx}}{b_{oy}}, \frac{\sum A_{swy}}{b_{ox}} \right) \quad (3.22)$$

e o coeficiente de eficácia do confinamento (a) pelas expressões

$$a = a_n a_s \quad (3.23)$$

$$a_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_{ox}b_{oy}} \quad (3.24)$$

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2b_{ox}} \right) \left(1 - \frac{s}{2b_{oy}} \right) \quad (3.25)$$

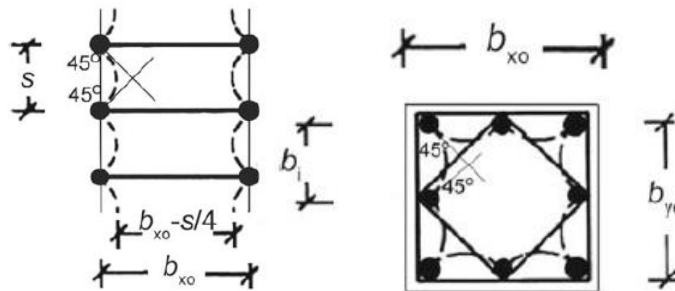


Figura 3.5 – Confinamento do Betão por cintas retangulares (Fardis, 2009).

3.3.3 Momento último das secções transversais

O momento fletor resistente de uma secção transversal e a curvatura correspondente podem ser determinadas com base na hipótese de Euler-Bernoulli tendo em consideração o comportamento não linear dos materiais. A secção transversal atinge a curvatura última quando:

- a armadura atinge a sua extensão máxima e rompe (φ_{su}):

$$\varphi_{su} = \frac{\varepsilon_{su}}{(1 - \xi_{su})d} \quad (3.26)$$

- existe esmagamento do betão confinado, após destacamento de recobrimento (φ_{cu}):

$$\varphi_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_{cu}d} \quad (3.27)$$

As leis tensão-extensão dos materiais adotadas nas expressões que em seguida se apresentam são:

- o betão não-confinado segue uma lei σ - ε parabólica até atingir a sua resistência, f_c , para uma extensão ε_{c0} ; após ser atingido esta resistência, a lei apresenta um tramo horizontal até à extensão última, ε_{cu} ;
- o aço segue uma lei elástica-perfeitamente plástica para tensões baixas, o que ocorre quando o colapso da secção se dá por esmagamento do betão; no caso de a secção colapsar por rutura do aço, tem que se ter em consideração o endurecimento após o patamar de cedência, f_y ; assumindo-se que o endurecimento é linear desde a cedência (ε_{sh}) até à rutura (ε_{su}, f_t).

Fardis (2009), expõe um método de cálculo da curvatura última através de um fluxograma que representa as duas formas de colapso da secção transversal (Figura 3.6) e que foi adotado neste trabalho.

Nas expressões propostas por este autor são dotados os seguintes parâmetros

$$\nu = N / bdf_c \quad (3.28)$$

$$\omega_i = \rho_i f_{yi} / f_c \quad (3.29)$$

em que $i=1,2,\nu$ corresponde à armadura de tração, compressão e alma, respetivamente.

Nas próximas secções serão apresentados os casos mais comuns tratados pelo fluxograma na Figura 3.6. Para uma análise mais completa de todas as variantes consultar Fardis (2009).

3.3.3.1 Curvatura última da secção pela rotura da armadura de tração

Se a curvatura última for resultante da rotura da armadura de tração após a cedência da armadura de compressão, antes do destacamento do betão do recobrimento, teremos de satisfazer a condição da expressão 3.30.

$$\delta_1 \leq \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} \quad (3.30)$$

Se, além da expressão 3.30, também se verificarem as expressões

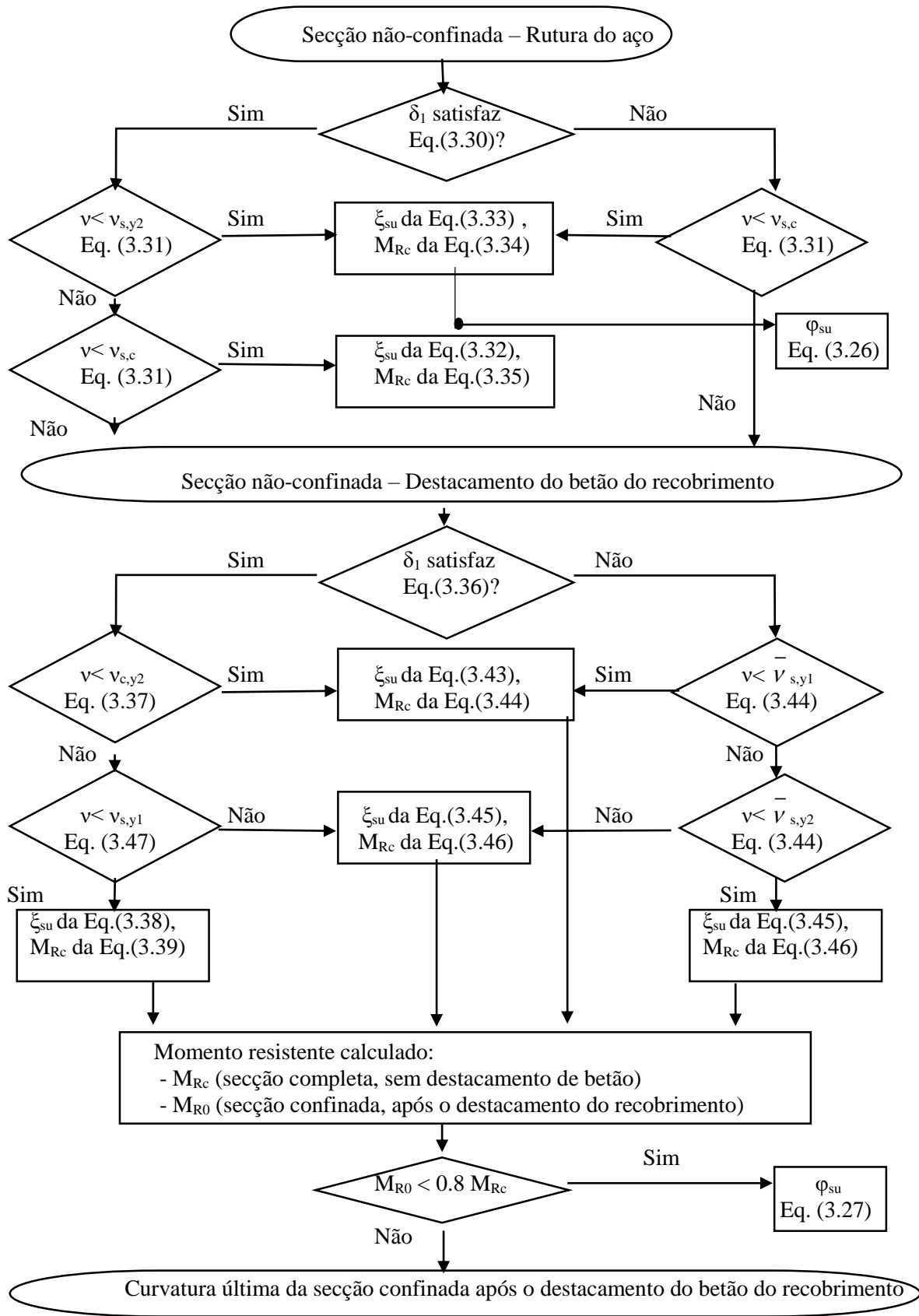


Figura 3.6 – Fluxograma de cálculo para a curvatura última.

$$\begin{aligned} & \frac{\delta_1 \varepsilon_{su} + \varepsilon_{y2} - \frac{\varepsilon_c(1-\delta_1)}{3}}{\varepsilon_{su1} + \varepsilon_{y2}} + \omega_2 - \frac{\omega_1 f_{t1}}{f_{y1}} - \frac{\omega_v}{\varepsilon_{su1} + \varepsilon_{y2}} \left[\varepsilon_{su1} - \varepsilon_{y2} + \frac{(\varepsilon_{su1} - \varepsilon_{shv})}{2} \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \right) \right] \equiv \\ & \equiv \nu_{s,y2} \leq \nu \leq \nu_{s,c} \equiv \frac{\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_{c0}}{3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su1}} + \omega_2 - \frac{\omega_1 f_{t1}}{f_{y1}} - \frac{\omega_v}{(1-\delta_1)(\varepsilon_{su1} + \varepsilon_{cu})} \\ & \left[\delta_1(\varepsilon_{su1} + \varepsilon_{cu}) - (\varepsilon_{su1} - \varepsilon_{cu}) + \frac{(\varepsilon_{su1} + \varepsilon_{shv})}{2} \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.31)$$

a resistência da secção transversal é atingida quando a armadura de tração colapsa, estando a armadura comprimida em cedência; neste caso a profundidade do eixo neutro, ξ_{su} , usado na expressão 3.26 é dada por

$$\xi_{su} = \frac{(1-\delta_1) \left(\nu + \omega_1 \frac{f_{t1}}{f_{y1}} - \omega_2 + \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{su}} \right) + \left(1 + \delta_1 + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \right) \right) \omega_v}{(1-\delta_1) \left(1 + \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{su1}} \right) + \left(2 + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \right) \right) \omega_v} \quad (3.32)$$

Por outro lado, se $\nu \leq \nu_{s,y2}$ a rotura das armaduras de tração ocorre antes da cedência das armaduras de tração e ξ (a usar na expressão 3.26) corresponde à raiz positiva da expressão 3.33

$$\begin{aligned} & \left[1 + \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{su}} + \frac{\omega_v}{2(1-\delta_1)} \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) + \frac{\varepsilon_{shv} - 3\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{su1}} - \frac{\varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{yv}} \right) \right] \xi^2 - \\ & \left[1 + \nu + \frac{2\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{su}} + \omega_1 \frac{f_{t1}}{f_{y1}} + \omega_2 \frac{\varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{y2}} + \frac{\omega_v}{(1-\delta_1)} \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) + \frac{\varepsilon_{shv} - 3\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{su}} - \delta_1 \frac{\varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{yv}} \right) \right] \xi + \\ & \left[\nu + \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{su}} + \omega_1 \frac{f_{t1}}{f_{y1}} + \omega_2 \delta_1 \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{y2}} + \frac{\omega_v}{2(1-\delta_1)} \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) + \frac{\varepsilon_{shv} - 3\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{su1}} - \delta_1^2 \frac{\varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{yv}} \right) \right] = 0 \end{aligned} \quad (3.33)$$

Se $\nu \geq \nu_{s,c}$, vai haver destacamento do betão de recobrimento antes da armadura de tração atingir a respetiva resistência, o que será abordado na secção 3.3.3.2.

O momento resistente calculado através da curvatura-última é obtido pela expressão 3.34 para o caso em que se verifica a condição do lado direito da expressão 3.31.

$$\begin{aligned} \frac{M_{Rc}}{bd^2 f_c} = & (1-\xi) \left[\frac{\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{su1}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c0}}{4\varepsilon_{su1}} (1-\xi) \right) \right] + \frac{(1-\delta_1)}{2} \left(\omega_1 \frac{f_{t1}}{f_{y1}} + \omega_2 \frac{\xi - \delta_1}{1-\xi} \frac{\varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{y2}} \right) \\ & + \frac{\omega_v}{6(1-\delta_1)} \left\{ \left[\left[1 - \delta_1 + \xi \left(1 - \frac{\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \right] \left[1 + \frac{\varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{yv}} \left(\frac{\xi - \delta_1}{1-\xi} \right) \right] \left[\frac{1-\delta_1}{2} - (1-\xi) \frac{\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{su1}} \right] \right] \right. \\ & \left. + \left[\frac{2(1-\delta_1)}{3} - \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) (1-\xi) \right] \left[\left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \left(\frac{f_{tv}}{f_{yv}} - 1 \right) (1-\xi) \right] \right\} \end{aligned} \quad (3.34)$$

Por outro lado, o momento resistente associado à verificação do lado esquerdo da expressão 3.31 é dado por

$$\begin{aligned} \frac{M_{Rc}}{bd^2 f_c} = & (1-\xi) \left[\frac{\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{su1}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c0}}{4\varepsilon_{su1}} (1-\xi) \right) \right] + \frac{(1-\delta_1)}{2} \left(\omega_1 \frac{f_{t1}}{f_{y1}} + \omega_2 \right) \\ & + \frac{\omega_v}{1-\delta_1} \left\{ \left(\xi - \delta_1 \right) (1-\xi) - \frac{1}{3} \left(\frac{(1-\xi) \varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{su1}} \right)^2 + \right. \\ & \left. \left[\frac{(1-\delta_1)}{4} - \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \frac{1-\xi}{6} \right] \left[\left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \left(\frac{f_{t1}}{f_{y1}} - 1 \right) (1-\xi) \right] \right\} \end{aligned} \quad (3.35)$$

3.3.3.2 Curvatura última após o destacamento de betão do recobrimento

O destacamento do betão da secção não-confinada ocorre quando as fibras mais extremas atingem a extensão de esmagamento do betão, ε_{su} . Considera-se que a secção atinge a rotura quando ocorre o destacamento do recobrimento, caso o momento resistente da secção remanescente seja inferior a 80% do momento instalado quando ocorre o destacamento do recobrimento, pelo que é necessário calcular

- M_{Rc} , momento resistente da secção completa – momento instalado no instante em que ocorre destacamento do betão;
- M_{R0} , momento resistente da secção confinada, após o destacamento do recobrimento.

