



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

Avaliação de uma estrutura dimensionada pelo EC8-1 de acordo com o EC8-3 recorrendo a uma análise *pushover*

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Estruturas

Autor

Sara Diana Cabete Diogo de Oliveira

Orientador

Ricardo Joel Teixeira Costa

Anísio Alberto Martinho de Andrade

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2016

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Ricardo Costa e ao Professor Doutor Anísio Andrade, meus orientadores. Especialmente ao Professor Doutor Ricardo Costa por todas as orientações, conhecimentos transmitidos, pela paciência e imensa disponibilidade e pelas sugestões e correções.

Aos meus pais agradeço por todo o carinho e apoio incondicional, em particular nestes últimos cinco anos da minha vida académica, pelo incentivo e encorajamento permanente.

RESUMO

A presente dissertação destina-se à avaliação da resistência sísmica de um edifício dimensionado de acordo com o EC8-1 aplicando as disposições do EC8-3. O edifício estudado é uma estrutura que foi testada à escala real no *European Laboratory for Structural Assessment* (ELSA) do *Joint Research Centre of the European Commission* (JRC) em Ispra, Itália no ano de 1994, para o efeito de validação das disposições do EC8-1.

Assim, numa primeira fase, foram abordados os princípios e conceitos básicos de análise sísmica de modo a explicitar as diferenças entre os métodos de análise previstos no EC8-1 (regulamento destinado ao projeto de estruturas novas para resistência aos sismos) e no EC8-3 (regulamento destinado à avaliação e reabilitação sísmica de estruturas), tendo sido dado ênfase ao método de análise não-linear (análise *pushover*) com base no método N2 proposto por Fajfar (2000).

Posteriormente, foi abordado o processo de modelação que, tratando-se de uma estrutura existente, apresenta particularidades relativamente à modelação de um edifício novo. Neste modelo foram usadas as características reais dos materiais resultantes dos ensaios experimentais de Negro et al. (1994) e foram calculadas as propriedades mecânicas efetivas dos elementos estruturais. Para modelar o comportamento não-linear da estrutura foram utilizadas rótulas em cada extremidade dos elementos estruturais (elementos de plasticidade concentrada). Modelada a estrutura no programa de cálculo, foi realizada a análise *pushover* num programa de análise de estruturas que permite determinar a curva de capacidade da estrutura, e posteriormente o deslocamento-alvo da estrutura.

Por fim, foram feitas as verificações de segurança de acordo com o EC8-3, permitindo avaliar se a estrutura se encontra em segurança para a ação sísmica de dimensionamento, e qual o quociente entre o nível de ação sísmica suportada e o nível de ação sísmica para o qual foi dimensionada.

ABSTRACT

This dissertation purpose is to assess the earthquake resistance of a building according to EC8-1 applying the EC8-3 provisions. The selected building in study is a full-scale structure tested in the European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) do Joint Research Centre of the European Commission (JRC) in Ispra, Italy in 1994, for validation of the provisions of EC8-1.

In a first phase, the basic principles and concepts of seismic analysis were explained in order to explicit the differences between the analysis methods of EC8-1 (regulation destined for design new structures for earthquake resistance) and the EC8-3 (regulation destined for assessment and retrofitting of structures). A detailed description of the nonlinear analysis method (pushover analysis) based on the N2 method developed by Fajfar (2000) was also provided.

After that, the modelling process was explained and the particularities of the modelling of an existing structure were highlighted. In this model the actual mechanic properties of the material obtained through experimental tests by Negro et al. (1994), were used together with the effective mechanical proprieties of the structural elements. The nonlinear behaviour accounted for using plastic hinges attached to the ends of the structural elements. A pushover analysis was undertaken in a Finite Element software to compute the capacity curve and the target displacement.

Finally, the safety verifications according to EC8-3 were performed, allowing to assess if the structure supports the design seismic action and the ratio between the supported seismic action and the design seismic action.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	ii
RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
ÍNDICE.....	v
SIMBOLOGIA	vii
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento do tema	1
1.2 Objetivos do estudo	1
1.3 Organização do documento	2
2 Revisão bibliográfica.....	3
2.1 Introdução	3
2.2 Princípios gerais de análise sísmica.....	3
2.2.1 Ação do sismo em estruturas	3
2.2.2 Métodos de dimensionamento	4
2.2.3 Dimensionamento por capacidade real (<i>capacity design</i>)	6
2.3 Avaliação e reabilitação sísmica de estruturas existentes.....	7
2.3.1 Análise da necessidade de reabilitação sísmica.....	7
2.3.2 Regulamentação relativa à resistência aos sismos.....	7
2.4 Eurocódigo 8 Parte 3.....	12
2.4.1 Enquadramento do EC8-3	12
2.4.2 Requisitos de desempenho	12
2.4.3 Elementos sísmicos primários e elementos sísmicos secundários	14
2.4.4 Informação para avaliação estrutural.....	15
2.4.5 Ação sísmica e modelação da estrutura.....	19
2.4.6 Métodos de análise	19
3 Modelação	30
3.1 Introdução	30
3.2 Edifício em estudo	31
3.2.1 Características geométricas	31
3.2.2 Propriedades dos materiais	31
3.2.3 Massas e cargas verticais estáticas	33
3.2.4 Características das secções transversais	33
3.3 Modelação e pressupostos	35

3.3.1	Relação momento-curvatura até à cedência sob momento fletor e esforço axial	37
3.3.2	Vão de esforço transverso.....	38
3.3.3	Rotação da corda na cedência.....	39
3.3.4	Rigidez efetiva.....	40
3.3.5	Confinamento do betão.....	41
3.3.6	Momento último.....	44
3.3.7	Capacidade de rotação da corda do elemento.....	51
3.3.8	Efeito da emenda de armadura por sobre posição.....	52
3.3.9	Rigidez das rótulas.....	54
3.3.10	Resultados.....	57
4	Avaliação do desempenho sísmico.....	58
4.1	Introdução.....	58
4.2	Análise <i>pushover</i>	58
4.2.1	Espectro de resposta.....	58
4.2.2	Características dinâmicas da estrutura.....	60
4.2.3	Definição da distribuição de cargas laterais.....	60
4.2.4	Curva de capacidade da estrutura.....	61
4.2.5	Comportamento do S1GLE.....	63
4.2.6	Desempenho sísmico do S1GLE.....	64
4.2.7	Desempenho sísmico da estrutura.....	65
4.3	Verificações – análise preliminar.....	66
4.3.1	Verificação das rotações.....	67
4.3.2	Verificação do esforço transverso.....	69
4.3.3	Verificação do esforço transverso nos nós viga-pilar.....	71
4.4	Verificações – análise final.....	73
5	Conclusões.....	74
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	76
	ANEXO.....	78

SIMBOLOGIA

Letras latinas maiúsculas

A_c - área da secção transversal de um elemento de betão

A_s - área da secção de armaduras longitudinais

A_{sw} - área da secção transversal de um estribo

A_2 - área de corte segundo o eixo local 2

A_3 - área de corte segundo o eixo local 3

CF - fator de confiança

E_{cm} - módulo de elasticidade secante do betão

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

E_s - módulo de elasticidade do aço

EI_{eff} - rigidez efetiva

F_b - força de corte na base

F^* - força do sistema equivalente com um só grau de liberdade

F_y - esforço de cedência

F_y^* - força de cedência do sistema equivalente com um só grau de liberdade

I - momento de inércia

J - constante de torção

L_v - vão de esforço transversal

M_{Rc} - momento resistente

M_{Ro} - momento resistente da secção confinada

M_y - momento de cedência

M_u - momento último

N - esforço axial

P_i - força lateral no piso i

S - coeficiente de solo

S_a - aceleração espectral

$S_{a,e}$ - espectro de resposta elástico da aceleração

$S_{a,y}^*$ - aceleração máxima suportada pelo sistema equivalente com um só grau de liberdade

S_d - deslocamento espectral

$S_d(T)$ - espectro de cálculo

$S_{d,e}$ - espectro de resposta elástico do deslocamento

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

T - período de vibração

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

T^* - período de vibração do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade

V_C - esforço transversal no pilar na secção situada acima do nó, obtido da análise para a situação de projeto sísmica

V_w - contribuição das armaduras transversais para resistência ao esforço transversal

Letras latinas minúsculas

a - aceleração; coeficiente de eficiência do confinamento

a_g - valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A

b - largura da secção transversal

b_{eff} - largura efetiva do banzo da secção transversal

b_{eq} - contribuição da laje na resistência e rigidez das vigas excluindo a largura da alma

b_f - largura do banzo da secção transversal

b_i - espaçamento entre eixos dos varões longitudinais travados consecutivos

b_{ox} - largura do núcleo de betão confinado em relação ao eixo da armadura transversal

b_{oy} - altura do núcleo de betão confinado em relação ao eixo da armadura transversal

b_w - largura da alma da secção transversal

d - altura útil da secção transversal medido em relação à armadura tracionada

d' - altura útil da secção transversal medido em relação à armadura comprimida

d_b - diâmetro médio das armaduras tracionadas

d_n - deslocamento do nó de controlo

d_t - deslocamento-alvo do sistema com vários graus de liberdade

d^* - deslocamento do sistema equivalente com um só grau de liberdade; altura útil do núcleo de betão confinado em relação ao eixo da armadura transversal

d_m^* - deslocamento de colapso plástico incipiente

d_y^* - deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com um só grau de liberdade

d_{et}^* - deslocamento-alvo para o comportamento elástico do sistema equivalente com um só grau de liberdade

d_t^* - deslocamento-alvo do sistema equivalente com um só grau de liberdade

d_1 - distância ao centro da armadura de compressão à fibra extrema mais comprimida

d_1^* - distância ao centro da armadura de compressão ao eixo do estribo

e_{ai} - excentricidade accidental da massa

f_c - tensão de rotura do betão à compressão

f_c^* - resistência do betão confinado

f_{cm} - valor médio da resistência do betão à compressão

$f_{cm,cubo}$ - valor médio da resistência do betão à compressão referente a cubos

f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples

f_{ck} - valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 d de idade

f_t - tensão de rotura à tração do aço das armaduras

f_y - tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

f_{yL} - tensão de cedência da armadura longitudinal

f_{yw} - tensão de cedência da armadura transversal

g - aceleração devido à gravidade

k - coeficiente; fator

h - altura da secção transversal

h_{jc} - distância entre as camadas extremas da armadura do pilar abaixo do nó

h_s - espessura da laje

l_o - comprimento se sobreposição dos varões longitudinais

m - massa

m^* - massa de um sistema equivalente com um só grau de liberdade

p - fator comum a todos os pisos que controla a evolução do carregamento; tensão de confinamento

q - coeficiente de comportamento

q_u - fator de redução devido à ductilidade

s - espaçamento entre eixos de estribos

t_f - espessura do banzo da secção transversal

x - altura da zona comprimida

z - comprimento do braço binário das forças interiores

Letras gregas maiúsculas

Γ - coeficiente de transformação

Δ_{topo} - deslocamento do topo da estrutura

Letras gregas minúsculas

α - coeficiente de homogeneização do aço em betão

β - coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal

γ_{el} - fator, superior a 1,0 para elementos sísmicos primários e igual a 1,0 para elementos sísmicos secundários

γ_{Rd} - coeficiente que tem em conta a sobre resistência devida ao endurecimento do aço

δ_1 - razão entre a distância desde a armadura de compressão até às fibras extremas comprimidas e a altura útil

ε_{co} - extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c

ε_{co}^* - extensão do betão confinado à compressão

ε_{cu} - extensão última do betão à compressão

ε_{cu}^* - extensão última do betão confinado à compressão

ε_{sh} - extensão do aço da armadura para betão armado à tensão de cedência f_y

ε_{su} - extensão do aço da armadura para betão armado correspondente à tensão de rotura f_t

ε_y - extensão do aço da armadura para betão armado correspondente à tensão de cedência f_y

θ - ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

θ_u - rotação da corda última do elemento de betão

θ_{um}^{pl} - parte plástica da capacidade de rotação de corda

θ_y - rotação da corda na plastificação do elemento de betão

μ - nível de ductilidade

μ_δ - fator de ductilidade em deslocamento

ν - esforço axial reduzido; coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

ν_d - esforço normal reduzido na zona do pilar acima do nó

ν_1 - coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

ξ - profundidade do eixo neutro sobre d

ξ_y - profundidade do eixo neutro na cedência sobre d

ρ - taxa de armadura

ρ_d - taxa de armadura diagonal

ρ_{tot} - taxa total das armaduras longitudinais

ρ_w - taxa de armadura transversal

ϕ - diâmetro de varão

ϕ_{ij} - componente i do modo de vibração condicionante j

ϕ_u - curvatura última na secção de extremidade

ϕ_y - curvatura na cedência na secção de extremidade

ω - taxa mecânica de armadura

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

Apesar do primeiro regulamento nacional que refere a ação sísmica datar de 1958 (Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS, 1958)) a maioria das estruturas existentes apresenta um comportamento sísmico deficiente à luz dos conhecimentos atuais. De facto, ainda recentemente os Eurocódigos aumentaram as exigências que as estruturas novas devem apresentar para resistir adequadamente às ações sísmicas.