O destacamento do recobrimento ocorre após cedência das armaduras longitudinais de tração e de compressão caso se verifique a expressão

$$\delta_1 \leq \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y1}} \quad (3.36)$$

Caso se verifique a condição

$$\omega_2 - \omega_1 + \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left(\delta_1 \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y2}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}} - 1 \right) + \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_{c0}}{3}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}} \equiv v_{c,y2} \leq v \leq$$

$$v_{c,y1} \equiv \omega_2 - \omega_1 + \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left(\frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y1}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y1}} - \delta_1 \right) + \frac{\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_{c0}}{3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y1}}$$
(3.37)

a curvatura última é dada por

$$\xi_{cu} = \frac{(1 - \delta_1)(v + \omega_1 - \omega_2) + (1 + \delta_1)\omega_v}{(1 - \delta_1) \left(1 - \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{cu}} \right) + 2\omega_v}$$
(3.38)

e o momento resistente que lhe está associado é dado por

$$\frac{M_{Rc}}{bd^2 f_c} = \xi \left[\frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{cu}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c0}}{4\varepsilon_{cu}} \xi \right) \right] +$$

$$+ \frac{(1 - \delta_1)(\omega_1 + \omega_2)}{2} + \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left[(\xi - \delta_1)(1 - \xi) - \frac{1}{3} \left(\xi \frac{\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{cu}} \right)^2 \right]$$
(3.39)

Se $v > v_{c,y1}$, o destacamento do betão dá-se antes da cedência das armaduras de tração mas após a cedência das armaduras de compressão, a curvatura última corresponde à raiz positiva da expressão

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{cu}} - \frac{\omega_v}{2(1 - \delta_1)} \frac{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{yv})^2}{\varepsilon_{cu}\varepsilon_{yv}} \right] \xi^2 + \left[\omega_2 + \omega_1 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{y1}} - v + \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yv}} - \delta_1 \right) \right] \xi -$$

$$- \left[\frac{\omega_1}{\varepsilon_{y1}} + \frac{\omega_v}{2(1 - \delta_1)\varepsilon_{yv}} \right] \varepsilon_{cu} = 0$$
(3.40)

e o momento resistente que lhe está associado é dado por

$$\frac{M_{Rc}}{bd^2 f_c} = \xi \left[\frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{cu}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c0}}{4\varepsilon_{cu}} \xi \right) \right] + \frac{(1 - \delta_1)}{2} \left(\omega_1 \frac{1 - \xi}{\xi} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{y1}} + \omega_2 \right) +$$

$$+ \frac{\omega_v}{4(1 - \delta_1)} \left[1 - \xi \left(1 - \frac{\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{cu}} \right) \right] \left[1 + \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yv}} \left(\frac{1 - \xi}{\xi} \right) \right] \left[\frac{1}{3} - \delta_1 + \frac{2}{3} \xi \left(1 - \frac{\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{cu}} \right) \right]$$
(3.41)

Finalmente, se $v < v_{c,y2}$, o destacamento dá-se após as armaduras de tração atingirem a cedência mas com as armaduras de compressão em regime elástico. Neste caso, a curvatura última corresponde à raiz positiva da expressão

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{cu}} - \frac{\omega_v}{2(1-\delta_1)} \frac{(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yv})^2}{\varepsilon_{cu}\varepsilon_{yv}} \right] \xi^2 - \left[v + \omega_1 + \omega_2 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{y2}} + \frac{\omega_v}{1-\delta_1} \left(1 + \frac{\varepsilon_{cu}\delta_1}{\varepsilon_{yv}} \right) \right] \xi - \left[\frac{\omega_2}{\varepsilon_{y2}} - \frac{\omega_v\delta_1}{2(1-\delta_1)\varepsilon_{yv}} \right] \varepsilon_{cu}\delta_1 = 0 \quad (3.42)$$

tendo um momento associado de

$$\frac{M_{Rc}}{bd^2f_c} = \xi \left[\frac{1-\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{cu}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c0}}{4\varepsilon_{cu}} \xi \right) \right] + \frac{(1-\delta_1)}{2} \left(\omega_1 + \omega_2 \frac{\xi - \delta_1}{\xi} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{y2}} \right) + \frac{\omega_v}{4(1-\delta_1)} \left[\xi \left(1 + \frac{\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{cu}} \right) - \delta_1 \right] \left[1 + \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yv}} \left(\frac{\xi - \delta_1}{\xi} \right) \right] \left[1 - \frac{\delta_1}{3} - \frac{2}{3} \xi \left(1 + \frac{\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{cu}} \right) \right] \quad (3.43)$$

Caso a condição (3.36) não se verifique, o destacamento do betão ocorre antes da cedência das armaduras de tração e compressão, sendo a rotura frágil e indesejável. Nesta situação, caso se verifiquem as condições

$$\frac{\omega_2}{\varepsilon_{y2}} \left((1-\delta_1)\varepsilon_{cu} - \delta_1\varepsilon_{y1} \right) - \omega_1 + \frac{\omega_v}{2\varepsilon_{yv}} \left(\varepsilon_{cu} - \frac{1+\delta_1}{1-\delta_1} \right) + \frac{\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_{c0}}{3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y1}} \equiv \bar{v}_{c,y1} \leq v \leq \bar{v}_{c,y2} \equiv \omega_2 - \frac{\omega_1}{\varepsilon_{y1}} \frac{(1-\delta_1)\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}}{\delta_1} + \frac{\omega_v}{\delta_1\varepsilon_{yv}} \left(\frac{1+\delta_1}{1-\delta_1} \varepsilon_{y2} - \varepsilon_{cu} \right) + \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_{c0}}{3}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}} \quad (3.44)$$

A curvatura da secção no instante em que se dá o destacamento é dada por

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{cu}} \right] \xi^2 - \left[v - \left(\frac{\omega_1}{\varepsilon_{y1}} + \frac{\omega_2}{\varepsilon_{y2}} + \frac{\omega_v}{(1-\delta_1)\varepsilon_{yv}} \right) \varepsilon_{cu} \right] \xi - \left(\frac{\omega_1}{\varepsilon_{y1}} + \frac{\delta_1\omega_2}{\varepsilon_{y2}} + \frac{\omega_v(1+\delta_1)}{2(1-\delta_1)\varepsilon_{yv}} \right) \varepsilon_{cu} = 0 \quad (3.45)$$

e o momento que lhe está associado é dado por

$$\begin{aligned} \frac{M_{Rc}}{bd^2 f_c} = & \xi \left[\frac{1-\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c0}}{3\varepsilon_{cu}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c0}}{4\varepsilon_{cu}} \xi \right) \right] \\ & + \frac{(1-\delta_1)\varepsilon_{cu}}{2\xi} \left((1-\xi) \frac{\omega_1}{\varepsilon_{y1}} + (\xi - \delta_1) \frac{\omega_2}{\varepsilon_{y2}} \right) + \frac{\omega_v(1-\delta_1)^2}{12\xi} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yv}} \end{aligned} \quad (3.46)$$

3.3.3.3 Cálculo do momento resistente da secção confinada, M_{R0} , após o destacamento do recobrimento

Para o cálculo dos momentos resistentes das secções após destacamento do recobrimento é necessário ter em conta as novas características que estas apresentam, podendo ser aplicado à mesmas as expressões apresentadas nas secções anteriores. Os novos parâmetros a considerar são:

- relação tensão-extensão do betão a considerar tem em conta o confinamento pelo que devem ser adotados f_{cc} e ε_{ccu} , em vez de f_c e ε_{cu} ;
- as dimensões a considerar são b_c , d_c e d_{c1} - as dimensões da secção confinada (parte interior à linha média aos estribos);
- os parâmetros adimensionais (ν e ρ) são resultado da contabilização das dimensões anteriormente definidas.

3.4 Cargas verticais e massas

As cargas para as quais a estrutura foi dimensionada tiveram por base o Eurocódigo 1 (EC1) resultando numa carga distribuída, permanente de 2 kN/m^2 (representa as paredes interiores e o revestimento), 3.75 kN/m^2 (peso próprio da laje) e numa sobrecarga de 2 kN/m^2 (Negro et al., 1994).

Uma vez que estas cargas estavam a atuar no elemento laje, cuja modelação explícita não será efetuada neste trabalho, foi necessário distribuir as cargas verticais pelas vigas. Simplificadamente assumiram-se cargas uniformemente distribuídas nas vigas determinadas com base em fatores de repartição de carga de lajes iguais em ambas as direções.

No que toca à modelação das massas, estas foram introduzidas através de massas pontuais nos nós viga-pilar dos diferentes pisos, resultando na inserção de nove massas pontuais por piso de igual valor. A massa considerada em cada piso é apresentada no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Valor da Massa por piso (Arêde, 1997).

	Massa/piso [ton]	Massas pontuais/nó [ton]
Piso 1	89.40	9.93
Piso 2	88.50	9.83
Piso 3	88.50	9.83
Piso 4	84.60	9.40

3.5 Modelação da ação sísmica

A ação sísmica é representada através de um espectro de resposta elástica da aceleração horizontal à superfície do terreno. Este pode ser expresso pelas expressões (IPQ,2010):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2.5 - 1) \right] \quad (3.47)$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \quad (3.48)$$

$$T_c \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \left[\frac{T_c}{T} \right] \quad (3.49)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \left[\frac{T_c T_D}{T^2} \right] \quad (3.50)$$

A ação sísmica considerada para o dimensionamento do edifício em estudo apresentava uma aceleração da base do terreno de $0.3g$, foi considerado um solo do tipo B e um fator de importância igual a 1 (categoria de importância III), ver na Figura 3.7 (Negro et al., 1994).

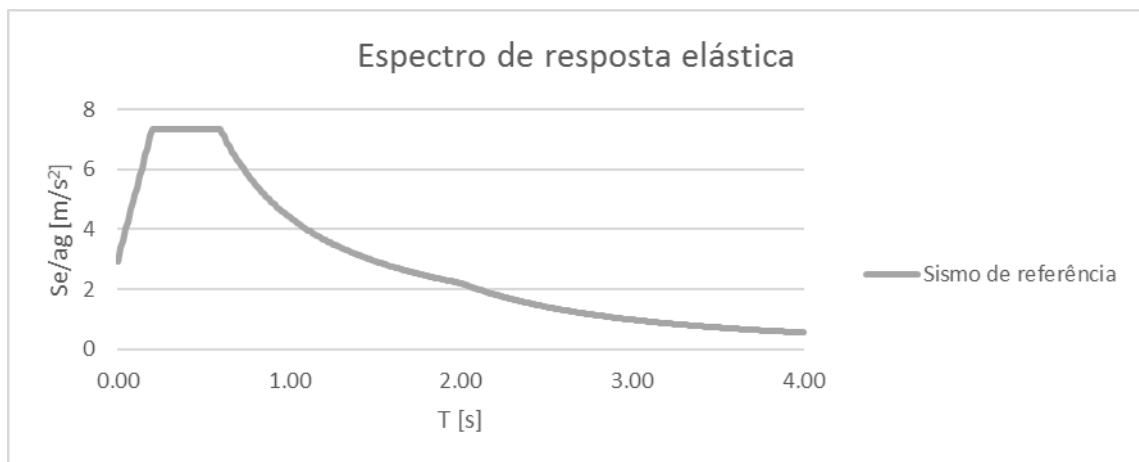


Figura 3.7 – Espectro de resposta elástico de acelerações horizontais usado no dimensionamento da estrutura.

3.6 Combinação de ações

O EC8-1 indica que as ações para situações de projeto sísmico devem ser combinadas segundo a secção 6.4.3.4 do EC0, que podem ser traduzidas pela expressão

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.51)$$

Já para efeitos do cálculo das forças de inércia, esta norma indica que a combinação de ações deve ser realizada tendo em conta, exclusivamente, as ações verticais atuantes, ou seja

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (3.52)$$

3.7 Procedimento de análise

A análise modal por espectro de resposta ou análise dinâmica linear por espectro de resposta é uma das metodologias de análise de estruturas preconizadas pelos EC8-1 e EC8-3. Esta análise pode ser adotada independentemente da existência ou não de regularidade, tanto em planta como em altura, bem como do modelo escolhido para a respetiva análise (planar ou espacial). Ainda no que toca à aplicabilidade deste método, como é um método de análise linear, é necessário garantir a distribuição de ductilidade dos elementos sísmicos primários.

Este método de análise dinâmica consiste em estimar o comportamento da estrutura a partir da combinação linear dos respetivos modos de vibração. Estes modos de vibração são definidos como uma configuração deformada que a estrutura apresenta em vibração livre com uma frequência própria. Ou seja, trata-se de uma configuração sem ações aplicadas e cujas massas da estrutura vibram em fase, passando simultaneamente pelo ponto correspondente ao repouso e atingem simultaneamente o deslocamento máximo.

Uma estrutura, tal como a que está a ser estudada, apresenta um grande número de modos de vibração, uma vez que são tantos quanto o número de graus de liberdade resultante da discretização. Portanto, é necessário identificar o número mínimo de modos de vibração que realmente sejam relevantes para o estudo do comportamento dinâmico da estrutura. Assim, na secção 4.3.3.3.1 do EC 8-1, os critérios a ter em conta para a identificação do número mínimo de modos de vibração que devem ser considerados, por forma a ter uma solução suficiente precisa, são (IPQ, 2010):

- a soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura;
- todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são considerados;
- o número mínimo de modos de vibração considerados k deve respeitar as seguintes condições:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (3.53)$$

$$T[k] \leq 0.2s \quad (3.54)$$

em que n é o número de pisos acima da fundação ou de uma cave rígida.

O modo fundamental é o modo de vibração cuja frequência própria de vibração é a menor de todos os modos.

Tendo em consideração que a análise por sobreposição modal conduz às respostas máximas para cada modo, estas têm que ser combinadas. Esta combinação pode ser levada a cabo por intermédio da raiz quadrada da soma dos quadrados (RQSQ) das respostas máximas obtidas em cada modo, aplicando a expressão

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{Ei}^2} \quad (3.55)$$

3.8 Análise dinâmica da estrutura

A análise dinâmica da estrutura foi levada a cabo através do software de cálculo automático de estruturas, *SAP 2000*. Neste estudo, o modo de vibração fundamental apresenta uma frequência de 0.57 HZ (Quadro 3.4) que é significativamente inferior à obtida por Arêde (1997). A deformada deste modo é exposta na Figura 3.8.

Esta diferença pode ser explicada através das propriedades mecânicas assumidas para as secções transversais: a propriedade mecânica que tem maior impacto na análise dinâmica é a rigidez de flexão das secções transversais, sendo que por isso expectável que seja esta a origem para a diferença de resultados. Tal como se mostrou na secção 3.3.1, a rigidez considerada é a rigidez efetiva, ou seja, a rigidez seccional secante, que corresponde à cedência das armaduras longitudinais e que incorpora o efeito do escorregamento das armaduras. Em contrapartida, o estudo levado a cabo por Arêde (1997) não considerou o escorregamento das armaduras.

Quadro 3.4 – Resultados da análise modal da estrutura.

Modos	Período	Frequência
	[s]	[Hz]
1	1.75	0.57
2	1.75	0.57
3	0.58	1.72
4	0.57	1.76
5	0.32	3.11
6	0.31	3.22
7	0.30	3.34

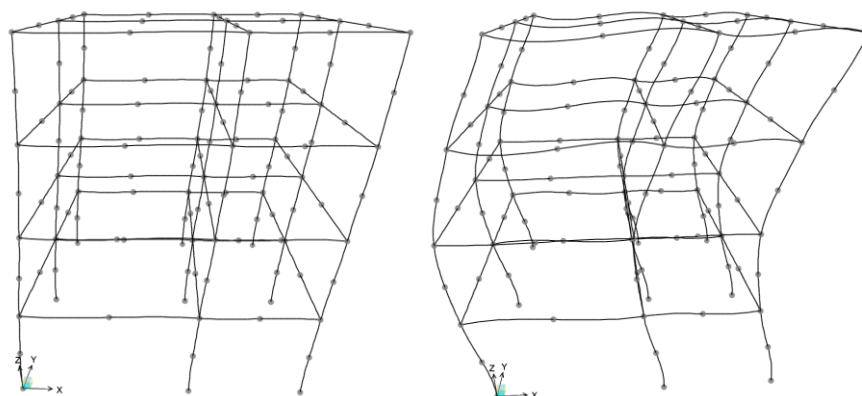


Figura 3.8 – Modos de vibração da estrutura na direção em estudo (1º e 2º à esquerda e direita, respetivamente).

4 Análise de resultados

4.1 Verificação de segurança dos elementos estruturais existentes

No capítulo de análise de resultados serão apresentadas as verificações de segurança dos elementos estruturais.

De acordo com o EC8-3, para avaliar a segurança da estrutura é necessário considerar dois tipos de elementos/mecanismos:

- elementos/mecanismos dúcteis – vigas e pilares em flexão com ou sem esforço axial, cuja verificação se faz em termos de deformações;
- elementos/mecanismo frágeis – vigas, pilares e nós viga-pilar sujeitas ao corte, fazendo-se a verificação em termos de resistências.

A verificação para os dois tipos de elementos realiza-se segundo o princípio:

$$\frac{D}{C} \leq 1 \quad (4.1)$$

em que D é a exigência e C a capacidade, ambos relativos ao *capacity design*, de acordo com o Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Verificação de segurança de elementos primários existentes (adaptação de Fardis (2009)).

Mecanismo	Elemento	Limitação de Danos (DL)	Danos Severos (DS)	Colapso Iminente (NC)
Flexão (dúctil)	Primário	$\theta_D \leq \theta_{y,act}$	$\theta_D \leq \frac{3}{4} \theta_{u,m-\sigma}$	$\theta_D \leq \theta_{u,m-\sigma}$
Esforço Transverso (frágil)	Primário	Elementos: $V_D \leq \min \{V_{Rd,EC2}; V_{Rd,EC8-3-\sigma}\}$ Nós viga-pilar: $V_{CD,j} \leq V_{Rd,j,EC8-1}$		

4.1.1 Determinação das exigências dos mecanismos dúcteis

A determinação das exigências nos mecanismos dúcteis deriva diretamente da análise linear dinâmica da estrutura. O cálculo da rotação exigida para a corda do vão de esforço transverso (θ_D) é feito através dos deslocamentos e rotações nos nós extremos deste vão, Figura 4.1. Assim, para um elemento 1D genérico, a rotação exigida pode ser determinada a partir dos deslocamentos dos seus nós na direção perpendicular ao eixo do elemento na configuração indeformada aplicando a expressão

$$\theta_D = \arctg\left(\frac{d_3 - d_2}{L_v}\right) - r_2 \quad (4.2)$$

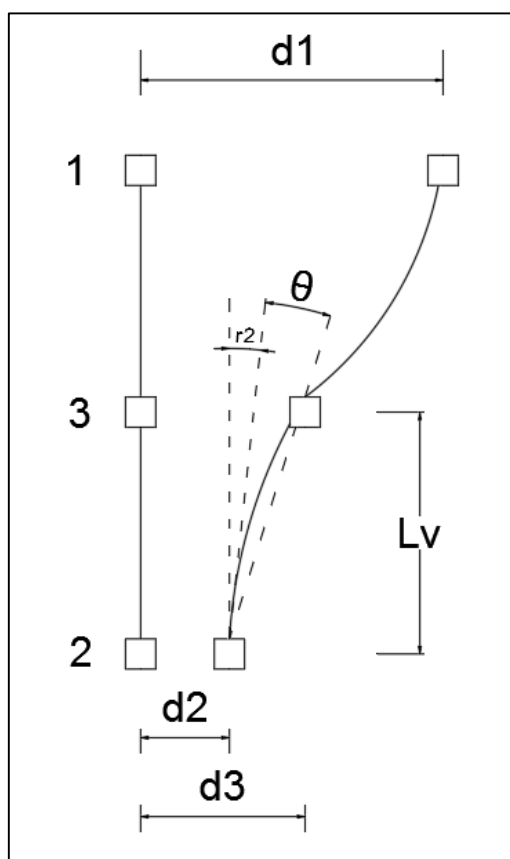


Figura 4.1 – Configuração de deformada de um elemento 1D.

4.1.2 Determinação das exigências dos mecanismos frágeis

Como foi referida anteriormente, a segurança dos mecanismos frágeis é avaliada em termos de esforços internos. No entanto, como foi efetuada uma análise linear, estes esforços não podem ser estimados diretamente da análise estrutural devendo-se recorrer ao dimensionamento por capacidade resistente, ou *capacity design (CD)*, para o cálculo das exigências.

O EC8-3 na secção 4.5.1 (2) remete o cálculo das exigências para o EC8-1, sendo que o valor a adotar para o parâmetro γ_{Rd} é igual a 1.0 e os valores médios das propriedades dos materiais usados na determinação da capacidade resistente dos mecanismos dúcteis multiplicados pelo fator de confiança.

4.1.2.1 Vigas

Nos elementos viga, o esforço transversal, deduzido do dimensionamento pela capacidade resistente, é dado pela seguinte expressão

$$V_{CD,b}(x) = \max \left\{ Abs \left(\frac{M_{b,1}^- + M_{b,2}^+}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 Q}(x) \right); Abs \left(-\frac{M_{b,1}^+ + M_{b,2}^-}{l_{cl}} + V_{G+\psi_2 Q}(x) \right) \right\} \quad (4.3)$$

$$M_{b,i}^{+(-)} = \begin{cases} M_{Eb,i}^{+(-)} & se \quad M_{Eb,i}^{+(-)} \leq \beta_{b,i} M_{Rb,i}^{+(-)} \\ \beta_{b,i} M_{Rdb,i}^{+(-)} & se \quad M_{Eb,i}^{+(-)} > \beta_{b,i} M_{Rb,i}^{+(-)} \end{cases} \quad (4.4)$$

$$\beta_{b,i} = \min \left\{ 1; \left(\frac{\sum M_{R,c}}{\sum M_{R,b}} \right)_i \right\} \quad (4.5)$$

Denote-se que a expressão 4.3 apresenta o esforço transversal máximo ao longo do comprimento da viga para uma análise linear, o que implica a necessidade do cálculo do esforço transversal atuante em diversas secções ao longo do elemento, visando encontrar o esforço máximo absoluto. Note-se ainda que nas vigas a quantidade de estribos pode variar ao longo do vão, alterando a respetiva resistência e, por isso, requerendo a verificação da segurança ao esforço transversal em várias secções. A Figura 4.2 clarifica os símbolos usados nas expressões anteriores.

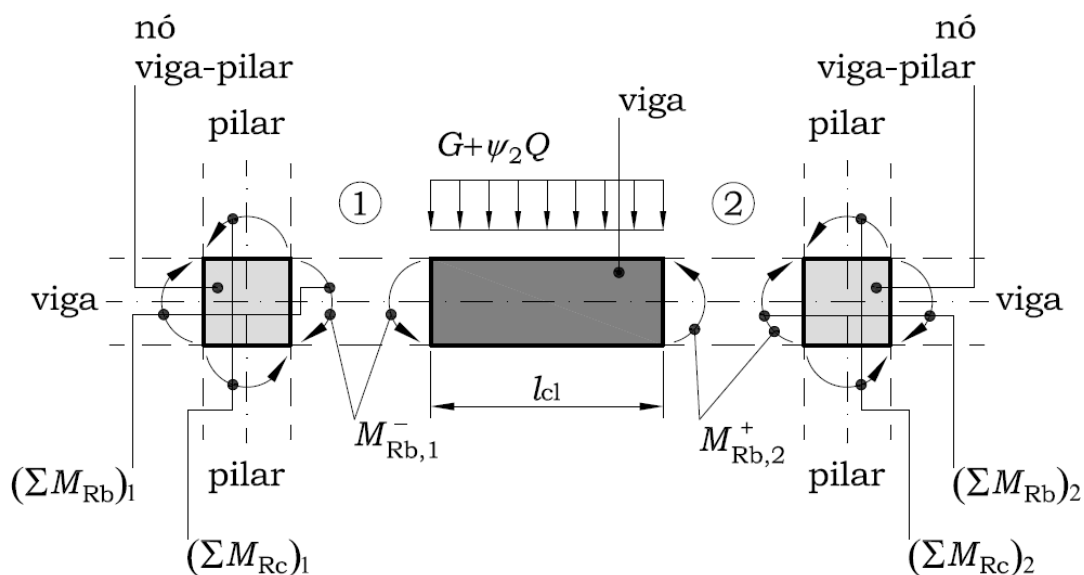


Figura 4.2 – Valor do esforço transversal nas vigas calculado pela capacidade real (Costa e Providência, 2016).

4.1.2.2 Pilares

A determinação do esforço transversal nos pilares apresenta a mesma abordagem das vigas, mas com algumas simplificações, nomeadamente:

- esforço transversal é constante ao longo do elemento, uma vez que não existem cargas de vão;
- distribuição uniforme da armadura de esforço transversal (cintas) ao longo do pilar;
- as secções transversais são retangulares com pormenorização simétrica em relação ao eixo de flexão;
- o momento fletor máximo resistente é igual em ambas as extremidades do pilar;
- as rótulas plásticas desenvolvem-se em ambas, só uma ou nenhuma das extremidades.