A principal vulnerabilidade sísmica das estruturas de betão existentes decorre em grande parte da sua baixa resistência a forças horizontais, em resultado do seu dimensionamento para ações horizontais muito reduzidas ou mesmo nulas. É por isso expectável que estas estruturas, mesmo sob a ação de um sismo moderado, sofram danos significativos como resultado de elevadas deformações impostas e da sua reduzida ductilidade (Fardis, 2009).

Apesar de recentemente terem ocorrido sismos devastadores um pouco por todo o mundo, a ausência de sismos em Portugal Continental nos últimos anos, tem sido conduzido a que esta ação seja muitas vezes menosprezada.

A Parte 3 do Eurocódigo 8 vem colmatar a ausência de normas de âmbito europeu vocacionadas para avaliação e reabilitação sísmica de estruturas existentes. Sendo um documento recente e tendo em consideração a diferença de procedimentos que o EC8-3 (EN 1998-3, 2005) incorpora relativamente ao EC8-1 (NP EN 1998-1, 2010) pretende-se avaliar até que ponto os procedimentos regulamentares preconizados nestes documentos podem conduzir a diferentes avaliações quanto à segurança perante a ação sísmica de uma dada estrutura.

1.2 Objetivos do estudo

No âmbito da publicação recente a nível Europeu da primeira parte de um Eurocódigo dirigido a estruturas existentes – o EC8-3 – pretende-se com este estudo atingir três objetivos:

- i. Avaliar se uma estrutura que cumpre os requisitos do EC8-1 também se encontra em segurança de acordo com os requisitos do EC8-3;
- ii. Estando a estrutura dimensionada de acordo com o EC8-1 e em segurança de acordo com o EC8-3, como é espectável, pretende-se avaliar o quociente entre o nível de 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);
- iii. Tendo em consideração a diferença de procedimentos que o EC8-3 incorpora relativamente ao EC8-1, pretende-se desenvolver ferramentas em Excel e VBA que facilitam a modelação e avaliação de uma estrutura de acordo com o EC8-3 com base nos resultados do programa de análise de estruturas comercial *SAP2000*.

1.3 Organização do documento

O capítulo 1 apresenta o tema de estudo, e justifica a sua relevância.

O capítulo 2 consiste numa revisão bibliográfica relativa à avaliação sísmica de estruturas existentes onde são introduzidos os conceitos básicos de análise sísmica que fundamentam os métodos de análise adotados pelo EC8-3. É abordado em pormenor o método N2 (proposto por Fajfar (2000)), que consiste num procedimento de análise *pushover*. Ao longo das várias partes deste capítulo também é efetuado um paralelismo entre o EC8-1 e o EC8-3, focando as principais diferenças.

O capítulo 3 diz respeito à modelação da estrutura no programa de análise de estruturas pelo Método dos Elementos Finitos *SAP2000*. Neste capítulo são apresentadas as informações do edifício em estudo necessárias para a modelação. Tratando-se de uma estrutura existente, são apresentadas as propriedades dos materiais dos ensaios experimentais realizados por Negro et al. (1994) e são calculadas as características mecânicas efetivas dos elementos estruturais.

O capítulo 4 destina-se à avaliação do desempenho sísmico da estrutura. É efetuada uma análise *pushover* para determinar a curva de capacidade da estrutura e determinar o deslocamento-alvo para um dado nível de ação sísmica. Em seguida, para o deslocamento-alvo são calculados os esforços e deformações para fazer as verificações de segurança, nomeadamente, a rotação da corda dos elementos e o esforço transversal.

O capítulo 5 encerra a dissertação e resume as principais conclusões estabelecidas no decorrer do trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

Neste capítulo é apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre a avaliação sísmica de estruturas existentes, abordando os métodos de análise sísmica, expondo as disposições normativas do EC8-3 e dando particular importância ao método de análise estática não-linear (análise *pushover*).

2.2 Princípios gerais de análise sísmica

2.2.1 Ação do sismo em estruturas

A ação de um sismo sobre uma estrutura consiste na transmissão dos movimentos do solo às fundações. Esses movimentos, predominantemente horizontais, são aplicados de forma muito rápida gerando por isso acelerações na estrutura. O efeito acelerações sobre as massas na estrutura, pela 2ª lei de Newton, gera forças de inércia de acordo com a expressão

$$F = m \cdot a \quad (2.1)$$

A aceleração que uma estrutura vai sofrer devido à ação de um sismo depende das suas características mecânicas, sendo que, assumindo um comportamento elástico linear, as acelerações, as forças de inércia e correspondentes esforços induzidos na estrutura são tanto maiores quanto maior for sua rigidez e as deformações são tanto maiores quando menor a rigidez.

Numa estrutura com um comportamento inelástico, a força de inércia máxima, e portanto a aceleração e os correspondentes esforços nos elementos estruturais aquando a atuação de um sismo, depende do seu comportamento mecânico, isto é não depende só da rigidez na fase elástica, mas também da própria resistência a forças horizontais. De facto, são os deslocamentos (e não as forças) que correspondem à ação do sismo e que causam o colapso das estruturas sob o seu próprio peso. Quanto menor for a força resistida pela estrutura, maior será o deslocamento em fase plástica e, conseqüentemente, maior terá de ser a ductilidade da estrutura para suportar a ação sísmica sem atingir o colapso (Appleton, 2013a).

De facto, a ductilidade é uma característica extremamente importante na resistência de uma estrutura à ação de um sismo, pois permite reduzir a resistência a atribuir aos elementos estruturais relativamente à que seria necessária no caso de comportamento elástico linear. Desta forma, no dimensionamento sísmico de estruturas, é possível explorar a relação entre a resistência e a ductilidade, em que podemos optar por (Costa, 2016):

- atribuir uma elevada resistência à estrutura, não tendo que lhe conferir uma capacidade de deformação inelástica significativa (ductilidade), ou;
- atribuir uma baixa capacidade resistente à estrutura, tendo que lhe conferir uma elevada capacidade de deformação.

2.2.2 Métodos de dimensionamento

A regra da igualdade dos deslocamentos de Newmark (Figura 2.1) enuncia que o deslocamento máximo de uma estrutura em regime elástico e linear é semelhante ao deslocamento máximo de uma estrutura idêntica (mesma massa, mesma rigidez elástica e mesmo amortecimento) em regime elasto-plástico sob a mesma ação sísmica (Appleton, 2013a). Com base nesta regra, existem duas abordagens disponíveis para a análise e dimensionamento de estruturas para resistir a uma dada ação sísmica ((fib, 2003), (Fardis et al., 2015) e (Fardis et al., 2005)):

- i. dimensionamento com base em forças (*force based design*), adequada para o dimensionamento de estruturas novas e adotado no EC8-1 (NP EN 1998-1, 2010);
- ii. dimensionamento com base em deslocamentos (*displacement based design*), adequada para reabilitação de estruturas e adotado no EC8-3 (EN 1998-3, 2005).

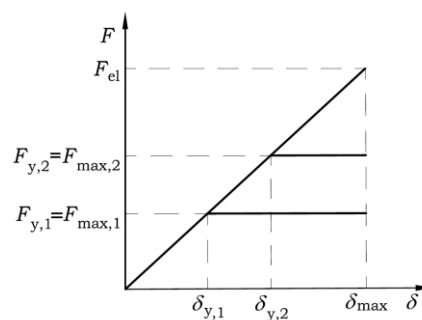


Figura 2.1 – Regra da igualdade dos deslocamentos de Newmark (Costa, 2016).

(i) Dimensionamento com base em forças

O dimensionamento com base em forças consiste em determinar os deslocamentos e esforços a partir de uma análise elástica linear. A validade desta abordagem assenta na condição de que as deformações inelásticas se distribuam de forma uniforme por todos os elementos estruturais dúcteis e os elementos frágeis apresentam capacidade resistente suficiente para não condicionarem o comportamento da estrutura.

No dimensionamento sísmico com base em forças a estrutura é dimensionada para os esforços máximos recorrentes do pressuposto de comportamento elástico linear, F_{el} , reduzido de um fator q .

$$q = \frac{F_{el}}{F_y} \Rightarrow F_{max} = \frac{F_{el}}{q} \quad (2.2)$$

em que, $F_y = F_{max}$ é o esforço de cedência e q é o coeficiente de comportamento, que traduz o comportamento não-linear da estrutura.

Considerando um comportamento elástico linear, bem como a regra da igualdade dos deslocamentos, então o fator de ductilidade em deslocamento, μ_δ , é igual ao seu coeficiente de comportamento q

$$\mu_\delta = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} = q \quad (2.3)$$

em que, δ_{max} é a deformação máxima imposta pelo sismo e δ_y é a deformação correspondente à cedência dos elementos estruturais.

Nesta abordagem, no dimensionamento dos elementos estruturais é estabelecido um conjunto de requisitos prescritivos com o objetivo de dotar a estrutura de ductilidade suficiente para que a sua capacidade de deformação, δ_u , seja superior à deformação imposta pelos sismos, δ_{max} . Desta forma, este método, apesar de ser baseado em forças, pretende garantir que a estrutura apresente ductilidade suficiente para fazer face à ação sísmica.

O procedimento adotado pelo EC8-1, introduz o coeficiente de comportamento q para reduzir diretamente a ação sísmica em vez de reduzir os esforços. Assim, admite-se um coeficiente de comportamento para cada direção principal da estrutura para todos os elementos estruturais, o que leva a que todos os elementos estruturais sejam dimensionados para um mesmo valor do

coeficiente de comportamento e, portanto, admite-se que o sismo vai impor o mesmo nível de deformação em todos os elementos (Appleton, 2013a).

(ii) Dimensionamento com base em deslocamentos

No dimensionamento sísmico com base em deslocamentos o comportamento dos elementos/mecanismos estruturais dúcteis é avaliado em termos de capacidade de deformação, comparando as deformações que o sismo impõe com a capacidade de deformação dos elementos. Sendo a ação do sismo correspondente a deslocamentos, esta metodologia adotada pelo EC8-3, permite traduzir mais aproximadamente o efeito real dos sismos nas estruturas, sendo o método mais indicado a aplicar a estruturas existentes. Paralelamente os elementos frágeis são verificados com base em esforços.

A análise estrutural pode ser linear (em que as deformações são estimadas assumindo válida a regra da igualdade de deslocamentos de Newmark) mas habitualmente é não-linear e as deformações dos elementos dúcteis são diretamente calculadas. Estas deformações são comparadas com a capacidade de deformação dos elementos para avaliar a segurança estrutural. Traduzindo em termos de ductilidade, pretende-se assegurar que o fator de ductilidade disponível seja superior ao fator de ductilidade exigido.

2.2.3 Dimensionamento por capacidade real (*capacity design*)

O *capacity design* é um procedimento que visa garantir que a dissipação de energia se dá em elementos/mecanismos dúcteis dotando todos os outros elementos estruturais de resistência suficiente para que se mantenham em regime linear evitando assim a ocorrência de modos de rotura frágeis dos elementos estruturais.

Pode-se por isso afirmar que esta abordagem estabelece uma hierarquia da resistência entre os vários componentes estruturais e entre os modos de colapso.

A importância de um elemento para estabilidade global da estrutura e a sua ductilidade são determinantes para definir quais os elementos a destinar para desenvolver rótulas plásticas. Os pilares são os elementos mais importantes para a estabilidade global e as vigas são os elementos que apresentam maior ductilidade, pelo que é preferível que as rótulas plásticas ocorram nas vigas e evitar danos associados às rótulas plásticas nos pilares (Appleton, 2013a).

Assim, o dimensionamento pela capacidade real conduz ao dimensionamento dos mecanismos frágeis para os esforços máximos passíveis de desenvolver nos mecanismos dúcteis, impedido a formação de mecanismos de rotura frágil como, por exemplo (cláusula 5.2.3.3 do EC8-1):

- concentração das rótulas plásticas em pilares de um piso de um edifício de vários pisos;
- rotura por esforço transversal dos elementos estruturais;
- rotura dos nós viga-pilar;
- plastificação das fundações;
- qualquer outro elemento que deva permanecer elástico.

2.3 Avaliação e reabilitação sísmica de estruturas existentes

2.3.1 Análise da necessidade de reabilitação sísmica

A reabilitação sísmica é uma intervenção que se destina não só à reparação de elementos estruturais danificados por sismos, mas também ao aumento da capacidade resistente ou de deformação de elementos estruturais com o objetivo de melhorar e assegurar um bom comportamento sísmico para sismos futuros.

A avaliação da necessidade de reabilitação sísmica pode ser necessária em vários casos, tais como:

- i. proteção de estruturas essenciais para a proteção civil (hospitais, quartéis de bombeiros, etc.), de obras de arte vitais em operações de socorro pós sismos ou de edifícios com valor patrimonial elevado;
- ii. melhoramento de estruturas com comportamentos sísmico desadequado porque (a) foram dimensionadas com base em regulamentos em que a ação sísmica não era considerada ou (b) era considerada, mas com um valor inferior ao prescrito pelas normas atuais ou (c) porque a sua conceção estrutural ou pormenorização não providenciam um bom comportamento sísmico ou ainda (d) devido a erros de projeto ou de execução.

2.3.2 Regulamentação relativa à resistência aos sismos

2.3.2.1 Evolução histórica

O primeiro regulamento a incluir a ação sísmica em edifícios foi o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS, 1958). De acordo com este regulamento, a ação

sísmica a considerar correspondia a forças estáticas equivalentes obtidas pelo produto das ações gravíticas por um coeficiente assumindo constante em altura. Neste regulamento o zonamento do território português para o efeito de avaliação do risco sísmico era composto pelas três zonas identificadas na Figura 2.2.

O RSEP, Regulamento de solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP, 1961), manteve o mesmo modo de quantificar a ação sísmica e o mesmo zonamento do RSCCS, acrescenta a verificação da segurança para ação sísmica no projeto de pontes e inova na consideração de dois tipos de terreno de fundação (terrenos de fundação correntes e terrenos de fundação desfavoráveis).

No regulamento de 1983, o Regulamento de Segurança e Ações (RSA, 1983), a ação sísmica passou a poder ser quantificada por intermédio de espectros de resposta de aceleração para as componentes de translação. O RSA introduziu ainda o conceito de capacidade real (*capacity design*) nas legislação portuguesa e disposições de cálculo e de pormenorização que visam conferir um comportamento dúctil à estrutura (Appleton, 2013b). No zonamento da ação sísmica, este regulamento acrescenta mais uma zona (ver Figura 2.2) e ainda considera dois tipos de ação sísmica tipo 1 – sismo próximo e tipo 2 – sismo afastado. Continua a ser possível o dimensionamento de estruturas com base em forças estáticas equivalentes, mas agora estas apresentam uma distribuição triangular invertida, o que está de acordo com a distribuição de acelerações horizontais em altura associada ao primeiro modo de vibração de edifícios regulares.

Por fim, o EC8 apresenta disposições que visam um maior controlo das deformações da estrutura e da capacidade de dissipação de energia, introduz novos aspetos relativos à quantificação da ação, pormenorização das armaduras e modelação. Este regulamento apresenta um zonamento sísmico diferente dos regulamentos aqui abordados (ver Figura 2.2).

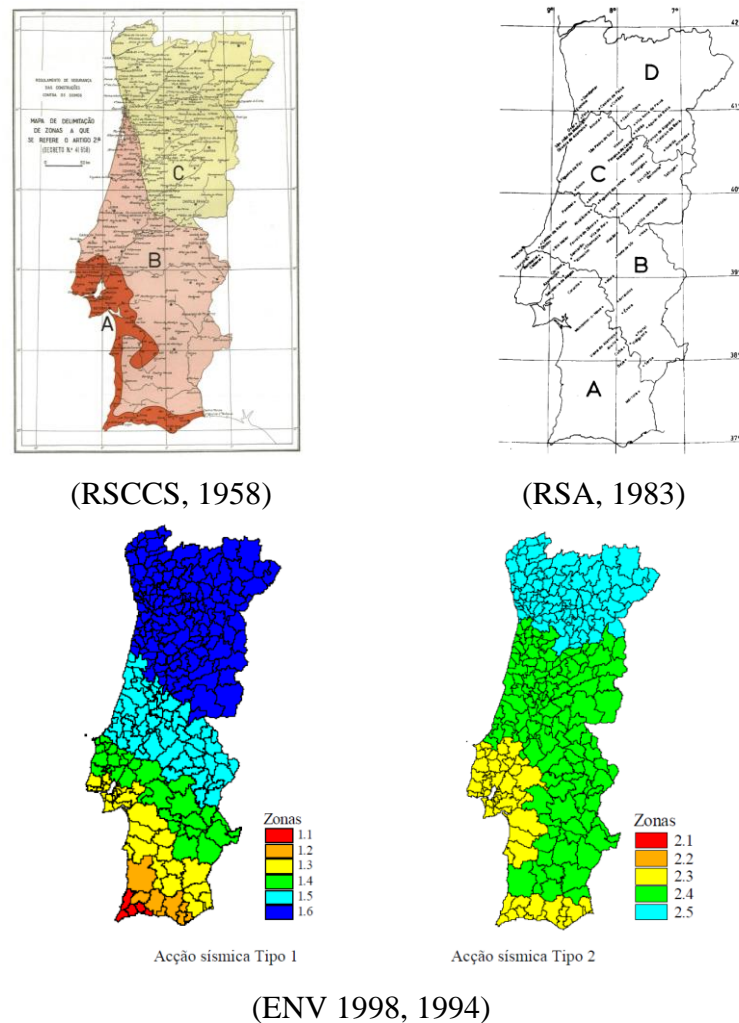


Figura 2.2 – Zonamento da ação sísmica.

2.3.2.2 Regulamentação dedicada à avaliação e reabilitação sísmica

Assim, a necessidade de um regulamento para a avaliação e a reabilitação sísmica, em parte, surge do facto de grande parte do parque construído ter sido projetado numa época em que a regulamentação existente não obrigava a consideração da ação sísmica ou a ação sísmica era manifestamente reduzida.

De facto, de acordo com os CENSOS de 2011, em 2011 existiam 3544389 edifícios em Portugal (INE, 2012). A Figura 2.3 mostra a distribuição do parque construído em 2011 segundo o tipo de estrutura, nesta figura é de notar que cerca de metade dos edifícios corresponde a estruturas de betão armado.

Analisando a Figura 2.4 que mostra a distribuição dos edifícios de acordo com a época de construção e tipo de estrutura, evidencia-se um crescimento significativo das estruturas de betão (excluindo os edifícios com paredes de alvenaria com placa) a partir da época de 1919-1945 até aos dias de hoje e que a partir da época de 1961-1970 constituem a maioria do parque construído.

A Figura 2.5 apresenta a distribuição de edifícios com estrutura de betão armado de acordo com a época de construção (excluindo os edifícios com paredes de alvenaria e placa). Tendo em consideração que, tal como se mostrou em 2.3.2.1, as primeiras normas nacionais a contemplar a filosofia de cálculo e pormenorização sísmica que é utilizada nos dias de hoje na regulamentação em vigor aparecem nos anos 80 (RSA, 1983), tendo com conta o intervalo de tempo entre a publicação desse regulamento e a sua implementação na prática, pode-se estimar que cerca de 60% dos edifícios com estrutura de betão armado em Portugal, considerando todos os edifícios antes de 1990, ou cerca de 40% se só se considerarem os edifícios construídos antes de 1980, podem apresentar um comportamento sísmico deficiente – de acordo com Appleton (2008), nas zonas de maior risco sísmica, a resistência sísmica dos edifícios projetados antes de 1983 será apenas da ordem dos 30% a 50% da exigência atual.

De acordo com estes valores, entre cerca de 19% e 29% dos edifícios em Portugal, ou seja, 1 milhão e 670 mil edifícios de betão armado poderão necessitar de reabilitação estrutural a fim de melhorar o seu desempenho sísmico (Costa, 2016).

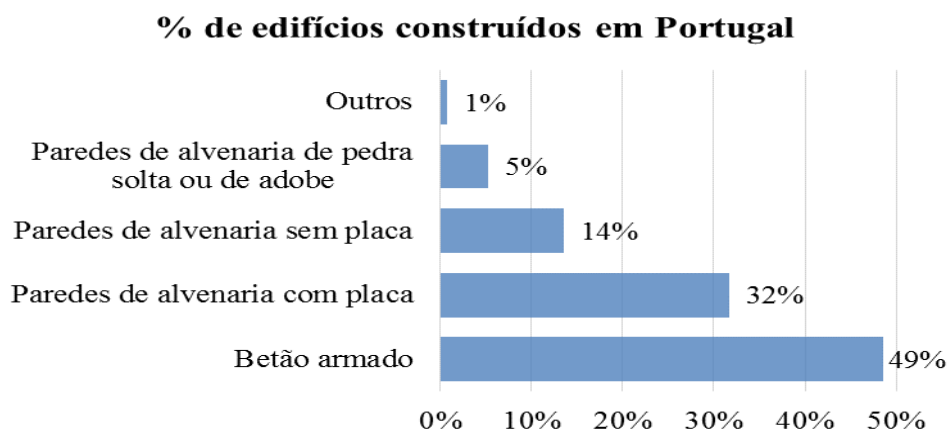


Figura 2.3 - % de edifícios construídos em Portugal.

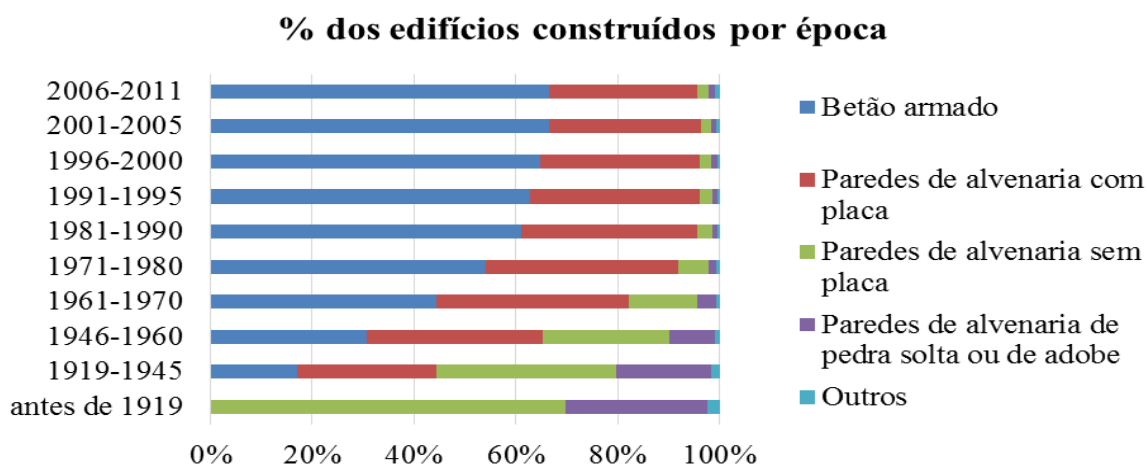


Figura 2.4 - % de edifícios construídos por época.

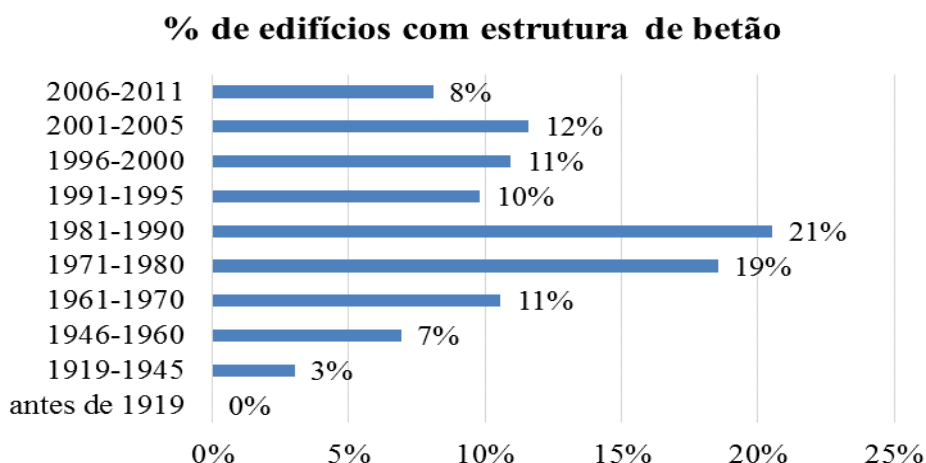


Figura 2.5 - % de edifícios com estrutura de betão armado.

Além disso, independentemente da época em que os edifícios foram construídos, como estes podem já ter sofrido sismos e em muitos casos apresentam patologias decorrentes da deterioração dos materiais a sua capacidade resistente pode estar comprometida.

Embora os demais Eurocódigos, para ações não-sísmicas, aplicáveis aos diferentes tipos de materiais estruturais, não contemplem a reabilitação de estruturas, o Eurocódigo 8 contempla, na sua Parte 3, disposições específicas para a avaliação e reabilitação de estruturas existentes para a resistência à ação sísmica.