Assim, o *capacity design* propõe que o esforço transversal máximo ao longo de todo o comprimento do pilar pode ser dado pela expressão 4.6, tal como se demonstra na Figura 4.3:

$$V_{CD,c} = \frac{M_{c,1} + M_{c,2}}{h_{cl}} \quad (4.6)$$

em que

$$M_{c,i}^{+(-)} = \begin{cases} M_{Ec,i} & \text{se } M_{Ec,i} \leq \beta_{c,i} M_{Rc,i} \\ \beta_{c,i} M_{Rdc,i} & \text{se } M_{Ec,i} > \beta_{c,i} M_{Rc,i} \end{cases} \quad (4.7)$$

$$\beta_{c,i} = \min \left\{ 1; \left(\frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)_i \right\} \quad (4.8)$$

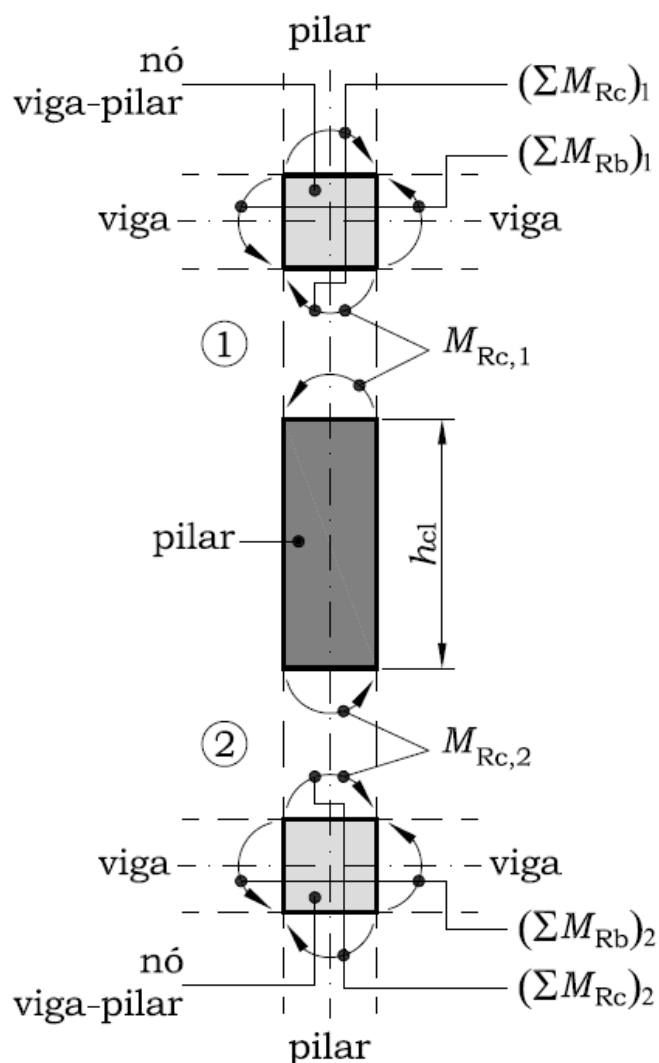


Figura 4.3 – Valor de esforço transverso nos pilares calculado pela capacidade real (Costa e Providência, 2016).

4.1.2.3 Nós viga-pilar

O esforço transversal exigido nos nós viga-pilar é calculado pela capacidade real (capacity design), podendo ser determinado pelas expressões

$$V_{CD,jh} = \sum M_b \left(\frac{1}{z_b} - \frac{l}{h_p l_{cl}} \right) \quad (4.9)$$

e

$$\sum M_b = \begin{cases} \sum M_{Rb} & se \quad \sum M_{Eb} > \sum M_{Rb} \\ \sum M_{Eb} & se \quad \sum M_{Eb} \leq \sum M_{Rb} \end{cases} \quad (4.10)$$

A expressão 4.9 apresenta o valor máximo do esforço transversal horizontal que é possível transferir à ligação, entre dois pisos.

4.1.3 Determinação das capacidades dos mecanismos dúcteis

O cálculo das capacidades dos mecanismos dúcteis é feito através da capacidade de rotação última da corda do vão de esforço transverso.

O EC8-3, no seu anexo referente a estruturas de betão, apresenta as seguintes expressões empíricas para o cálculo do valor da capacidade total de rotação de corda (partes elásticas e não elásticas):

$$\theta_{u,m} = \frac{1.6}{100} 0.3^v \left(\frac{\max\{0.01; \omega^1\}}{\max\{0.01; \omega\}} f_c \right)^{0.225} \left(\min\left\{9; \frac{L_v}{h}\right\} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_{px} \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} 1.25^{100\rho_d} \quad (4.11)$$

em que

$$v = \frac{N}{bhf_c} \quad (4.12)$$

$$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w s_h} \quad (4.13)$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0}\right) \quad (4.14)$$

O EC8-3 apresenta ainda disposições que permitem considerar, no âmbito da aplicação das expressões anteriores, os seguintes aspetos:

- utilização de aços endurecidos a frio, que têm comportamento frágil;
- existência de emendas de varões longitudinais por sobreposição junto a zonas críticas (extremidades de elementos);
- elementos com varões longitudinais lisos;
- ausência de disposições específicas para a resistência ao sismo.

No entanto, o edifício estudado foi dimensionado com o intuito de ter um bom comportamento sísmico e como tal, não foi necessário ter nenhuma destas em consideração no cálculo da capacidade da rotação última.

A verificação dos mecanismos dúcteis de elementos primários não é feita diretamente através do valor médio da capacidade de rotação última, mas sim do valor médio da capacidade de rotação última sob ações cíclicas subtraídas do desvio padrão, $\theta_{u,m-\sigma}$. Neste caso em particular, o anexo A do EC8-3 indica que o cálculo desta rotação tem de ser acordo com a seguinte expressão:

$$\theta_{u,m-\sigma} = \frac{\theta_{u,m}}{\gamma_{el} = 1.5} \quad (4.15)$$

4.1.4 Determinação das capacidades dos mecanismos frágeis

4.1.4.1 Vigas e Pilares

No caso das vigas e pilares, o cálculo do esforço transversal resistente de elementos sísmicos primários é obtido através da resistência mínima proveniente do modelo proposto pelo EC2 e do EC8, de onde resulta

$$V_R = \min \{ V_{Rd,EC2}; V_{Rd,EC8-3-\sigma} \} \quad (4.16)$$

A necessidade de contabilizar um modelo no EC8 para a resistência ao esforço transversal deriva do facto da resistência ao esforço transversal se degradar em situação de ações cíclicas, por intermédio de quatro mecanismos:

- degradação do efeito ferrolho das armaduras longitudinais, com origem no esmagamento do betão pelas armaduras ou na cedência das mesmas;
- propagação das fendas de flexão em toda a seção, diminuindo a capacidade resistente ao esforço transversal;
- redução do embricamento dos agregados ao longo das fendas diagonais;
- redução da capacidade resistente do betão em compressão nas escoras diagonais.

A resistência ao esforço transversal sob ações cíclicas fazendo uso do modelo proposto pelo EC8-3, $V_{Rd,EC8-3-\sigma}$, considera o contributo da escora diagonal de esforço axial, da treliça clássica de Ritter-Morsch e da impossibilidade de contabilizar a rotação do campo de compressões do betão após a fendilhação diagonal. Estas componentes podem ser traduzidas segundo a expressão

$$V_{Rd,EC8-3-\sigma} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right) \left[0.16 \max\left(0.5; 100\rho_{tot}\right) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (4.17)$$

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (4.18)$$

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \frac{\theta_{um} - \theta_y}{\theta_y} \quad (4.19)$$

De acordo com o EC2, a resistência ao esforço transversal sob ações estáticas é dada pelo modelo de treliça de ângulo variável e corresponde ao mínimo de três parcelas, expressão 4.20:

- esmagamento das escoras diagonais de betão, $V_{R,EC2,c}$;
- rotura das armaduras transversais, $V_{R,EC2,sw}$;
- rotura das armaduras longitudinais no banzo tracionada, $V_{R,EC2,sl}$.

$$V_{R,EC2} = \min \{ V_{R,EC2,c}; V_{R,EC2,sw}; V_{R,EC2,sl} \} \quad (4.20)$$

$$V_{R,EC2,c} = \alpha_{cw} b_w z \eta f_c \frac{\cot \beta + \cot \alpha_w}{1 + \cot^2 \beta} \quad (4.21)$$

$$\alpha_{cw} = \min \left\{ 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_c}; 1.25; 2.5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_c} \right) \right\} \quad (4.22)$$

$$V_{R,EC2,sw} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} (\cot \beta + \cot \alpha) \sin \alpha_w \quad (4.23)$$

$$V_{R,EC2,sl} = 2 \frac{A_y f_y - \frac{M}{z} + \frac{N}{2}}{\cot \beta - \cot \alpha_w} \quad (4.24)$$

Por fim, deve ser realçado o fato de que as resistências médias dos materiais existentes devem ser divididos pelo fator de confiança utilizado (CF) e de que tanto os materiais novos como os existentes devem ser divididos pelos fatores parciais de segurança correspondentes (Fardis, 2009).

4.1.4.2 Nós viga-pilar

A capacidade resistente ao esforço transversal nos nós viga-pilar pode ser determinada aplicando as disposições da secção 5.5.3.3 do EC8-3.

O cálculo da capacidade resistente nos nós viga-pilar é determinado pelo menor valor resultante das duas expressões, presentes no EC8-1 (expressão (4.25) e (4.26)). Esta imposição da norma advém do fato de se pretender garantir que não ocorre esmagamento do betão na direção diagonal e que as armaduras transversais não entram em cedência:

$$V_{jh} \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\nu}{\eta} b_j h_{jc}} \quad (4.25)$$

$$V_{jh} \leq b_j h_{jc} \sqrt{\left(\frac{A_{sh} f_{yw}}{b_j h_{jb}} + f_{ct} \right) (f_{ct} + \nu f_c)} \quad (4.26)$$

A dimensão efetiva do nó viga-pilar na direção perpendicular ao plano de flexão, b_j é dada por

$$b_j = \begin{cases} \min \left\{ b_c; b_b + \frac{h_c}{2} \right\}, & b_c > b_b \\ \min \left\{ b_c; b_b + \frac{h_b}{2} \right\}, & b_c \leq b_b \end{cases} \quad (4.27)$$

onde

- b_c largura da secção transversal do pilar
- b_b largura da secção transversal da viga
- h_c altura da secção transversal do pilar
- h_b altura da secção transversal da viga

4.2 Análise dos resultados do caso de referência

O objetivo do dimensionamento de uma estrutura com bases nos princípios do *capacity design* é a maximização da capacidade de dissipação de energia através da formação do maior número de rótulas plásticas, sem que a estrutura se transforme num mecanismo. Uma vez que o edifício em causa é uma estrutura porticada, esta deve apresentar a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas, e não nos pilares, tal como se mostra na Figura 4.4. (Lopes, 2008)

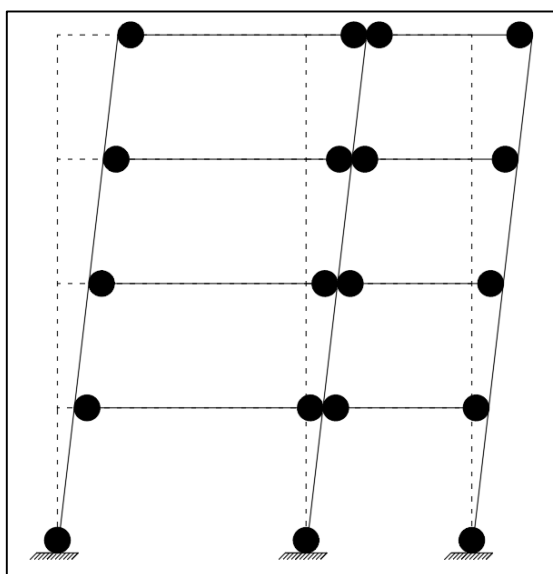


Figura 4.4 – Mecanismo de colapso desejável de estruturas (Lopes, 2008).

A análise da estrutura foi elaborada com base num modelo que não contabiliza a dimensão dos nós viga-pilar, ou seja, as vigas e pilares estendem-se até ao ponto de interseção dos respetivos eixos. No entanto foi levada a cabo uma análise alternativa em que a zona de interseção das vigas com os pilares foi assumida rígida, tendo-se obtido resultados idênticos aos apresentados.

Apesar de se poder considerar que os requisitos de desempenho do ELU do EC8-1 estão mais próximos dos requisitos de desempenho do Estado Limite de Danos Severos (SD) do que dos requisitos de desempenho Verificação do Estado Limite de Colapso Eminente (NC), não existe uma correspondência direta entre os requisitos de desempenho do ELU do EC8-1 e os requisitos de desempenho do EC8-3. Desta forma optou-se por fazer a verificação de segurança em relação ao Estado Limite de Danos Severos (SD) e ao Estado Limite de Colapso Eminente (NC).

4.2.1 Verificação do Estado Limite de Colapso Eminente (NC)

O EC 8-3 apresenta como requisito de desempenho mais gravoso o Estado limite de colapso eminente (NC), cuja definição se aproxima do colapso real da estrutura (CEN, 2005).

A Figura 4.6 apresenta o quociente entre as rotações das cordas do vão do esforço transversal impostas pelo sismo de referência, $a_g = 0.3g$, e a capacidade de rotação de cada uma dos elementos/mecanismos, mostrando que todos os elementos estão longe de atingir a sua capacidade de deformação. O valor máximo de rotação exigida encontra-se na extremidade direita da viga 11, correspondendo apenas metade da capacidade de rotação deste elemento. Os pilares apresentam relações ainda mais baixas, registando-se uma rotação máxima exigida de apenas 37% da sua capacidade. O Anexo A apresenta tabelas que mostram tanto a rotação exigida de cada elemento como a respetiva capacidade de rotação.