A Parte 3 do Eurocódigo 8 é única entre as várias partes dos Eurocódigos em vários aspetos (Fardis, 2009):

- é a única parte de todas as partes do Eurocódigo dirigida a estruturas existentes;
- é a primeira norma de âmbito europeu dedicada à avaliação e reabilitação sísmica;
- contrariamente aos outros Eurocódigos que se aplicam a todas as estruturas no seu âmbito (estruturas novas), a Parte 3 não se aplica a todas as estruturas do seu âmbito (estruturas existentes), apenas se aplica àquelas que o proprietário do edifício, ou a Autoridade Nacional competente, tome a decisão de avaliar em termos de comportamento sísmico e eventualmente reabilitar.

2.4 Eurocódigo 8 Parte 3

2.4.1 Enquadramento do EC8-3

Reconhecendo que o custo relativo da consideração da ação sísmica numa intervenção estrutural de reabilitação é muito mais elevado do que a consideração da mesma ação sísmica na construção de uma estrutura nova, é necessário que no primeiro caso se adote uma abordagem, mais racional e menos conservadora. No entanto, esta abordagem não se deve basear num presumível tempo de vida útil remanescente de um edifício existente inferior ao de uma estrutura nova pois, se assim fosse, ao adotar um período de referência menor e a mesma probabilidade da ação sísmica ser excedida nesse período, com a eventual consideração de vários períodos de referência sucessivos (à medida que o período de vida útil da estrutura seja prolongado), a ação sísmica a considerar na verificação da segurança corresponderia a um menor período de recorrência do que na consideração de um período de referência maior (Fardis, 2009).

A nova abordagem proposta no EC8-3, baseia-se por isso em requisitos mais flexíveis que se adaptam à intenção do proprietário do edifício ou da Autoridade Nacional competente. Baseia-se também em requisitos menos conservadores do que os requisitos prescritos para edifícios novos, limitando a reabilitação aos casos em que é efetivamente necessária, levando a intervenções mais eficientes e menos dispendiosas.

2.4.2 Requisitos de desempenho

Um requisito fundamental faz referência ao estado de dano da estrutura. O EC8-3, na cláusula 2.1(1)P, define três requisitos fundamentais por meio de três Estados Limite:

- i. Estado Limite de Colapso Eminente – NC (*near collapse*)
 - a estrutura encontra-se severamente danificada, com reduzida capacidade resistente e rigidez lateral, mesmo que os elementos verticais ainda mantenham a capacidade de suportar cargas verticais;
 - a maior parte dos elementos não estruturais colapsaram;
 - observam-se deslocamentos relativos permanentes elevados;
 - a estrutura provavelmente não suportará outro sismo, ainda que apenas moderado.

- ii. Estado Limite de Danos Severos – SD (*significant damage*)
 - a estrutura está significativamente danificada com alguma resistência e rigidez residuais;
 - os elementos verticais ainda são capazes de suportar cargas verticais.
 - os elementos não estruturais apresentam danos, mas não colapsaram para fora do seu plano;
 - observam-se deslocamentos laterais relativos permanentes moderados;
 - a estrutura ainda pode suportar abalos sísmicos de intensidade moderada;
 - uma reparação da estrutura provavelmente não será economicamente viável.

- iii. Estado Limite de Limitação de Dano – DL (*damage limitation*)
 - a estrutura apresenta danos ligeiros, os elementos estruturais não sofreram deformações não-lineares significativas e conservam as duas características de resistência e rigidez;
 - os elementos não estruturais, poderão apresentar fendilhação distribuída, sendo de reparação possível a custo reduzido;
 - os deslocamentos laterais relativos permanentes são desprezáveis;
 - a estrutura não requer qualquer reparação.

O EC8-1 também define requisitos fundamentais para os quais devem ser projetados e construídas as estruturas. São apenas dois, o requisito de Não Ocorrência de Colapso e o requisito de Limitação de Danos (cláusula 2.1(1)P).

O Estado Limite de Colapso Eminente (NC) corresponde à exploração completa da capacidade de deformação dos elementos estruturais, estando mais próximo do colapso da estrutura do que o requisito de Não Ocorrência de Colapso definido no EC8-1. Assim sendo, o Estado Limite preconizado no EC8-3 que mais se aproxima do requisito de Não Ocorrência de Colapso é o Estado Limite de Danos Severos (SD).

Um requisito de desempenho é a obrigatoriedade de cumprimento de um requisito fundamental para um dado nível de ação sísmica.

O EC8-3 não estabelece a obrigatoriedade de se verificarem todos os requisitos fundamentais, nem quais devem ser verificados. Desta forma, são as Autoridades Nacionais que decidem se se deve proceder à verificação dos três estados limites, de dois ou de apenas de um deles. Contrariamente, o EC8-1 estabelece que ambos os requisitos fundamentais devem ser satisfeitos. O EC8-3 também não estabelece qual o nível de ação sísmica deve ser considerado para que se verifique cada um dos requisitos fundamentais, ou seja, não estabelece requisitos de desempenho.

Os níveis de desempenho podem ser estabelecidos pelas Autoridades Nacionais definindo, para cada um dos estados limites, um período de retorno da ação sísmica (cláusula 2.1(3)P do EC8-3). Para referência, no EC8-3 recorda que os seguintes valores para os períodos de retorno estabelecidos no EC8-1 para os requisitos fundamentais comparáveis do EC8-3 são:

- NC: 2475 anos, correspondente a uma probabilidade de ser excedido de 2% em 50 anos;
- SD: 475 anos, correspondente a uma probabilidade de ser excedido de 10% em 50 anos;
- DL: 225 anos, correspondente a uma probabilidade de ser excedido de 20% em 50 anos.

Tendo em atenção esta semelhança, poderia especular-se que a Parte 1 e a Parte 3 do EC8 apontam para os mesmos requisitos de desempenho, logo, para os mesmos requisitos fundamentais. No entanto, na verdade tal não se verifica, na medida em que estas duas partes do EC8 estabelecem uma diferenciação ao nível dos critérios de conformidade para cada requisito fundamental, sendo que o EC8-3 apresenta uma abordagem menos conservadora.

Na ausência de requisitos adicionais no Anexo Nacional, o proprietário do edifício tem que decidir, em conjunto com o projetista, qual ou quais dos três estados limites pretende que se verifique e o nível de ação sísmica para o qual ou quais os requisitos fundamentais têm de ser garantidos.

2.4.3 Elementos sísmicos primários e elementos sísmicos secundários

De acordo com o EC8-1, os elementos sísmicos secundários são elementos estruturais que não são considerados como fazendo parte do sistema estrutural resistente à ação sísmica e cuja resistência e rigidez às ações sísmicas são desprezadas.

Por outro lado, o EC8-3 tem outra abordagem para a consideração dos elementos sísmicos secundários. Nestes elementos (i) aceita-se um maior nível de danos uma vez que a sua contribuição para o desempenho e segurança global da estrutura é menor e (ii) a sua contribuição para a rigidez e resistência às ações sísmicas deve ser considerada caso se adote uma análise não-linear.

O projetista é quem decide quais os elementos a considerar como sendo elementos sísmicos primários ou secundários. Caso efetue uma análise não-linear, a escolha como elementos sísmicos secundários pode ser mudada na sequência dos resultados de uma análise preliminar. No entanto, de acordo com o EC8-3, existem limites que o projetista tem de respeitar, nomeadamente: (i) a escolha de elementos sísmicos primários em caso algum pode alterar a classificação da estrutura de não regular para regular e (ii) os elementos sísmicos secundários devem cumprir os mesmos requisitos que os primários, embora para estimativas da sua capacidade menos conservadoras.

2.4.4 Informação para avaliação estrutural

2.4.4.1 Informação de base necessária

Na avaliação sísmica de estruturas existentes, a informação de base sobre a estrutura construída deve ser obtida a partir de diversas fontes. Os registos disponíveis poderão ser: documentação específica do edifício em questão, normas contemporâneas da construção, inspeções de campo, ensaios *in-situ* e/ou laboratoriais. Deve ser verificada a coerência entre os dados provenientes de cada fonte, a fim de minimizar as incertezas. Em geral, a informação de base necessária para uma avaliação estrutural deve incorporar os seguintes aspetos (cláusula 3.2(1) do EC8-3):

- identificação do sistema estrutural e a sua conformidade com os critérios de regularidade estipulados no EC8-1;
- tipo de fundações e das condições do terreno (de acordo com a classificação do EC8-1);
- dimensões, secções transversais e propriedades mecânicas dos materiais constituintes dos elementos estruturais (no caso de edifícios de betão, é fundamental a informação acerca da quantidade, tipo e disposição das armaduras, bem como, o seu estado de conservação);
- defeitos identificáveis dos materiais e disposições construtivas inadequadas;
- critérios de dimensionamento sísmico adotados no projeto inicial, nomeadamente, o coeficiente de comportamento, q , se aplicável;

- descrição do tipo de utilização atual ou o planeado para o edifício e identificação da respetiva classe de importância, de acordo com o EC8-1;
- cargas que atuarão simultaneamente com a ação sísmica e correspondentes massas;
- natureza e extensão dos danos estruturais anteriores e atuais, incluindo reparações anteriores.

2.4.4.2 Níveis de conhecimento

O nível da incerteza que ocorre na avaliação sísmica de estruturas existentes, depende da quantidade e fiabilidade da informação recolhida.

Assim, o EC8-3 introduz o conceito de nível de conhecimento, que tem como objetivo classificar a informação em três níveis:

- KL1: nível de conhecimento limitado;
- KL2: nível de conhecimento normal;
- KL3: nível de conhecimento integral.

O nível de conhecimento é determinado em função da informação recolhida sobre três aspetos específicos (cláusula 3.3.1 (2) do EC8-3):

- i. geometria: propriedades geométricas do sistema estrutural e dos elementos não estruturais que possam afetar a resposta estrutural (*e.g.* paredes de alvenaria);
- ii. disposições construtivas: quantidade e pormenorização das armaduras (estruturas de betão armado); ligações entre elementos metálicos (estruturas metálicas e estruturas mistas aço-betão); ligação entre pavimentos, que funcionam como diafragmas e as estruturas de contraventamento; a ligação e a argamassa das juntas de alvenaria assim como a natureza de quaisquer elementos de reforço da alvenaria (estruturas de alvenaria);
- iii. materiais: propriedades mecânicas dos materiais.

O nível de conhecimento obtido determina o método de análise admissível e os fatores de confiança (CF). A relação entre estes parâmetros, está ilustrada no Quadro 2.1, definido de acordo com as disposições do EC8-3.

Para efeitos de identificação do nível de conhecimento para cada um dos aspetos anteriores (geometria, disposições construtivas e materiais), são considerados as seguintes fontes e procedimentos:

- i. geometria - desenhos de dimensionamento geral do projeto e desenhos de pormenor, inspeção visual e inspeção integral;
- ii. disposições construtivas - projeto simulado, inspeção *in-situ* limitada, inspeção *in-situ* alargada, inspeção *in-situ* completa;
- iii. materiais - ensaios *in-situ* limitados, ensaios *in-situ* alargados, ensaios *in-situ* completos.

Quadro 2.1 – Níveis de conhecimento e respetivos métodos de análise (EN 1998-3, 2005).

Nível de conhecimento	Geometria	Disposições construtivas	Materiais	Análise
Limitado (KL1)	Desenhos de dimensionamento geral do projeto + inspeção visual ou inspeção integral	Projeto simulado de acordo com a prática de origem + inspeção <i>in-situ</i> limitada	Valores por defeito de acordo com as normas em vigor à data de construção + ensaios <i>in-situ</i> limitados	Linear
Normal (KL2)		Desenhos de pormenor de origem incompletos + inspeção <i>in-situ</i> limitada ou inspeção <i>in-situ</i> alargada	Especificações do projeto de origem + ensaios <i>in-situ</i> limitados ou ensaios <i>in-situ</i> alargados	Todas as análises
Integral (KL3)		Desenhos de pormenor de origem + inspeção <i>in-situ</i> limitada ou inspeção <i>in-situ</i> completa	Relatórios de ensaios de origem + ensaios <i>in-situ</i> limitados ou a partir de ensaios <i>in-situ</i> completos	Todas as análises

Os níveis de inspeção referidos (limitado, alargado, completo) dependem da percentagem de elementos estruturais cujas disposições construtivas têm de ser verificadas, bem como do

número de amostras de materiais por piso que é necessário recolher. O EC8-3 recomenda os valores apresentados no Quadro 2.2 (cláusula 3.4.4(1)P):

Quadro 2.2 – Requisitos mínimos recomendados para diferentes níveis de inspeção e de ensaio (EN 1998-3, 2005).

Nível de inspeção e ensaio	Inspeção	Ensaio
	(das disposições construtivas)	(dos materiais)
	Por cada tipo de elemento principal (viga, pilar, parede)	
	% de elementos inspecionados	Amostras por piso
Limitado	20	1
Alargado	50	2
Completo	80	3

O tipo de análise estrutural permitido pelo EC8-3 depende do nível de conhecimento (ver Quadro 2.1). Os motivos que levam a restringir o tipo de análise estrutural para o nível de conhecimento limitado (forças laterais ou análise modal por espectros de resposta) são (Costa, 2016):

- havendo pouca informação de base e muitas incertezas, não tem sentido levar a cabo uma análise sofisticada;
- sendo os métodos mais sofisticados também menos conservadores, motiva à recolha de mais informação sobre a estrutura.

Se o nível de conhecimento associado à geometria, disposições construtivas e materiais for distinto, será o nível de conhecimento mais baixo a determinar o tipo de análise que pode ser efetuada.

2.4.4.3 Fator de confiança

De acordo com o EC8-3, os valores médios das propriedades dos materiais obtidos a partir dos ensaios *in-situ* e qualquer outra informação adicional deve ser “corrigida”, de forma conservadora, por um fator de confiança (CF). Nesse sentido e de acordo com a cláusula 3.5 (1) e (2), os valores médios das propriedades dos materiais devem ser:

- i. divididos pelo fator de confiança, quando usados no cálculo da capacidade de um elemento estrutural existente (momento de cedência, esforço transversal resistente, rotação da corda ou curvatura na cedência ou rotura, etc.) tendo em vista a sua comparação com uma exigência;
- ii. multiplicados pelo fator de confiança, quando usados no cálculo de esforços resistentes de elementos/mecanismos dúcteis a partir dos quais, por intermédio do dimensionamento por capacidade real, são calculados os efeitos da ação para elementos/mecanismos frágeis e quando da tensão de cedência das armaduras existentes é usada para determinar os comprimentos de amarração e emenda.

O fator de confiança é definido em função do nível de conhecimento que se tem da estrutura e toma, de acordo com a cláusula 3.3.1(4) do EC8-3, os seguintes valores:

- nível de conhecimento limitado (KL1): $CF_{KL1} = 1,35$;
- nível de conhecimento normal (KL2): $CF_{KL2} = 1,20$;
- nível de conhecimento integral (KL3): $CF_{KL3} = 1,00$.

2.4.5 Ação sísmica e modelação da estrutura

Os modelos básicos para a definição da ação sísmica e combinação de ações sísmicas são apresentados no EC8-1 e no EC0 (NP EN 1990, 2009).

O modelo da estrutura deve ser definido com base na informação recolhida, conforme indicado em 2.4.4.1, e deve permitir a determinação dos efeitos das ações para a combinação sísmica, em todos os elementos estruturais. De acordo com a cláusula 4.3(1)P e (2)P do EC8-3, todas as disposições relativas a modelação estrutural e aos efeitos acidentais de torção do EC8-1 devem ser aplicadas sem modificações.

Para efeito de modelação estrutural as propriedades dos materiais a adotar são:

- i. para os materiais existentes: os valores médios das propriedades mecânicas não afetadas pelo fator de confiança (cláusula 4.3(5)P do EC8-3);
- ii. para materiais novos: o valor nominal das propriedades mecânicas.

2.4.6 Métodos de análise

O EC8-3 permite a utilização dos seguintes métodos de análise (cláusula 4.4.1 (1)):

- i. forças estáticas horizontais (linear);
- ii. análise modal por espectro de resposta (linear);
- iii. análise estática não-linear (análise *pushover*);
- iv. análise dinâmica não linear (*time history*);
- v. método do coeficiente de comportamento (*q-factor approach*).

Os métodos de análise permitidos são os mesmos presentes no EC8-1. No entanto, o método de referência adotado pelo EC8-3 é a análise estática não-linear e pelo EC8-1 é o método do coeficiente de comportamento (análise linear com os esforços corrigidos com base no coeficiente de comportamento).

No Quadro 2.3 apresentam-se os métodos de análise permitidos de acordo com o EC8-1 (cláusula 4.3) e o EC8-3 (cláusulas 4.3 e 4.4), em função da regularidade estrutural.

Quadro 2.3 – Modelos e método de análise a adotar em função da regularidade estrutural (Lopes, 2008).

Regularidade		Modelo estrutural	Método de análise
Planta	Altura		
Sim	Sim	Plano ou espacial	Todos
Sim	Não	Plano ou espacial	Não se pode usar a análise por forças laterais
Não	Sim	Espacial	Todos
Não	Não	Espacial	Não se pode usar a análise por forças laterais

2.4.6.1 Análise estática não-linear (análise *pushover*)

O método de análise sísmica adotado na análise conduzida na dissertação é a análise não linear estática. Por esse motivo, este método será em seguida apresentado em detalhe.

O uso principal da análise não-linear destina-se à avaliação de edifícios existentes, para os quais é o método de referência. Este método não se adequa tão bem ao dimensionamento de edifícios novos na medida em que requer o conhecimento do comportamento estrutural dos elementos constituintes da estrutura, que é obviamente desconhecido antes destes serem

dimensionados. É de notar que a aplicação da análise não-linear requer um nível de conhecimento normal ou integral (ver Quadro 2.1).

Um método não-linear relativamente simples para análise sísmica de estruturas, e que foi adotado pelo EC8-1 e EC8-3 é o método *N2* (Fajfar, 2000), em que *N* designa o comportamento não-linear e 2 sugere a utilização de dois modelos distintos. Este método combina a análise *pushover* de uma estrutura com vários graus de liberdades (SVGL) com a análise baseada num espectro de resposta de um sistema equivalente com um só grau de liberdade (S1GLE).

O método é formulado no formato aceleração-deslocamento, isto é, com base num espectro no formato ADRS (*acceleration displacement response spectrum*), que permite a interpretação visual do procedimento e as relações entre as quantidades básicas que controlam a resposta sísmica. Geralmente, os resultados do método *N2* são razoavelmente precisos, desde que a estrutura oscile predominantemente no primeiro modo (Fajfar, 2000).

Análise *pushover*, do SVGL é conduzida sob cargas gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico. Enquanto as forças laterais aumentam no decorrer da análise, é possível observar o aparecimento gradual das rótulas plásticas, a evolução dos mecanismos plásticos e o dano causado, em função da magnitude das forças laterais impostas e dos deslocamentos obtidos (Fardis, 2009).

Seguidamente será exposto o método *N2* descrito por Fajfar (2000) e no Anexo B do EC8-1.

(i) **Modelação estrutural e quantificação da ação sísmica**

Na modelação estrutural o comportamento não-linear dos elementos estruturais é explicitamente considerado, incluindo a sua resistência pós-cedência, a capacidade de deformação e a capacidade de dissipação de energia.

Na quantificação da ação sísmica são utilizados espectros de resposta elásticos que têm em consideração a importância do edifício, o tipo de solo e a zona onde está implantado.

(ii) Desempenho sísmico no formato ADRS

O desempenho sísmico do S1GLE é determinado recorrendo ao espectro inelástico no formato aceleração-deslocamento (ADRS) em que as acelerações espectrais S_a são representadas em função dos deslocamentos espectrais S_d .

O espectro de resposta inelástico no formato ADRS é determinado a partir do espectro de resposta elástica, também no mesmo formato, que por sua vez é calculado a partir dos espectros de resposta elásticos da aceleração, $S_{a,e}$, e do deslocamento, $S_{d,e}$, relacionáveis pela expressão

$$S_{a,e} = \left[\frac{2\pi}{T} \right]^2 S_{d,e} \quad (2.4)$$

O espectro de resposta inelástica, do S1GLE, para um comportamento força-deslocamento bilinear correspondente a um determinado nível de ductilidade μ , é dado por

$$S_a = \frac{S_{a,e}}{q_u} \quad (2.5)$$

$$S_d = \frac{\mu}{q_u} S_{d,e} = \frac{\mu}{q_u} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{a,e} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.6)$$

em que μ é o coeficiente de ductilidade definido como a razão entre o deslocamento máximo e o deslocamento no instante da cedência, e q_u é um fator de redução que considera a capacidade de dissipação histórica de energia das estruturas dúcteis e que incorpora o efeito de sobre resistência dado pela relação entre a aceleração do S1GLE com comportamento elástico linear limitado, $S_{a,e}(T^*)$, e com resistência limitada F_y^*/m^* . De acordo com o EC8-1 pode ser assumido com evolução bilinear (ver Figura 2.6) e é dado por

$$q_u = \begin{cases} (\mu-1) \frac{T}{T_C} + 1 & \text{se } T < T_C \\ \mu & \text{se } T \geq T_C \end{cases} \quad (2.7)$$

em que T_C é o período característico correspondente ao início da zona de pseudo-velocidade constante do espectro de resposta elástica.

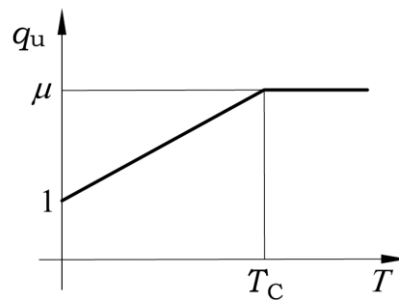


Figura 2.6 – Evolução linear do fator de redução (Costa, 2016).

(iii) Cargas laterais

A análise *pushover* é realizada submetendo a estrutura a um carregamento lateral distribuído monotonamente crescente, representando as forças de inércia que serão experienciadas pela estrutura quando sujeita a acelerações do solo.

A seleção de um carregamento lateral apropriado é um passo importante na análise *pushover*. Como não existe uma solução única, o EC8-3, tal como o EC8-1, indica que devem ser aplicadas pelo menos duas distribuições verticais de cargas laterais (cláusula 4.4.4.2 (1) do EC8-3):

- uma distribuição “uniforme”, composta por forças laterais proporcionais à massa e independentes da altura (aceleração de resposta uniforme);
- uma distribuição “modal”, proporcional às forças laterais correspondentes a um dado modo de vibração.

No que respeita à distribuição “modal”, a força lateral em cada piso é proporcional ao produto da massa de cada piso pela correspondente componente do modo de vibração. O modo de vibração a considerar deve ser o primeiro segundo a direção considerada para a ação sísmica, ou seja, o primeiro modo de vibração cujo fator de participação modal segundo a direção considerada seja o maior das três direções.

Assim, de acordo com esta distribuição de forças laterais, as forças P_i aplicadas incrementalmente mantêm-se proporcionais a uma distribuição invariável de deslocamentos modais horizontais

$$P_i = pm_i \phi_{ij} \quad (2.8)$$

em que p é um fator comum a todos os pisos e que controla a evolução do carregamento, m é a massa do piso e ϕ_{ij} é a componente do modo de vibração j correspondente.

A expressão (2.8) é igualmente válida para o caso da distribuição uniforme sendo que, nesta situação, $\phi_{ij} = 1$.

(iv) Curva de capacidade resistente

É comum apresentar os resultados de uma análise *pushover* na forma de uma curva força-deslocamento não-linear (Figura 2.7). Essa curva é denominada de curva de capacidade resistente e relaciona a força de corte na base da estrutura (ou corte basal, F_b , dado pela soma dos esforços transversos na base dos elementos verticais) numa dada direção com o deslocamento do topo da estrutura, d_n , na mesma direção (num nó do modelo estrutural, designado “nó de controlo”, normalmente localizado no centro de massa ao nível da cobertura (Fardis, 2009)). Esta curva traduz o comportamento da estrutura.

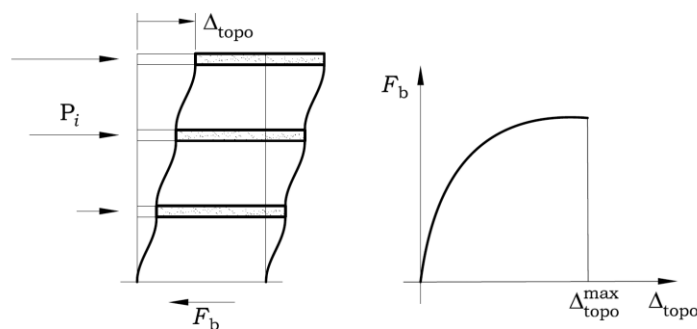


Figura 2.7 – Curva de capacidade (Costa, 2016).

(v) Comportamento do S1GLE

Considerando que uma estrutura apresenta n graus de liberdade, a conversão desse sistema para um sistema equivalente com um só grau de liberdade (S1GLE) pode ser efetuada por um fator de transformação, Γ , dado por

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_{ij}^2} \quad (2.9)$$

m^* é a massa de um sistema equivalente com um só grau de liberdade dada por

$$m^* = \sum m_i \phi_{ij} \quad (2.10)$$

A força de corte na base, F^* , e o deslocamento, d^* , do sistema equivalente com um só grau de liberdade são calculados por:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}, \quad (2.11)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.12)$$

em que F_b e d_n são, respetivamente, a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo do sistema com vários graus de liberdade.