Em relação aos elementos/mecanismos frágeis, a verificação com base em esforços indica que estes apresentam capacidades resistentes superiores às exigidas. Esta relação é verificada tanto nas vigas como nos pilares e nos nós viga-pilar, tal como mostra a Figura 4.7 e as Tabelas do Anexo A.

A fim de orientar a visualização das imagens dos resultados, a Figura 4.5 representa os cortes da estrutura.

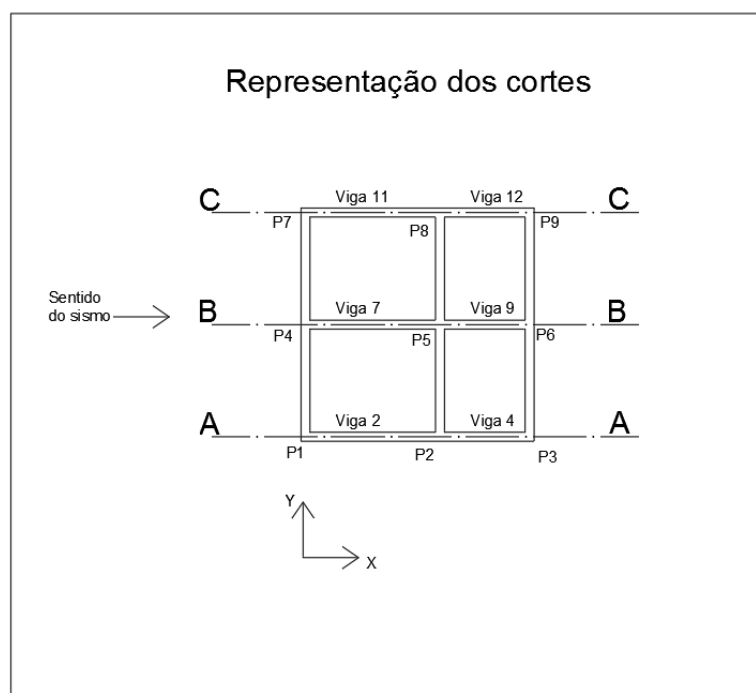


Figura 4.5 – Representação dos cortes da estrutura.

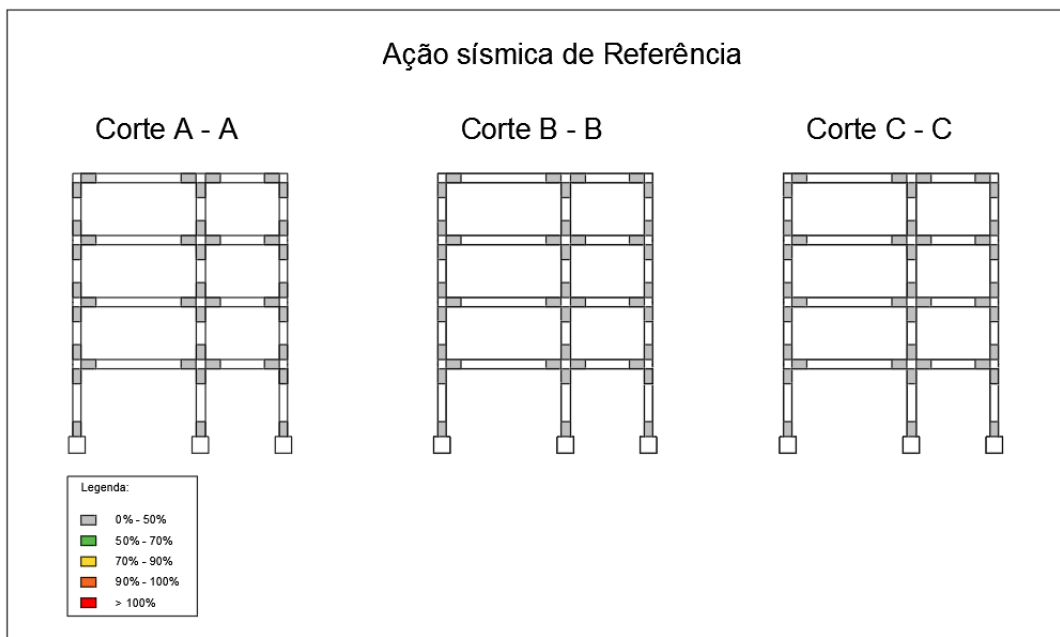


Figura 4.6 – Quociente entre rotação exigidas e capacidade de rotação (NC).

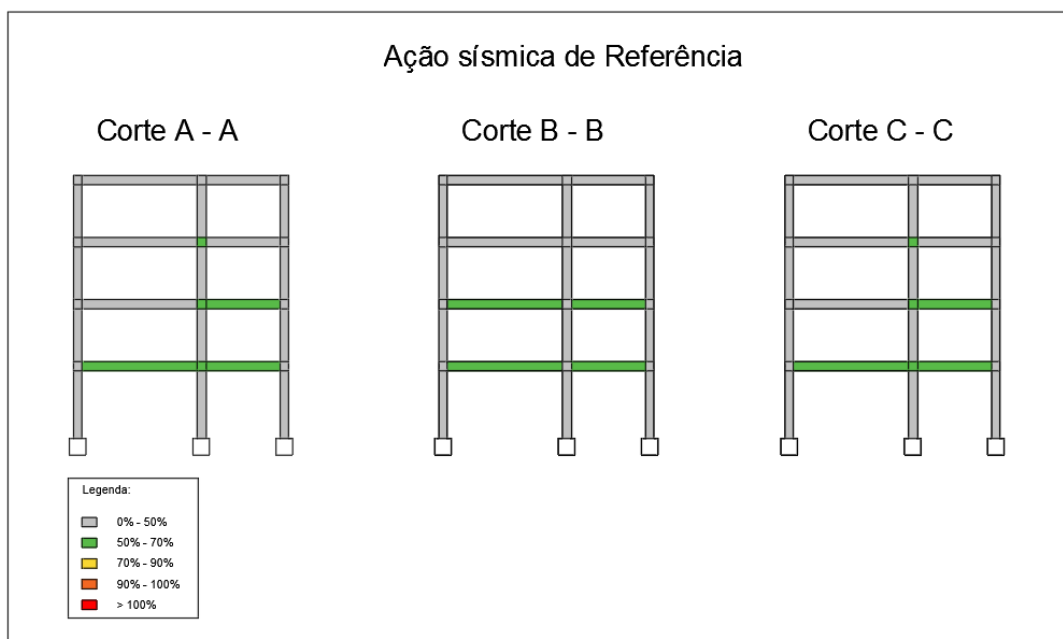


Figura 4.7 - Quociente entre esforço transversal exigido e a respetiva capacidade (NC).

4.2.2 Verificação do Estado Limite de Danos Severos (SD)

O Estado limite de danos severos (SD) preconizado no EC8-3 apresenta uma verificação da estrutura semelhante à do requisito anterior, exceto na verificação dos elementos dúcteis. Para estes elementos a capacidade de rotação é igual a $\frac{3}{4}$ da capacidade de rotação última preconizada na verificação do Estado Limite de Colapso Eminente (NC).

A Figura 4.8, mostra o quociente entre a rotação exigida e a capacidade para o estado limite de danos severos (SD). Da análise desta figura pode-se constatar que a estrutura mantém a segurança para este estado limite. No entanto, como seria de esperar, o quociente entre as rotações impostas e as respetivas capacidades é maior.

Em relação à verificação dos mecanismos frágeis, a verificação é igual para os dois estados limite, tal como mostra o Quadro 4.1.

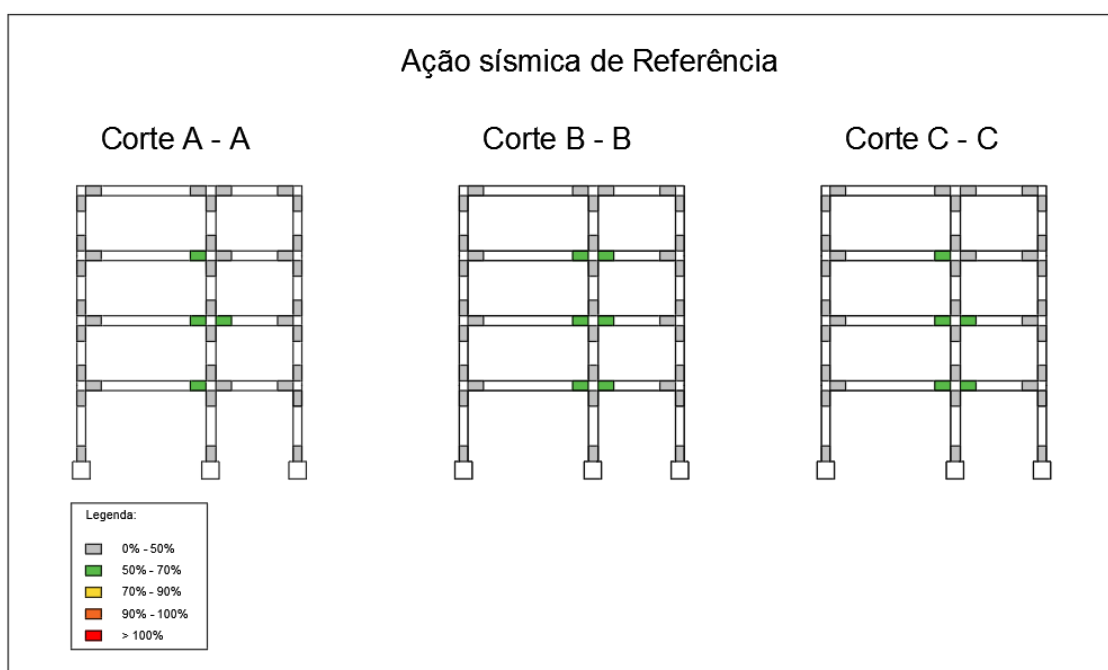


Figura 4.8 - Quociente entre rotação exigidas e capacidade de rotação (SD).

4.3 Análise dos resultados para diferentes níveis da ação sísmica

Com o intuito de estudar o grau de conservadorismo que o dimensionamento através do EC 8-1 apresenta em relação à verificação de segurança indicado no EC8-3, a segurança da estrutura foi avaliada para diferentes níveis de a_g .

4.3.1 Verificação da segurança ao Estado Limite de Colapso Eminente (NC) para diferentes níveis da ação sísmica

Em primeiro lugar, o parâmetro a_g foi assumido 1.25 vezes superior ao de referência. A Figura 4.9 apresenta o quociente entre a rotação exigida e a capacidade de rotação para esta situação mostrando que esta ação sísmica não acarreta problemas na estrutura.

De forma a prosseguir o estudo, a_g foi aumentada para 1.5 vezes a de referência. Neste caso a estrutura apresenta um aumento de deformações, tal como era esperado. As vigas dos pisos 1, 2 e 3 já apresentam rotações exigidas na ordem dos 50-70% das capacidades das mesmas, mas, é nas vigas 11 do piso 1 e nas vigas 7 e 12 do piso 2 que os mecanismos dúcteis estão com menor margem de segurança, tal como se mostra na Figura 4.10.

Quando a_g da estrutura para 1.75 vezes a de referência, a estrutura apresenta um conjunto de elementos vigas cujas rotações são superiores a 70% da sua capacidade, tendo, mesmo, uma viga com uma rotação muito próxima da sua rotação última (capacidade), Figura 4.11.

Finalmente, quando a_g é aumentado 2 vezes à de referência, o colapso ocorre na viga 11 do piso 1 e na viga 7 do piso 2, Figura 4.12.

Ao nível da verificação dos mecanismos frágeis, estes, tal como esperados, apresentam elevados coeficientes entre os esforços transversos exigidos e as respetivas capacidades, permitindo assim concluir que a estrutura não colapsa devido à rotura dos mecanismos frágeis.

Assim, pode-se concluir tomando como referência o Estado Limite de Colapso Eminente (NC), a estrutura suporta uma ação sísmica até 1.75 vezes superior à ação usada no estudo de referência.

4.3.2 Verificação da segurança ao Estado Limite de Danos Severos (SD) para diferentes níveis da ação sísmica

Assim, e tal como foi efetuado na secção anterior, procedeu-se a um incremento de a_g para 1.25 e 1.5 vezes o de referência.

Tal como pode ser observado nas Figura 4.13 e Figura 4.14 a estrutura só apresenta rotações admissíveis até um incremento de 1.25, ou seja, quando se aumenta para 1.5 a_g as rotações impostas nas vigas 11 do piso 1 e 7 no pisos 2 são superiores às suas capacidades.

Por outro lado, os elementos/mecanismos frágeis apresentam, mais uma vez, um grande quociente entre o esforço transversal exigido e a capacidade. Estes apresentam os mesmos resultados da verificação ao Estado Limite de Colapso Eminente, visto que a verificação é igual, como se comprova no Quadro 4.1 e na Figura 4.15, Figura 4.16 e Figura 4.17.