Na Figura 2.8 está representada a relação não-linear $F^* - d^*$ obtida pelo procedimento anterior juntamente com uma relação bilinear equivalente (elástica perfeitamente plástica) em que a força de cedência, F_y^* , é igual à resistência última do sistema S1GLE, ou seja, é igual à força de corte na base para a formação do mecanismo plástico (ponto A da Figura 2.8).

A relação bilinear apresenta o mesmo valor da energia de deformação, E_m^* , correspondente à formação do mecanismo (área colorida sob o gráfico até ao deslocamento de colapso plástico incipiente d_m^*), que a relação $F^* - d^*$ e designa-se por relação bilinear equivalente.

Com base nesta hipótese, o deslocamento limite de plasticidade do S1GLE, d_y^* , é obtido por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (2.13)$$

em que d_m^* é o deslocamento correspondente à formação de um mecanismo e E_m^* é a energia de deformação até à formação do mecanismo plástico.

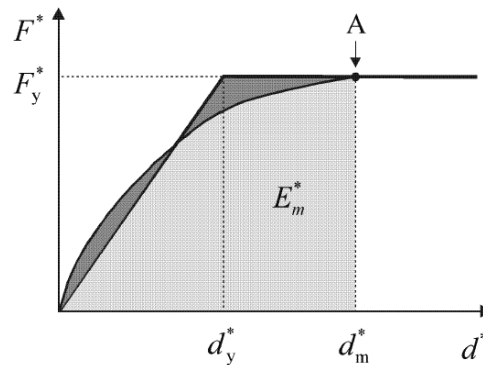


Figura 2.8 – Determinação da relação idealizada força-deslocamento elasto-perfeitamente plástico (NP EN 1998-1, 2010).

O período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade é determinado por

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.14)$$

E a aceleração máxima que o S1GLE com comportamento bilinear equivalente pode sofrer é

$$S_{a,y}^* = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (2.15)$$

(vi) Desempenho sísmico do S1GLE

A aceleração e o deslocamento-alvo, d_i^* , do S1GLE correspondente a uma dada ação sísmica, são determinados sobrepondo o espectro de resposta inelástico no formato ADRS ao comportamento S1GLE. Este procedimento pode ser determinado recorrendo a duas abordagens: gráfica ou numérica.

a) procedimento gráfico

Na abordagem gráfica o espectro de resposta no formato ADRS e a curva de capacidade do S1GLE são sobrepostos no mesmo gráfico, o que apresenta a vantagem de permitir visualizar a determinação de d_i^* . Este procedimento baseia-se nos seguintes passos:

1. determinação do espectro de resposta no formato ADRS para comportamento elástico e linear ($\mu=1$);
2. cálculo da aceleração máxima suportada pelo S1GLE pela expressão (2.15);
3. cálculo do fator de redução q_u pela expressão

$$q_u = \frac{S_{a,e}(T^*)}{S_{a,y}^*} \quad (2.16)$$

4. cálculo do fator de ductilidade $\mu (= d_t^* / d_y^*)$ pela expressão

$$\mu = \begin{cases} (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 & \text{se } T^* < T_C \\ q_u & \text{se } T^* \geq T_C \end{cases} \quad (2.17)$$

5. traçado do espectro de resposta inelástico no formato ADRS para o fator de ductilidade μ aplicando as expressões (2.6);
6. sobreposição da curva de capacidade do S1GLE sobre o espectro de resposta inelástico no formato ADRS por forma a determinar, o ponto de intersecção das curvas, que define o valor do deslocamento-alvo do S1GLE d_t^* ; a curva de capacidade do S1GLE pode ser sobreposta ao espectro de resposta inelástico no formato ADRS da seguinte forma:
 - tramo linear inicial ($S_d < d_y^*$), por aplicação da expressão (2.4) com $T = T^*$;
 - patamar horizontal ($d_y^* \leq S_d \leq d_m^*$), fazendo $S_a = S_{a,y}^*$.

b) procedimento numérico

Este procedimento tem como vantagem permitir a programação das expressões e consiste no seguinte conjunto de passos:

1. determinação do deslocamento-alvo para o S1GLE com um período T^* e um comportamento elástico ilimitado recorrendo à expressão

$$d_{et}^* = S_{a,e}(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \tag{2.18}$$

em que $S_{a,e}(T^*)$ é o valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período T^* .

2. determinação do deslocamento-alvo associado à resposta inelástica bilinear do S1GLE

i. $T^* < T_C$ (períodos curtos, ver Figura 2.9)

Se $F_y^* / m^* \geq S_{a,e}(T^*)$, a resposta é elástica e, portanto

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{2.19}$$

Se $F_y^* / m^* < S_{a,e}(T^*)$, a resposta é não linear e

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \tag{2.20}$$

em que q_u é a relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado $S_{a,e}(T^*)$ e na estrutura com resistência limitada F_y^* / m^*

$$q_u = \frac{S_{a,e}(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \tag{2.21}$$

ii. $T^* \geq T_C$ (períodos médios e longos, ver Figura 2.9)

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{2.22}$$

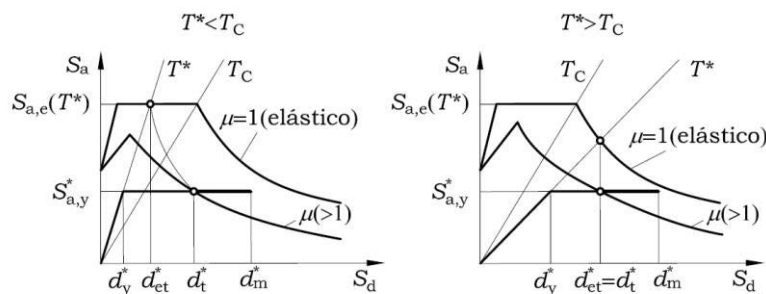


Figura 2.9 – Determinação do deslocamento-alvo para o S1GLE (Costa, 2016).

(vii) Desempenho sísmico da estrutura

O desempenho sísmico da estrutura é avaliado pela seguinte sequência de passos:

1. determinação do deslocamento-alvo do nó de controlo sistema com vários graus de liberdade

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (2.23)$$

2. aplicação progressiva da distribuição de forças consideradas (modal e uniforme) até que o nó de controlo do SVGL atinja d_t ;
3. para o estado definido na alínea anterior, avaliação das deformações nos elementos estruturais (deslocamentos relativos entre pisos, rotações nas extremidades dos elementos) e comparação com os valores máximos suportados por estes elementos, de modo a quantificar o seu nível de danos para a intensidade sísmica considerada.

3 MODELAÇÃO

3.1 Introdução

O edifício em estudo foi dimensionado de acordo com o EC2 (Eurocode No 2, 1984) e o EC8 (Eurocode No 8, 1988) para uma classe de ductilidade elevada (DCH) e posteriormente testado à escala real. Desse teste resultou um relatório (Negro et al., 1994) do qual foram retiradas as informações relevantes para a modelação e análise da estrutura. A restante informação foi retirada de Arêde (1997).

Dada a fiabilidade da informação reunida, de acordo com o EC8-3, foi assumido um nível de conhecimento integral, ao qual está associado um fator de confiança $CF_{KL3} = 1,0$ (ver 2.4.4.2). Para este nível de conhecimento é permitido levar a cabo todas as análises propostas no EC8-3, tendo sido adotada uma análise estática não-linear.

O processo de modelação de uma estrutura existente com base nas suas características efetivas, mesmo tendo um conhecimento integral do edifício, é um processo moroso, pois requer um estudo elemento a elemento. Nesta estrutura para modelar o comportamento não linear da mesma foram utilizadas rótulas em cada extremidade dos elementos estruturais. Para definir estas rótulas é necessário determinar o momento de cedência da secção transversal, M_y , a rotação da corda do elemento na cedência, θ_y , o momento último, M_u , e a rotação última da corda do elemento, θ_u . Estas características foram determinadas por programação em VBA.

Como as listagens completas das características mecânicas dos elementos estruturais referidas acima são muito extensas, por limitações de espaço neste capítulo optou-se por apresentar apenas os intervalos de valores para cada uma das propriedades (ver 3.3.10).

3.2 Edifício em estudo

3.2.1 Características geométricas

A estrutura de betão armado testada (ver Figura 3.1), é constituída por quatro andares (incluindo o rés-do-chão) e com dimensões em planta de 10 m x 10 m, medidas em relação ao eixo dos pilares. O rés-do-chão tem uma altura de 3,5 m e os restantes andares uma altura de 3 m. A estrutura é simétrica em relação a um plano vertical paralelo à direção considerada de atuação do sismo, e apresenta dois vãos em cada direção. Os pilares são quadrados, sendo que os pilares exteriores têm uma secção transversal 40 cm x 40 cm e o pilar central tem 45 cm x 45 cm. Todas as vigas têm secções transversais com 30 cm de largura e 45 cm de altura e a laje tem uma espessura de 15 cm. As fundações são compostas por uma grelha de vigas de fundação com uma profundidade de 0,8 m e uma laje de 0,4 m de espessura.

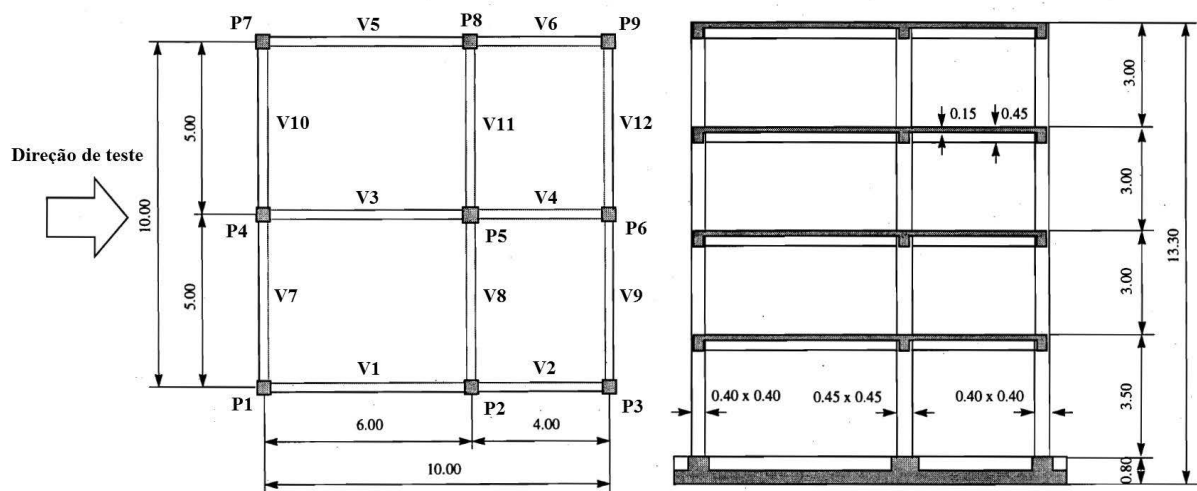


Figura 3.1 – Planta e alçado do edifício em estudo (adaptado de Negro et al. (1994)).

3.2.2 Propriedades dos materiais

Os materiais utilizados na construção do edifício são o betão C25/30 de acordo com o EC2 (Eurocode No 2, 1984), varões de aço B500S *Tempcore* e malha electrosoldada (*welded meshes*).

A caracterização do betão foi feita com base nos ensaios de compressão em cubos com 150 mm de lado, resultando nos valores médios da resistência $f_{cm,cubo}$ expostos no Quadro 3.1

(Negro et al., 1994). Estimativas da resistência à compressão em cilindros, resistência à tração e módulo de elasticidade do betão (Arêde, 1997), também foram incluídas neste quadro.

Quadro 3.1 – Características do betão ((Negro et al., 1994) e (Arêde, 1997)).