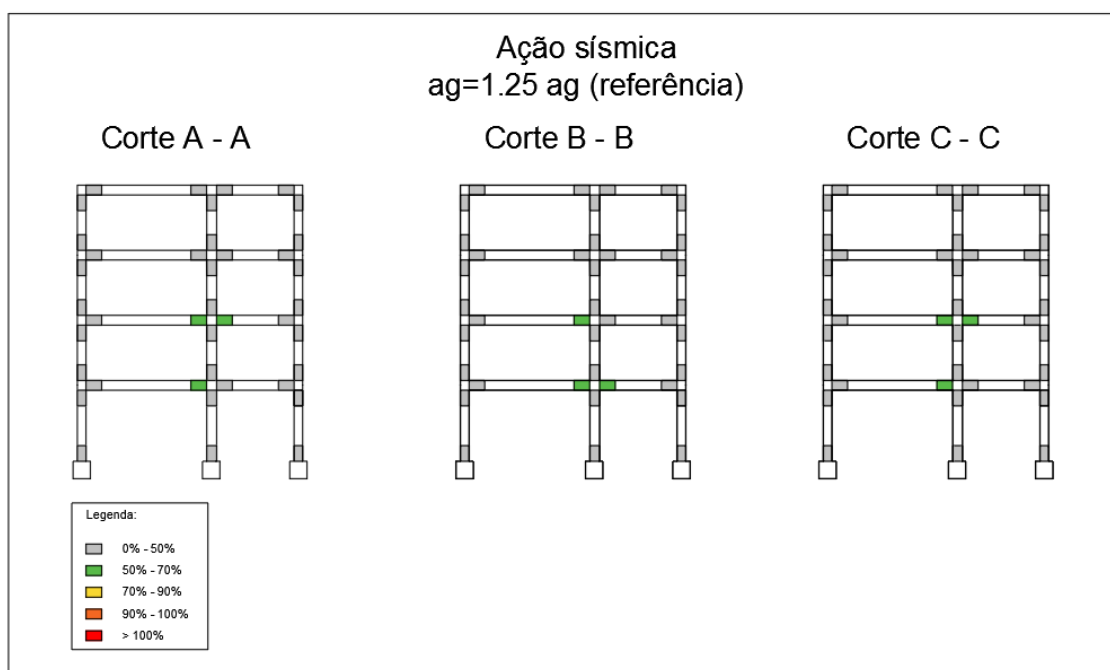


Figura 4.9 – Quociente entre rotação exigidas e capacidade de rotação (NC) para uma ação sísmica multiplicada por um fator de 1.25.

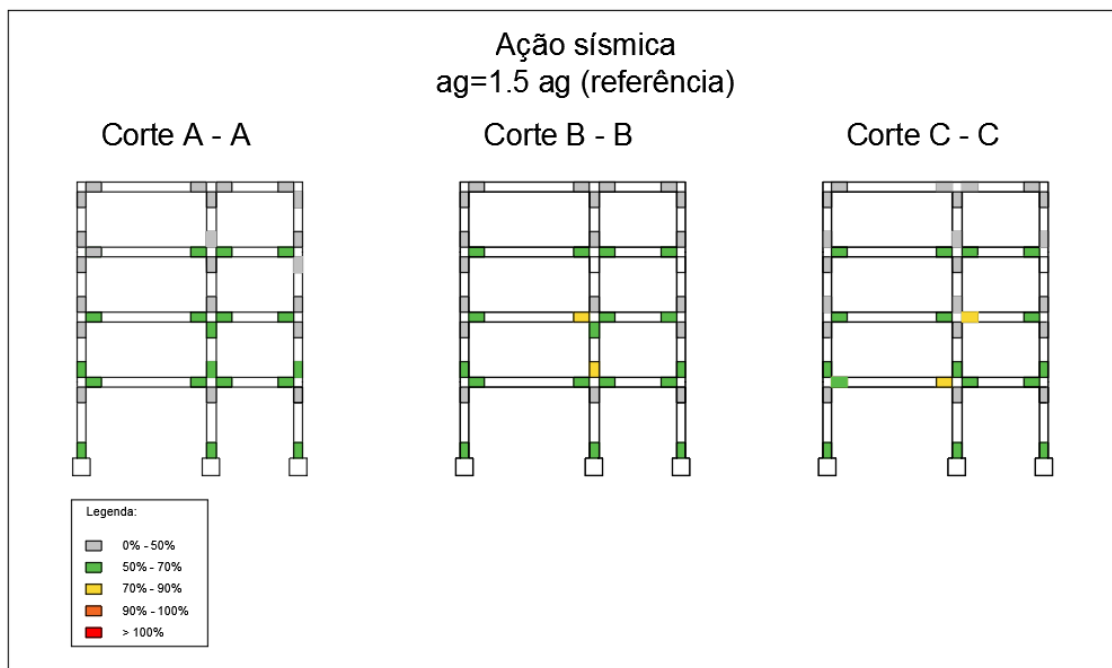


Figura 4.10 – Quociente entre rotação exigidas e capacidade de rotação (NC) para uma ação sísmica multiplicada por um fator de 1.5.

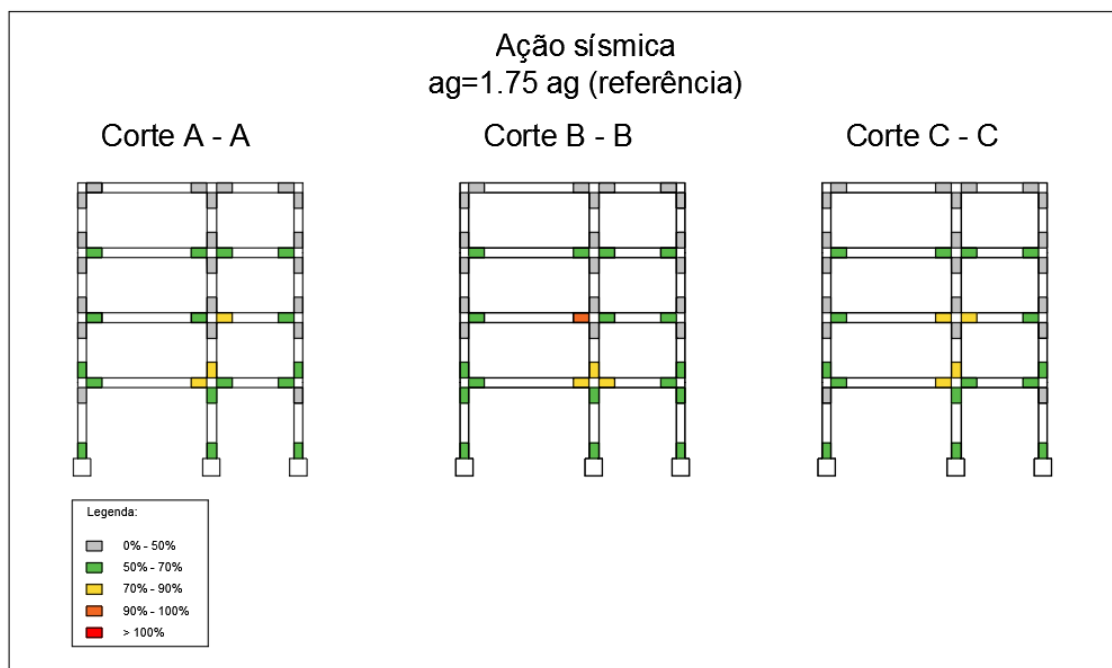


Figura 4.11 – Quociente entre rotação exigidas e capacidade de rotação (NC) para uma ação sísmica multiplicada por um fator de 1.75.

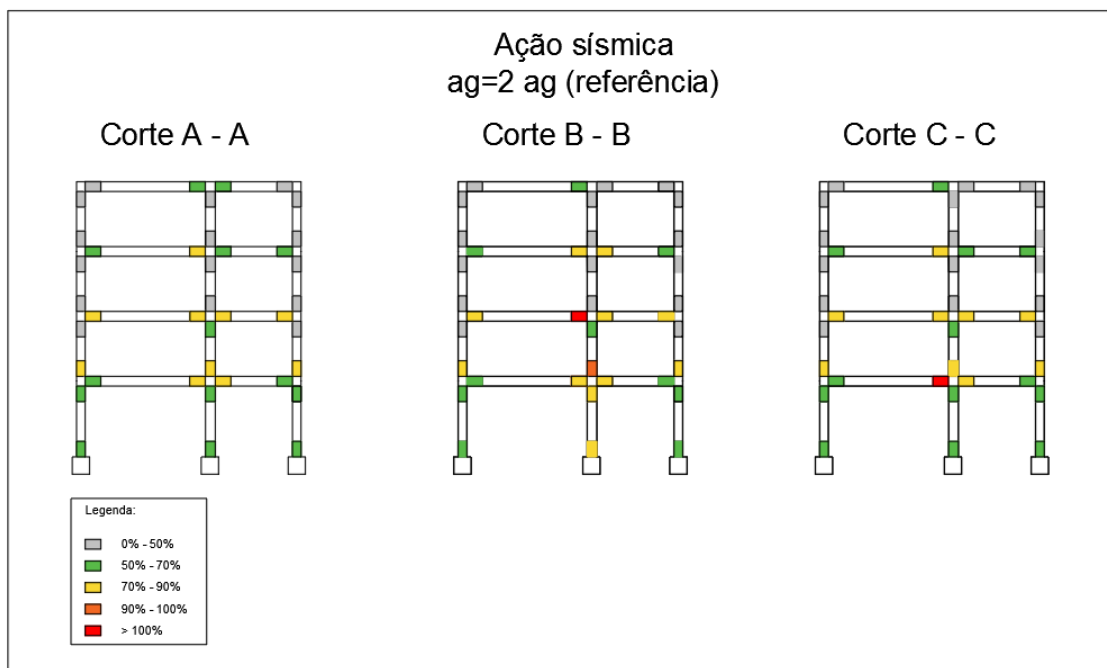


Figura 4.12 – Quociente entre rotação exigidas e capacidade de rotação (NC) para uma ação sísmica multiplicada por um fator de 2.

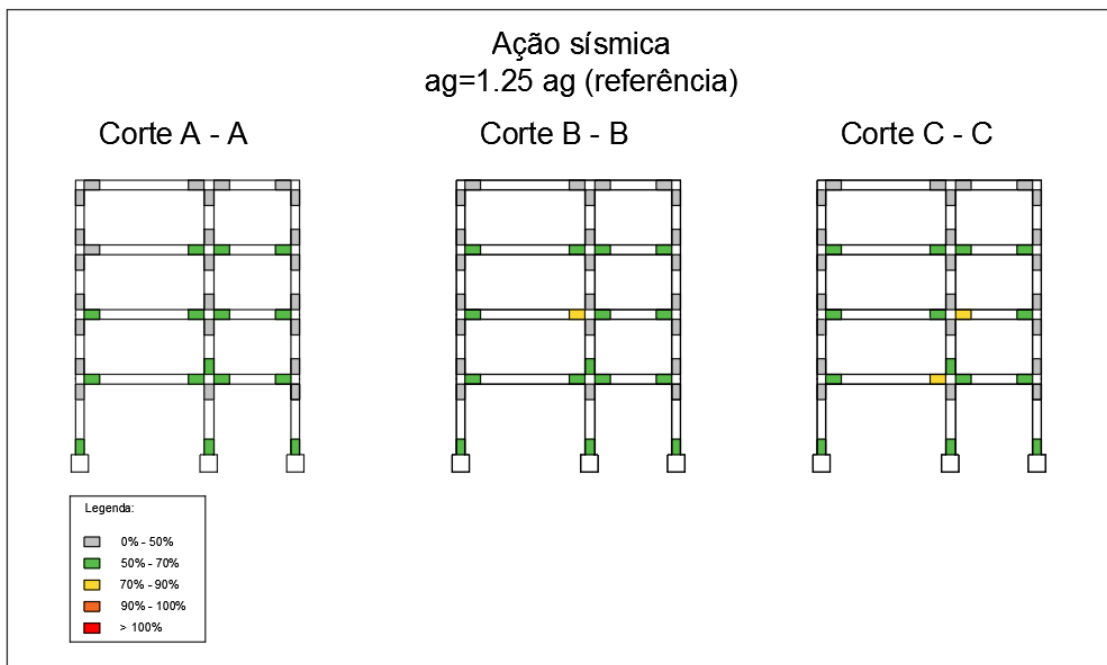


Figura 4.13 – Quociente entre rotação exigidas e capacidade de rotação (SD) para uma ação sísmica multiplicada por um fator de 1.25.

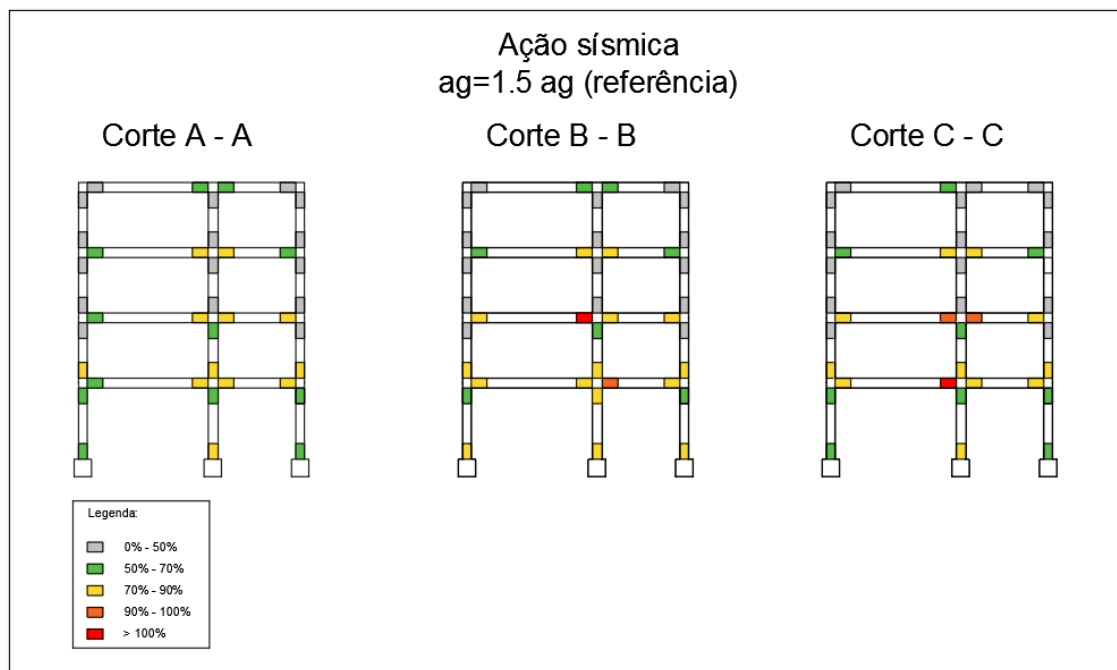


Figura 4.14 – Quociente entre rotação exigidas e capacidade de rotação para uma ação sísmica multiplicada por um fator de 1.5.

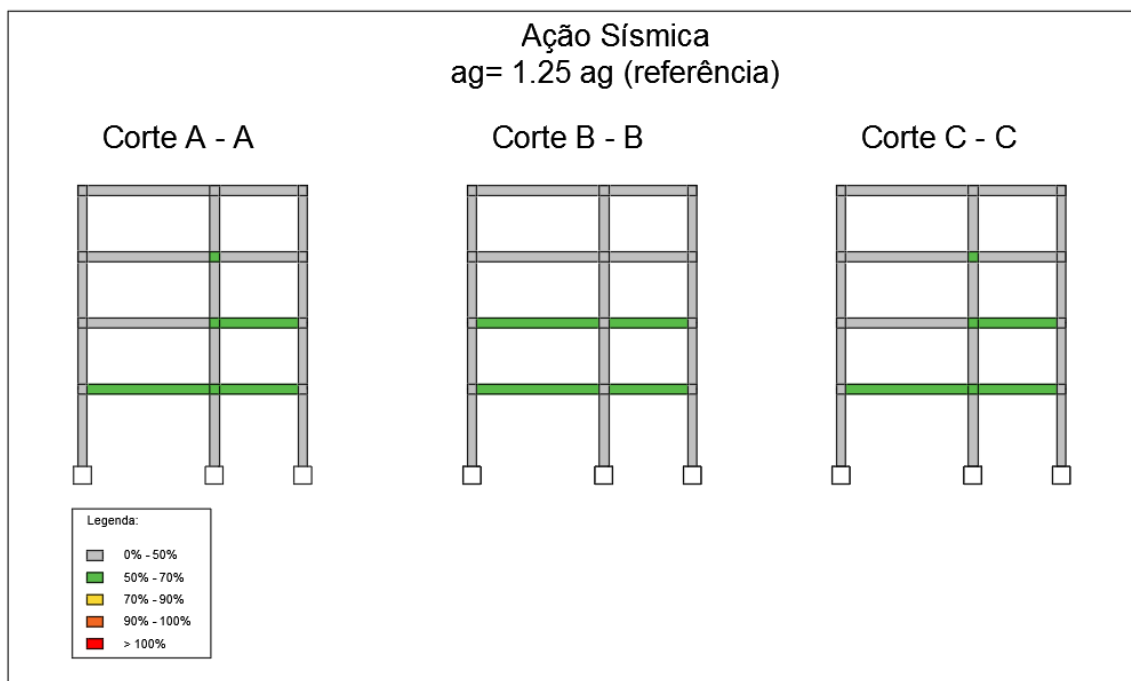


Figura 4.15 – Quociente entre esforço transverso exigido e a respetiva capacidade para uma ação sísmica multiplicada por um fator de 1.25.

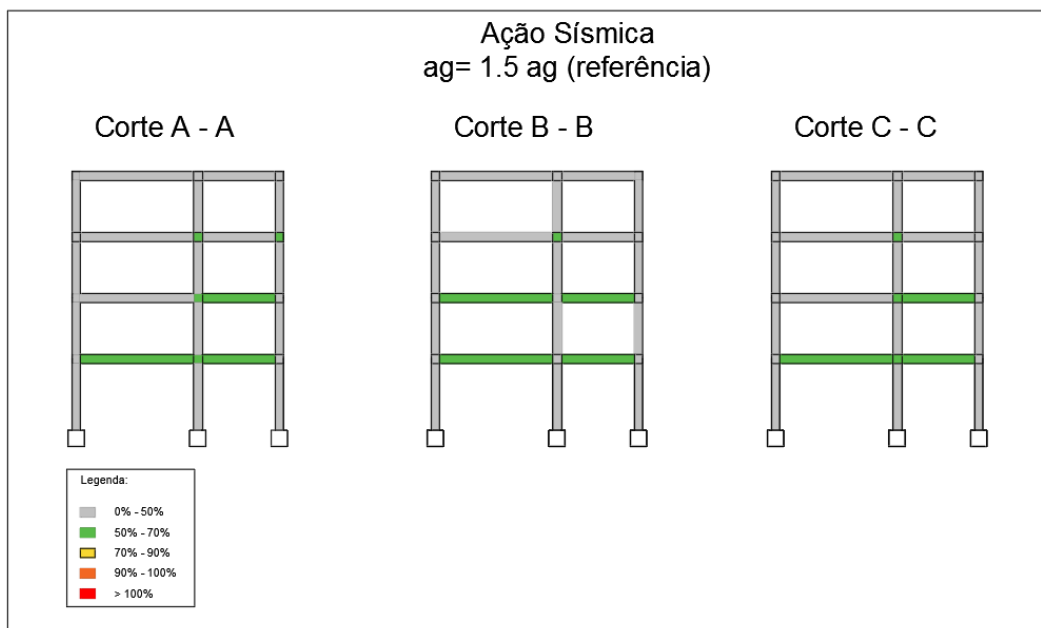


Figura 4.16 – Quociente entre esforço transversal exigido e a respetiva capacidade para uma ação sísmica multiplicada por um fator de 1.5.

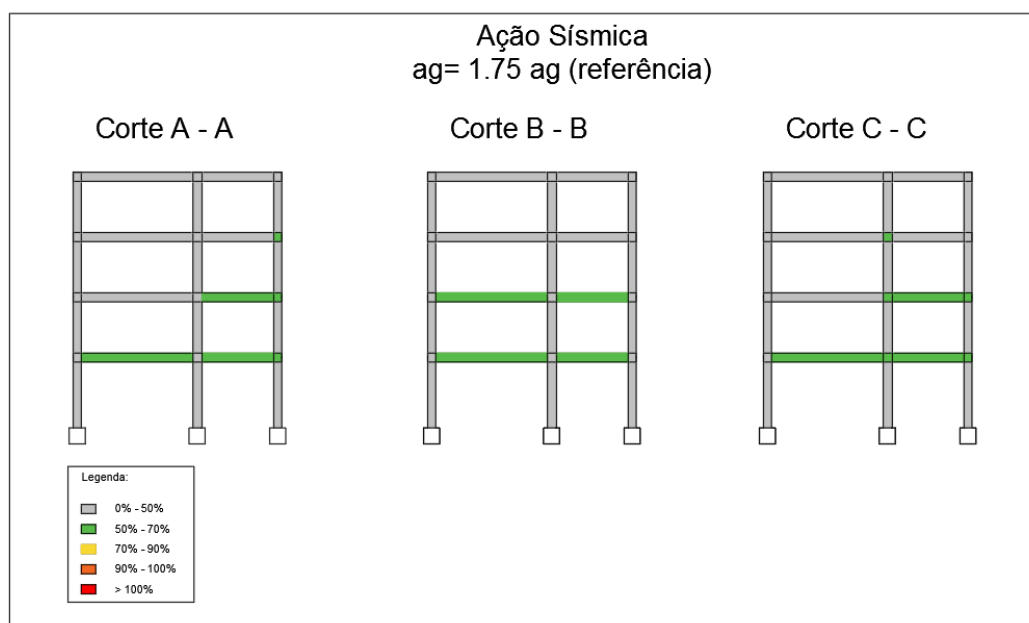


Figura 4.17 - Quociente entre esforço transversal exigido e a respetiva capacidade para uma ação sísmica multiplicada por um fator de 1.75.

5. Conclusões

Nesta dissertação, o principal objetivo foi confrontar a verificação de segurança em edifícios de betão armado efetuada aplicando as disposições do EC8-1 com as disposições do EC8-3. Para isto, modelou-se um edifício no programa SAP200 e com o auxílio de folhas de cálculo produzidas em Excel (MS), apoiadas por programação em VBA, foi levada a cabo a verificação de segurança de um edifício dimensionado de acordo com o EC8-1, mas aplicando as disposições do EC8-3.

O trabalho elaborado permitiu concluir que a verificação de segurança com base em deslocamentos é significativamente mais morosa e complexa que a verificação de segurança com base em esforços. A maior morosidade/complexidade advém do facto dos programas de análise estrutural não estarem vocacionados para verificações de segurança por deslocamentos. Desta forma é necessário a produção de rotinas que permitam a análise dos resultados extraídos dos programas de análise estrutural, o que foi levado a cabo neste trabalho com recurso a folhas de cálculo a programação em VBA.

A análise levada a cabo também permitiu concluir que, tal como preconiza o EC8-1, a aplicação dos princípios de dimensionamento pela capacidade resistente efetivamente permite proteger os elementos/mecanismos frágeis, sendo o colapso da estrutura condicionado pelos elementos/mecanismos dúcteis.

Finalmente, da análise levada a cabo também se constatou que as disposições do EC8-3 permitem concluir que a estrutura analisada está em segurança para níveis de ação sísmica 1,25 a 1,75 superiores às ações sísmicas para as quais o edifício foi dimensionado aplicando as disposições do EC8-1.

Referências Bibliográficas

Appleton, J. (2013). "Estruturas de Betão (Volume 2)". Edições Orion Lisboa.

Arêde, A. J. C. D. (1997). "Seismic Assessment of Reinforced Concrete Frame Structures with a New Flexibility Based Element". Doutor, Universidade do Porto, Porto,

Avramidis, I., A. Athanatopoulou, K. Morfidis, A. Sextos e A. Giaralis (2016). "Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings - Concepts, Commentary and Worked Examples with Flowcharts". Springer, Switzerland.

Azevedo, J. (2008). Caracterização da acção sísmica. Sismos e Edifícios. E. Orion. Lisboa, Edições Orion: 141-188.

Carvalho, E. C. (1985). "Manual de construção anti-sísmica - Edifícios de pequeno porte". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

CEN (2005). "EN 1998-3, Eurocode 8: Design of structures of earthquake resistance- Part 3: Assessment and retrofitting of buildings". Comité Européen de Normalisation, Brussels.

Computers & Structures, i. (2015). "CSI Analysis Reference Manual ", USA.

Costa, R. e P. Providência (2016). "Avaliação e reabilitação sísmica de edifícios de betão armado de acordo com o EC8-3 - Apontamentos do Mestrado de Reabilitação de Edifícios". Universidade de Coimbra, Coimbra.

Fardis, M. N. (2009). "Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings ". Springer, London.

Fardis, M. N., E. Carvalho, A. Eisashai, E. Faccioli, P. Pinto e A. Plumier (2009). "Designers' guide to Eurocode 8 : design of structures for earthquake resistance : designer's guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 eurocode 8 : design of structures for earthquake resistance general rules, seismic actions, design rules for buildings and retaining structures". Thomas Telford, London.

IPQ (2009). "NP EN 1990 (2009). Eurocódigo - Base para projetos de estruturas". Instituto Português da Qualidade, Portugal.

IPQ (2009)." NP EN 1991-1-1 (2009). Eurocódigo 1 - Acções em estruturas, Parte 1-1: Acções gerais". Instituto Português da Qualidade Portugal.

IPQ (2010)." NP EN 1992-1-1 (2010). Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", Portugal.

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

Lopes, M. (2008). Concepção de estruturas. Sismos e Edifícios. E. Orion. Lisboa, Edições Orion: 189-268.

Lopes, M. e E. C. Carvalho (2008). Dimensionamento sísmico de estruturas de acrodo com o Eurocódigo 8. Sismos e Edifícios. E. Orion. Lisboa, Edições Orion: 531-604.

Negro, P., A. Pinto e G. Verzeletti (1996). "PSD test on a four-story building designed according to eurocodes." Journal of Structural Engineering ASCE, 122, 1409-1417.

Negro, P., G. Verzeletti, G. E. Magonette e A. V. Pinto (1994)." Tets on a Four-Storey Full-Scale R/C Frame Designed According to Eurocodes 8 and 2: Preliminary Report". European Commission, Luxembourg.

Républica, D. d. (1984)." Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado". Diário da República Lisboa.