Estrutura	$f_{cm,cubo}$ [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	f_{ck} [MPa]	E_{cm} [GPa]
Pilar 1º andar	49,8	44,8	3,67	36,8	34,50
Pilar 2º andar	47,6	42,6	3,50	34,6	33,98
Pilar 3º andar	32,0	27,0	2,37	19,0	29,64
Pilar 4º andar	46,3	41,3	3,43	33,3	33,67
Viga 1º andar	56,4	51,4	4,09	43,4	35,95
Viga 2º andar	53,2	48,2	3,87	40,2	35,26
Viga 3º andar	47,2	42,2	3,48	34,2	33,89
Viga 4º andar	42,1	37,1	3,14	29,1	32,60

De acordo com Arêde (1997) o valor médio da resistência à compressão em cilindros, f_{cm} , foi obtida através da relação $f_{cm} = \xi f_{cm,cubo}$, em que o fator de conversão ξ foi estimado por interpolação entre os valores das classes de betão próximas do valor experimental da resistência à compressão $f_{cm,cubo}$. A resistência à tração do betão, f_{ctm} , obtida pela expressão do EC2 $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \leq C50/60$, em que o valor característico, f_{ck} , (em MPa) é estimado por $f_{ck} = f_{cm} - 8$. O valor obtido de f_{ctm} refere-se à resistência axial de tração, que foi convertida para a resistência à flexão de tração pelo fator $\alpha = 0,6 + 0,4 / (\sqrt[3]{h}) \geq 1$, em que h é a altura da secção transversal na direção do momento fletor (REBAP, 1984). Na ausência de ensaios adicionais, Arêde (1997) também propõe uma estimativa para o módulo de elasticidade do betão, E_{cm} , baseada numa expressão do EC2 (Eurocode No 2, 1991), no entanto foi utilizada a expressão do EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010) em vigor $E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0,3}$, com f_{ck} em MPa e E_{cm} em GPa.

Relativamente ao aço, foram realizados ensaios de tração em três varões de cada diâmetro utilizado na construção do edifício. Os resultados obtidos desses ensaios encontram-se no Quadro 3.2 (Negro et al., 1994).

No Quadro 3.2, A é área da secção transversal do varão, f_y e f_t são a tensão de tração de cedência e de rotura, respetivamente, e ε_{su} é a extensão correspondente à tensão de rotura f_t .

O modo de elasticidade do aço, E_s , admitiu-se de acordo com o EC2 igual a 200 GPa.

Quadro 3.2 – Característica do aço (Negro et al., 1994).

ϕ [mm]	A [mm ²]	f_y [MPa]	f_t [MPa]	ε_{su} [%]
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	553,5	660,0	23,1
26	517,2	555,6	657,3	21,6

3.2.3 Massas e cargas verticais estáticas

Foram adotados os valores das massas e das cargas verticais estáticas apresentadas por Negro et al. (1994) e Arêde (1997) (Quadro 3.3). As massas e as cargas verticais foram distribuídas uniformemente pelas vigas.

Quadro 3.3 – Valores da massa e das cargas verticais nas vigas por piso (Arêde, 1997).

Piso	Massa			Cargas verticais	
	Cargas permanentes [10 ³ kg]	Cargas variáveis [10 ³ kg]	Total [10 ³ kg]	Total [ton/m]	[kN/m]
4	58,5	26,1	84,6	1,410	35,0
3	64,2	24,3	88,5	1,475	34,0
2	64,2	24,3	88,5	1,475	34,0
1	65,1	24,3	89,4	1,490	34,0

3.2.4 Características das secções transversais

As secções transversais, quantidades de armadura e a disposição das mesmas estão expostas detalhadamente em Negro et al. (1994). No entanto apenas é reproduzido neste trabalho as secções transversais (ver Figura 3.2) e a disposição esquemática das armaduras (ver Figura A.1).

A contribuição da laje na resistência e rigidez das vigas usualmente é traduzida por uma largura equivalente, b_{eq} . Esta dimensão refere-se apenas à contribuição da laje, o que significa que a largura da alma da viga, b_w , não é incluída. A largura efetiva dos banzos é então dada por $b_{eff} = b_w + b_{eq}$. Os valores de b_{eff} adotados por Arêde (1997), que também foram adotados na presente dissertação, são:

- para as vigas exteriores: $b_{eff} = b_w + 4h_s = 0,90$ m;
- para as vigas interiores: $b_{eff} = b_w + 2(4h_s) = 1,50$ m.

Para efeito de cálculo das propriedades mecânicas das secções transversais das vigas foi considerada a armadura superior da laje tendo sido desprezada a armadura inferior (ver Figura 3.2).

É de notar que a armadura transversal dos pilares laterais é composta por cintas poligonais e dos pilares centrais por cintas retangulares que conferem um efeito de confinamento do betão que é analisado em 3.3.5.

Não havendo informação sobre as vigas perpendiculares à direção de teste, foi admitido que estas apresentam a mesma quantidade e disposição de armadura que as vigas do vão de 6 m paralelas à direção de teste.

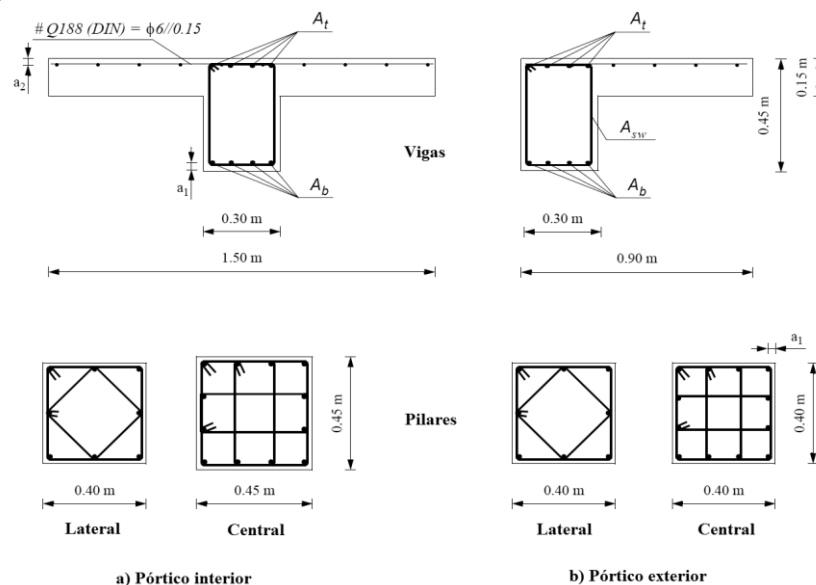


Figura 3.2 – Secções transversais das vigas e das colunas para o pórtico interior e exterior (adaptado de Arêde (1997)).

3.3 Modelação e pressupostos

Foi usado um modelo estrutural tridimensional construído com recurso ao programa comercial *SAP2000*. Neste modelo, tal como em Negro et al. (1996), o eixo x corresponde à direção de teste ao qual o edifício foi submetido no ensaio à escala real e ao qual foi avaliado no capítulo 4 da presente dissertação, o eixo y é o eixo horizontal perpendicular a x e o eixo z é o eixo vertical.

As vigas e os pilares foram modelados com elementos finitos tipo viga com 2 nós com 6 graus de liberdades por nó. No *SAP2000* este elemento é denominado *frame*. No programa de cálculo, os eixos locais dos elementos são: 1 – ao longo do elemento, 2 – perpendicular ao elemento e 3 – perpendicular ao elemento e horizontal. No modelo, cada elemento estrutural foi discretizado em 4 elementos *frame*. Os apoios foram modelados como encastramentos.

As propriedades da secção necessária para a definição do comportamento elástico e linear dos elementos *frame* são: a área da secção transversal, A , o momento de inércia segundo o eixo 3, I_3 , o momento de inércia segundo o eixo 2, I_2 , o produto de inércia 2-3, I_{23} , a área de corte segundo a direção 2, A_2 , a área de corte segundo a direção 3, A_3 , e a constante de torção, J .

Considerou-se que a massa por unidade de volume dos elementos estruturais é nula, pois a massa total do edifício foi distribuída uniformemente pelas vigas (ver 3.2.3).

As secções transversais foram definidas como secções gerais (*general section*). Deste modo foi possível inserir as propriedades efetivas das secções. Para determinar as propriedades da secção, foi calculada a rigidez efetiva de cada elemento estrutural EI_{eff} . Sendo que, para considerar estas propriedades no programa *SAP2000*, foi mantido contante o módulo de elasticidade do betão, E_{cm} , nas propriedades dos materiais e foi feito variar o momento de inércia para obter da rigidez efetiva pretendida – o que corresponde ao momento de inércia I_3 nas propriedades da secção, ou seja, $EI_{eff} = E_{cm} \cdot I_3$. As restantes propriedades são as elásticas, calculadas automaticamente pelo programa. Nas propriedades das secções das vigas foi ainda atribuído um facto modificativo de 0,01 na constante torsional.

Numa primeira fase, como valor do esforço axial em cada elemento é desconhecido e tendo em atenção que o comportamento em flexão de cada elemento depende do nível de esforço axial, este foi assumido nulo, tendo-se determinado as características mecânicas da secção

transversal com base nesse pressuposto. Numa segunda fase, foi levada a cabo uma análise estrutural em que apenas foram consideradas as cargas gravíticas e o nível de esforço axial bem como as características mecânicas dos elementos estruturais foram corrigidas. Para o esforço axial das vigas obteve-se um intervalo de valores de -46 a 23 kN e nos pilares de -1438 a -146 kN.

Para modelar os pisos considerou-se um diafragma rígido. Esta restrição, denominada *diaphragm constraint* no programa *SAP2000*, foi aplicada em todos os nós de ligação viga-pilar.

As ligações viga-pilar foram modeladas como rígidas recorrendo a troços com elevada rigidez na zona de intersecção da viga com o pilar. Para modelar estas ligações foram definidos novos elementos viga e pilar com as propriedades de inércia e área 100 vezes superior à do elemento correspondente adjacente – note-se, no entanto, que o escorregamento das armaduras longitudinais das vigas e dos pilares na ligação viga-pilar é considerado na deformação por flexão das vigas.

Para modelar o comportamento não-linear dos elementos lineares foram introduzidas rótulas plásticas (*hinges*) nas extremidades dos mesmos. Estas são ativadas quando é atingido o momento de cedência, M_y . No programa, definiram-se as rótulas do tipo M3 (momento) considerando as relações constitutivas momento-rotação.

Devido a uma incompatibilidade do programa *SAP2000* em adicionar rótulas plásticas em secções gerais foi necessário alterar as secções transversais para secções retangulares. Foram aplicados fatores modificadores de rigidez de modo a obter as propriedades calculadas após a iteração.

De seguida, descreve-se o processo de cálculo para as propriedades das secções transversais e das rótulas, nomeadamente, M_y , EI_{eff} , M_u , e k com base nos procedimentos expostos por Fardis (2009) e θ_y e θ_u de acordo com o EC8-3. Como as vigas equivalentes têm secção transversal assimétrica (T e L), estas propriedades serão calculadas para a situação de momento positivo e negativo. Relativamente aos pilares, como a secção transversal e a pormenorização é duplamente simétrica, as propriedades referidas são iguais para a situação de momento positivo e negativo.

3.3.1 Relação momento-curvatura até à cedência sob momento fletor e esforço axial

Para ter em consideração que existem elementos com secção em T e em L, no cálculo do momento de cedência dos elementos estruturais têm que ser consideradas duas situações: secções transversais com (i) zona retangular em compressão e (ii) zona T em compressão.

(i) Secções transversais com a zona retangular em compressão

Numa secção não retangular, se a zona de compressão abranger uma única parte retangular, a zona de compressão será retangular.

Definindo a cedência da secção como cedência das armaduras tencionadas, a curvatura correspondente é

$$\phi_y = \frac{f_{yL}}{E_s(1-\xi_y)d} \quad (3.1)$$

em que f_{yL} é a tensão de cedência da armadura longitudinal, ξ_y é a profundidade do eixo (normalizada em relação a d) neutro na cedência e d é a altura útil da secção transversal.

Neste caso a profundidade do eixo neutro, ξ , (normalizado em relação a d) é dada pela expressão

$$\xi_y = \left(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B \right)^{1/2} - \alpha A \quad (3.2)$$

em que α é o coeficiente de homogeneização do aço em betão e os parâmetros A e B são dados pelas equações

$$A = \rho_1 + \rho_2 + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}, \quad B = \rho_1 + \rho_2 \delta_1 + \frac{\rho_v(1+\delta_1)}{2} + \frac{N}{bdf_y} \quad (3.3)$$

em que ρ_1 , ρ_2 e ρ_v são as taxas de armadura de tração, de compressão e da alma, respetivamente, b é a largura da zona de compressão, N o esforço axial (positivo para compressão), $\delta_1 = d_1/d$, em que d_1 é a distância do centro da armadura de compressão à fibra extrema mais comprimida e f_y corresponde à tensão de cedência do primeiro varão a ceder da armadura de tração.

O momento de cedência, M_y , pode ser determinado pela expressão

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

(ii) Secções transversais com a zona T em compressão

As expressões apresentadas de seguida destinam-se a secções transversais em forma de T, L, H, U ou retangulares ocas, com o banzo em compressão cuja largura, b , e espessura, t , e largura da alma, b_w , são constantes. O momento de fletor considerado atua em torno de um eixo paralelo ao banzo, induzindo compressão no mesmo. Estas expressões, neste trabalho, são relevantes para determinar o momento fletor de cedência nas vigas.