ANEXOS

Quadro A. 1 – Momentos resistentes das secções transversais do piso 1

	M_{Rc} [kNm]		M_{Rc} [kNm]	
Piso 1	Pilar_1_baixo	349.222	Pilar_5_cima	417.323
	Pilar_1_cima	231.164	Pilar_6_baixo	293.426
	Pilar_2_baixo	459.177	Pilar_6_cima	229.155
	Pilar_2_cima	352.696	Pilar_7_baixo	349.222
	Pilar_3_baixo	349.222	Pilar_7_cima	231.164
	Pilar_3_cima	231.164	Pilar_8_baixo	459.177
	Pilar_4_baixo	293.426	Pilar_8_cima	352.696
	Pilar_4_cima	229.155	Pilar_9_baixo	349.222
	Pilar_5_baixo	527.749	Pilar_9_cima	231.164
Momentos positivos		M_{Rc} [kNm]	M_{Rc} [kNm]	
Piso 1	Viga_1_esq	159.340	Viga_7_esq	156.062
	Viga_1_dir	159.168	Viga_7_dir	156.062
	Viga_2_esq	159.240	Viga_8_esq	156.062
	Viga_2_dir	159.250	Viga_8_dir	156.062
	Viga_3_esq	156.061	Viga_9_esq	156.062
	Viga_3_dir	156.062	Viga_9_dir	177.885
	Viga_4_esq	159.270	Viga_10_esq	159.168
	Viga_4_dir	194.593	Viga_10_dir	53.184
	Viga_5_esq	159.340	Viga_11_esq	159.240
	Viga_5_dir	159.168	Viga_11_dir	159.250
	Viga_6_esq	159.168	Viga_12_esq	159.270
	Viga_6_dir	53.1842	Viga_12_dir	194.592
Momentos negativos		M_{Rc} [kNm]	M_{Rc} [kNm]	
Piso 1	Viga_1_esq	217.003	Viga_7_esq	197.587
	Viga_1_dir	216.822	Viga_7_dir	197.587
	Viga_2_esq	216.902	Viga_8_esq	197.587
	Viga_2_dir	216.913	Viga_8_dir	197.587
	Viga_3_esq	197.617	Viga_9_esq	197.587
	Viga_3_dir	197.617	Viga_9_dir	180.574
	Viga_4_esq	216.934	Viga_10_esq	216.822
	Viga_4_dir	217.284	Viga_10_dir	204.241
	Viga_5_esq	217.003	Viga_11_esq	216.902
	Viga_5_dir	216.822	Viga_11_dir	216.913
	Viga_6_esq	216.822	Viga_12_esq	216.934
	Viga_6_dir	204.241	Viga_12_dir	217.284

Quadro A.2 – Resultados do caso de referência (mecanismos dúcteis)

	$\Theta_{E,inf}$ [rad]	$\Theta_{E,sup}$ [rad]	$\Theta_{u,m-\sigma}$ [rad]	
Piso 1	Pilar 1	0.0137	0.0043	0.0457
	Pilar 2	0.0147	0.0073	0.0424
	Pilar 3	0.0141	0.0054	0.0459
	Pilar 4	0.0137	0.0043	0.0430
	Pilar 5	0.0147	0.0072	0.0396
	Pilar 6	0.0141	0.0054	0.0432
	Pilar 7	0.0137	0.0049	0.0457
	Pilar 8	0.0147	0.0072	0.0424
	Pilar 9	0.0140	0.0054	0.0459
Piso 2	Pilar 1	0.0074	0.0068	0.0433
	Pilar 2	0.0112	0.0108	0.0415
	Pilar 3	0.0088	0.0083	0.0435
	Pilar 4	0.0073	0.0068	0.0420
	Pilar 5	0.0111	0.0107	0.0388
	Pilar 6	0.0087	0.0083	0.0422
	Pilar 7	0.0079	0.0067	0.0433
	Pilar 8	0.0110	0.0106	0.0415
	Pilar 9	0.0087	0.0082	0.0435
Piso 3	Pilar 1	0.0041	0.0046	0.0433
	Pilar 2	0.0077	0.0081	0.0429
	Pilar 3	0.0055	0.0060	0.0435
	Pilar 4	0.0042	0.0047	0.0428
	Pilar 5	0.0077	0.0082	0.0403
	Pilar 6	0.0056	0.0061	0.0430
	Pilar 7	0.0042	0.0048	0.0433
	Pilar 8	0.0078	0.0082	0.0429
	Pilar 9	0.0056	0.0061	0.0435
Piso 4	Pilar 1	0.0001	0.0029	0.0431
	Pilar 2	0.0031	0.0058	0.0424
	Pilar 3	0.0013	0.0040	0.0432
	Pilar 4	0.0002	0.0029	0.0429
	Pilar 5	0.0031	0.0058	0.0404
	Pilar 6	0.0013	0.0040	0.0430
	Pilar 7	0.0002	0.0030	0.0431
	Pilar 8	0.0031	0.0058	0.0424
	Pilar 9	0.0013	0.0041	0.0432

Quadro A. 3 – Resultados do caso de referência (mecanismos dúcteis)

	ΘE [rad]	$\Theta_{u,m-\sigma}$ [rad] (Momento positivo)	$\Theta_{u,m-\sigma}$ [rad] (Momento negativo)
Piso_1	Viga_2_esq	0.0138	0.048
	Viga_2_dir	0.0177	0.048
	Viga_4_esq	0.0167	0.046
	Viga_4_dir	0.0143	0.046
	Viga_7_esq	0.0139	0.042
	Viga_7_dir	0.0177	0.044
	Viga_9_esq	0.0167	0.046
	Viga_9_dir	0.0143	0.045
	Viga_11_esq	0.0138	0.045
	Viga_11_dir	0.0177	0.035
	Viga_12_esq	0.0167	0.049
	Viga_12_dir	0.0143	0.049
Piso_2	Viga_2_esq	0.0145	0.046
	Viga_2_dir	0.0183	0.046
	Viga_4_esq	0.0172	0.043
	Viga_4_dir	0.0149	0.045
	Viga_7_esq	0.0145	0.045
	Viga_7_dir	0.0183	0.035
	Viga_9_esq	0.0172	0.048
	Viga_9_dir	0.0150	0.048
	Viga_11_esq	0.0145	0.042
	Viga_11_dir	0.0183	0.044
	Viga_12_esq	0.0172	0.047
	Viga_12_dir	0.0149	0.045
Piso_3	Viga_2_esq	0.0134	0.0500
	Viga_2_dir	0.0166	0.0483
	Viga_4_esq	0.0157	0.0454
	Viga_4_dir	0.0138	0.0454
	Viga_7_esq	0.0134	0.0419
	Viga_7_dir	0.0166	0.0463
	Viga_9_esq	0.0157	0.0469
	Viga_9_dir	0.0139	0.0453
	Viga_11_esq	0.0139	0.0469
	Viga_11_dir	0.0170	0.0453
	Viga_12_esq	0.0157	0.0484
	Viga_12_dir	0.0139	0.0484

Quadro A. 4 - Resultados do caso de referência (mecanismos dúcteis)

	ΘE [rad]	$\Theta_{u,m-\sigma}$ [rad] (Momento positivo)	$\Theta_{u,m-\sigma}$ [rad] (Momento negativo)
Piso_4			
	Viga_2_esq	0.0090	0.0454
	Viga_2_dir	0.0116	0.0454
	Viga_4_esq	0.0109	0.0421
	Viga_4_dir	0.0094	0.0421
	Viga_7_esq	0.0090	0.0469
	Viga_7_dir	0.0116	0.0453
	Viga_9_esq	0.0109	0.0500
	Viga_9_dir	0.0094	0.0483
	Viga_11_esq	0.0090	0.0419
	Viga_11_dir	0.0116	0.0463
	Viga_12_esq	0.0057	0.0437
	Viga_12_dir	0.0042	0.0437

Quadro A.5 – Resultado do caso de referência (mecanismos frágeis - vigas)

	V_D (Exigências) [kN]	V_C (Capacidade) [kN]	
Piso 1	Viga 2	88.792	174.119
	Viga 4	120.282	191.107
	Viga 7	111.141	179.474
	Viga 9	128.668	191.189
	Viga 11	88.792	179.219
	Viga 12	120.282	184.691
Piso 2	Viga 2	80.457	179.240
	Viga 4	109.982	191.969
	Viga 7	109.562	179.255
	Viga 9	129.903	192.002
	Viga 11	79.935	179.434
	Viga 12	109.982	184.525
Piso 3	Viga 2	73.610	187.515
	Viga 4	92.271	191.218
	Viga 7	87.555	186.949
	Viga 9	94.310	191.683
	Viga 11	73.610	186.523
	Viga 12	92.271	192.390
Piso 4	Viga 2	51.012	186.451
	Viga 4	63.093	192.291
	Viga 7	74.727	186.595
	Viga 9	74.306	192.650
	Viga 11	51.006	187.342
	Viga 12	63.078	191.780

Quadro A.6 – Resultados do caso de referência (mecanismos frágeis - pilares)

		Momentos no sentido horário	Momentos no sentido anti-horário	VC (Capacidade) [kN]
		VD (Exigências) [kN]	VD (Exigências) [kN]	
Piso 1	Pilar 1	25.829	35.182	752.888
	Pilar 2	61.871	61.871	793.588
	Pilar 3	35.244	31.563	765.590
	Pilar 4	25.687	32.522	847.293
	Pilar 5	58.317	58.317	780.428
	Pilar 6	29.721	29.279	769.267
	Pilar 7	25.829	35.182	752.722
	Pilar 8	61.871	61.871	793.404
	Pilar 9	35.244	31.563	765.725
Piso 2	Pilar 1	57.852	71.655	731.493
	Pilar 2	137.821	137.821	742.686
	Pilar 3	71.821	69.877	741.645
	Pilar 4	58.915	77.879	741.648
	Pilar 5	138.760	136.204	738.060
	Pilar 6	74.571	65.765	731.870
	Pilar 7	57.852	71.655	731.376
	Pilar 8	137.821	137.821	742.562
	Pilar 9	71.821	69.877	741.718
Piso 3	Pilar 1	48.759	59.190	485.343
	Pilar 2	115.950	115.950	485.340
	Pilar 3	59.279	53.707	485.353
	Pilar 4	50.772	63.484	552.377
	Pilar 5	112.837	108.687	546.004
	Pilar 6	61.386	51.019	485.350
	Pilar 7	48.759	59.190	485.343
	Pilar 8	115.950	115.950	485.340
	Pilar 9	59.279	53.707	485.353
Piso 4	Pilar 1	53.061	53.994	711.762
	Pilar 2	118.095	118.095	734.214
	Pilar 3	60.673	58.436	713.588
	Pilar 4	46.085	49.284	741.648
	Pilar 5	112.907	108.871	718.774
	Pilar 6	54.773	57.162	736.553
	Pilar 7	53.061	53.994	711.762
	Pilar 8	107.065	107.065	734.203
	Pilar 9	60.668	58.349	713.594

Quadro A.7 - Resultado do caso de referência (mecanismos frágeis - nós)

		V_D (Exigências) Sentido horário [kN]	V_D (Exigências) Sentido anti-horário [kN]	V_C (Capacidade) [kN]
Piso 1	Nó 1_1	404.700	560.145	1524.749
	Nó 1_2	962.224	778.572	1477.644
	Nó 1_3	547.759	502.531	1715.944
	Nó 1_4	356.267	459.169	1451.576
	Nó 1_5	812.045	749.295	1789.884
	Nó 1_6	455.217	459.383	1701.482
	Nó 1_7	404.700	510.264	1522.243
	Nó 1_8	962.224	894.320	1474.947
	Nó 1_9	547.759	442.657	1717.643
Piso 2	Nó 2_1	338.432	378.173	1419.582
	Nó 2_2	827.135	688.217	1385.489
	Nó 2_3	367.196	413.015	1558.943
	Nó 2_4	326.338	463.347	1353.022
	Nó 2_5	811.652	733.996	1701.339
	Nó 2_6	498.110	406.193	1554.490
	Nó 2_7	338.432	378.173	1417.896
	Nó 2_8	827.135	780.608	1383.663
	Nó 2_9	367.196	367.706	1559.896
Piso 3	Nó 3_1	264.044	352.959	1121.650
	Nó 3_2	626.499	515.654	1097.745
	Nó 3_3	354.026	274.830	1211.317
	Nó 3_4	222.415	279.120	1104.121
	Nó 3_5	512.825	469.243	1408.416
	Nó 3_6	265.608	251.254	1189.583
	Nó 3_7	264.044	279.210	1121.650
	Nó 3_8	626.499	594.454	1096.868
	Nó 3_9	354.026	241.357	1211.716
Piso 4	Nó 4_1	145.176	159.425	1196.226
	Nó 4_2	302.226	175.141	1188.118
	Nó 4_3	146.601	186.892	1224.441
	Nó 4_4	141.904	155.831	1195.325
	Nó 4_5	298.362	263.009	1554.153
	Nó 4_6	125.354	140.998	1224.391
	Nó 4_7	145.143	164.471	1196.226
	Nó 4_8	302.086	265.363	1187.940
	Nó 4_9	146.601	134.974	1224.541