A profundidade do eixo neutro no momento da cedência, ξ_y , pode ser determinada pela equação (3.2), sendo que os parâmetros A e B agora tomam os valores

$$A = \frac{b}{b_w} \left(\rho_1 + \rho_2 + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \right) + \frac{1}{\alpha} \frac{t}{d} \left(\frac{b}{b_w} - 1 \right), \quad (3.5)$$

$$B = \frac{b}{b_w} \left(\rho_1 + \rho_2 \delta_1 + 0,5 \rho_v (1 + \delta_1) + \frac{N}{bdf_y} \right) + \frac{1}{2\alpha} \left(\frac{t}{d} \right)^2 \left(\frac{b}{b_w} - 1 \right)$$

A equação (3.1) que permite calcular a curvatura na cedência também se aplica, no entanto, o momento de cedência deve ser determinado agora por

$$\frac{M_y}{bd^3} = \phi_y \left\{ E_c \left[\frac{\xi_y^2}{2} \left(\frac{1+\delta_1}{2} - \frac{\xi_y}{3} \right) \frac{b_w}{b} + \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(\xi_y - \frac{t}{2d} \right) \left(1 - \frac{t}{2d} \right) \frac{t}{2d} \right] + \frac{E_s(1-\delta_1)}{2} \left[(1-\xi_y)\rho_1 + (\xi_y - \delta_1)\rho_2 + \frac{\rho_v}{6}(1-\delta_1) \right] \right\} \quad (3.6)$$

3.3.2 Vão de esforço transversal

O vão de esforço transversal, L_v , é a relação entre o momento fletor, M , e o esforço transversal, V , na secção de extremidade, *i.e.*, $L_v = M/V$, e corresponde à distância entre a extremidade do elemento e o ponto de inflexão. De acordo com o EC8-3, é a corda deste vão que deve ser usada para medir a deformação dos elementos lineares.

No decorrer de uma análise não-linear o vão de esforço transversal de cada extremidade dos elementos vai-se alterando. No entanto, para vigas e pilares com extremidades ligadas a elementos no plano de flexão em ambas as extremidades, pode simplificarmente ser adotado para o vão de esforço transversal um valor constante igual a metade do comprimento livre entre extremidades (Fardis, 2009).

3.3.3 Rotação da corda na cedência

A deformação das vigas e pilares é definida em termos da rotação de corda do vão de esforço transversal, θ , ou seja, o ângulo entre a tangente à fibra média do elemento ao nível da extremidade e a corda que liga essa extremidade à extremidade do vão de esforço transversal.

A rotação de corda na cedência, θ_y , corresponde à situação de estado limite de limitação de dano e é determinada através das expressões empíricas fornecidas no Anexo A do EC8-3, *i.e.*

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,00135 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_b f_y}{6\sqrt{f_c}} \quad (3.7)$$

em que:

$a_v z$ - translação do diagrama de momentos flectores devido ao esforço transversal;

z - braço do binário das forças interiores, considerado igual a $d - d'$ em vigas e pilares;

f_y e f_c - tensão de cedência das armaduras longitudinais tracionadas e tensão de rotura do betão à compressão, ambas em MPa;

ε_y - igual a f_y / E_s ;

d e d' - alturas úteis da armadura de tração e de compressão;

d_b - diâmetro médio das armaduras tracionadas.

O parâmetro a_v (afetado de z) que surge no 1º termo da equação (3.7), é uma variável binária

$$a_v = \begin{cases} 1 & \text{se } V_{R,c} \leq \frac{M_y}{L_v} \\ 0 & \text{se } V_{R,c} > \frac{M_y}{L_v} \end{cases} \quad (3.8)$$

em que $V_{R,c}$ é o esforço transversal correspondente à primeira fenda diagonal.

De acordo com o EC8-3, $V_{R,c}$ pode ser assumido igual ao valor de esforço transversal resistente do elemento sem armaduras de esforço transversal calculado de acordo com 6.2.2(1) do EC2-1-1, assim $V_{R,c}$ (em N) é dado por

$$V_{R,c} = \left[C_{R,c} k (100 \rho_l f_c)^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \leq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (3.9)$$

em que:

$$f_c = f_{cm} \text{ [MPa]}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0, \quad d \text{ [mm];}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02;$$

A_{sl} - área da secção transversal da armadura tracionada;

b_w - menor largura da secção transversal na área tracionada [mm];

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa];}$$

N - esforço axial na secção devido às ações aplicadas (positivo para compressão) [N];

A_c - área da secção transversal de betão [mm²];

$$C_{R,c} = 0,18 \text{ e } k_1 = 0,15;$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_c^{1/2}.$$

Um elemento sob o efeito da ação sísmica normalmente apresenta dupla curvatura, pelo que se pode formar uma rótula plástica em ambas as extremidades correspondentes a momentos fletores com sinal oposto. Deste modo, a rotação da corda na cedência foi calculada para a situação do momento negativo e do momento positivo e para cada extremidade dos elementos estruturas que entram, posteriormente, no cálculo da rigidez efetiva.

3.3.4 Rigidez efetiva

À data de um sismo é expectável que as secções de betão armado dos elementos estruturais já se encontrem fendilhadas devido, por exemplo, variações de temperatura. Deste modo, de forma conservadora (para o efeito de uma análise por deslocamentos), a rigidez efetiva a adotar deve ser a rigidez secante correspondente à cedência da armadura longitudinal. De facto, no âmbito de uma análise por deslocamentos, o objetivo não é uma estimativa conservadora dos esforços, como no EC8-1, mas sim uma estimativa realista da deformação exigida aos elementos estruturais.

A expressão (3.10) permite determinar a rigidez efetiva a partir de resultados experimentais usando o valor de θ_y medido no instante em que a armadura de flexão atinge a tensão de cedência.

$$EI_{eff} = \frac{M_y L_v}{3\theta_y} \quad (3.10)$$

A utilização da expressão (3.10) permite incorporar (i) o efeito da rotação na extremidade devido ao escorregamento da armadura na amarração, o que pode ocorrer nas ligações viga-pilar; (ii) o efeito do *tension stiffening* ao longo do vão de esforço transversal; (iii) o efeito do esforço transversal (Fardis, 2009).

Quando a armadura longitudinal é diferente nas duas extremidades do elemento, tem-se dois valores diferentes da rigidez. Além disso, a disposição assimétrica das armaduras na secção também conduz a valores da rigidez efetiva diferentes para o momento positivo e para o momento negativo. Nestes casos, considerou-se para o valor da rigidez efetiva do elemento integral igual à média aritmética simples da rigidez efetiva calculada com base no comportamento das suas duas extremidades.

3.3.5 Confinamento do betão

As cintas nos elementos de betão armado impedem a expansão lateral do betão quando estes elementos estão sujeitos a forças de compressão na direção do seu eixo, gerando forças de compressão na direção lateral. O volume de betão cuja expansão é restringida diz-se confinado.

No betão confinado verifica-se um aumento resistência à compressão de f_c para f_c^* , da extensão para o qual ocorre essa tensão de ε_{co} para ε_{co}^* e da extensão última de ε_{cu} para ε_{cu}^* . As características do betão confinado são calculadas através das expressões adotadas pelo EC8-3 e apresentadas de seguida.

(i) Confinamento por armaduras transversais

No caso das cintas retangulares, a tensão de confinamento no núcleo de betão quando as cintas entram em cedência é

$$\frac{p}{f_c} \approx \min(\rho_x, \rho_y) \frac{f_{yw}}{f_c} = 0,5 \rho_w \frac{f_{yw}}{f_c} = 0,5 \omega_w \quad (3.11)$$

com

$$\rho_w = 2 \min(\rho_x, \rho_y) = \frac{2}{s} \min\left(\frac{\sum A_{swx}}{b_{oy}}, \frac{\sum A_{swy}}{b_{ox}}\right) \quad (3.12)$$

em que b_{ox} e b_{oy} são as dimensões da secção reduzida (ver Figura 3.4), A_{swx} e A_{swy} são as áreas de armadura transversal segundo o eixo x e o eixo y , respetivamente. No caso das cintas diagonais, estas são contabilizadas no cálculo de ρ_x e de ρ_y com a respetiva área de armadura transversal vezes $\sqrt{2}$.

O campo de tensões de confinamento devido às cintas não é “uniforme” de valor p , mas radial relativamente ao eixo dos varões transversais. O efeito desta força é disperso no volume de betão envolvido pelas cintas segundo um ângulo que se pode assumir de 45° (ver Figura 3.3). Consequentemente, parte do betão não está confinado. Para considerar este efeito, aplica-se um fator a_s à área da secção transversal do núcleo de betão para determinar a área de betão efetivamente confinado. No caso de cintas retangulares, o fator a_s é dado por

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2b_{ox}}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_{oy}}\right) \quad (3.13)$$

As cintas circulares exercem forças de confinamento ao longo de todo o seu perímetro. Pelo contrário, nas cintas retangulares os troços retos ao longo do perímetro não confinam o betão porque a expansão deste os flete. Por este motivo, as cintas retangulares ou poligonais apenas introduzem confinamento nos cantos e nos pontos em que a flexão para o exterior está impedida (ver Figura 3.3). Assim, também a área de betão confinado no plano de uma cinta retangular é uma fração da área da secção transversal do núcleo, dada por

$$a_n = 1 - \frac{\sum_i b_i^2}{6b_{ox}b_{oy}} \quad (3.14)$$

em que b_i é o comprimento dos troços entre pontos contraentados (ver Figura 3.4).

O efeito do confinamento devido ao facto da tensão de confinamento não ser uniforme tanto em planta como em alçado pode ser considerado combinando os dois fatores já referidos. O coeficiente de eficiência do confinamento, a , é um fator minorativo a aplicar à pressão de confinamento p e é dado por

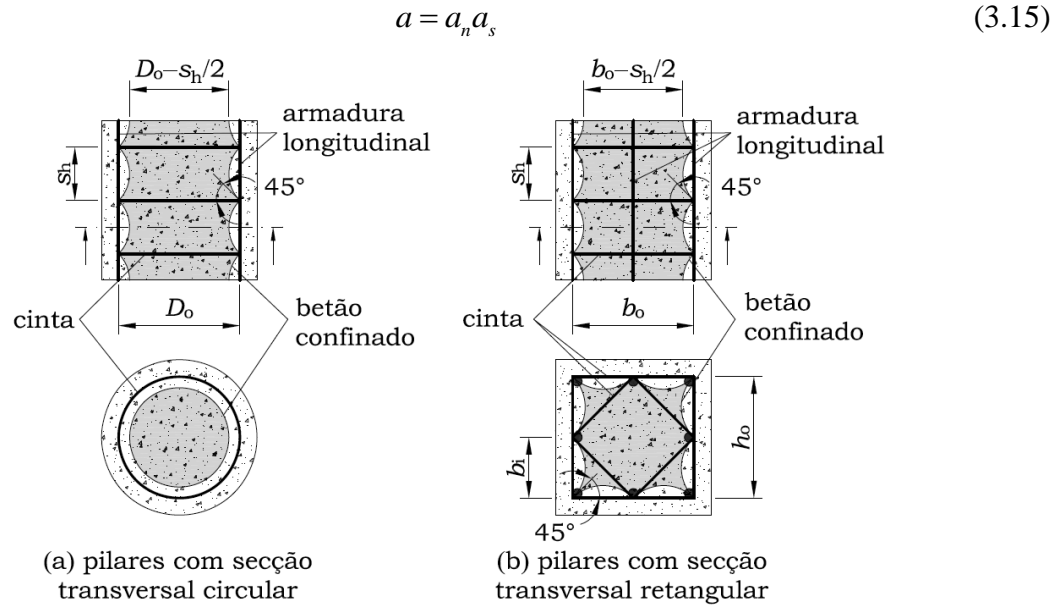


Figura 3.3 – Confinamento do betão por cintas em compressão (Costa, 2016).

(ii) Modelo de confinamento adotado no EC8-3

O modelo de confinamento presente do Anexo 3 do EC8-3 preconiza que

a resistência do betão cintado seja determinada pela expressão

$$f_c^* = f_c (1 + K), \quad (3.16)$$

a extensão do betão comprimido correspondente à tensão máxima f_c seja determinada por

$$\varepsilon_{co}^* \approx \varepsilon_{co} (1 + 5K), \quad (3.17)$$

e a extensão última da fibra extrema da zona comprimida é considerada igual a

$$\varepsilon_{cu}^* = 0,004 + 0,5 \frac{p}{f_c^*}. \quad (3.18)$$

O valor de K adotado é dado por

$$K \approx 3,7 \left(\frac{p}{f_c} \right)^{0,86}. \quad (3.19)$$

(iii) Secção reduzida

As dimensões da secção reduzida (ou núcleo confinado), b_{ox} e b_{oy} , correspondem ao comprimento da zona de betão cintado medidas em relação ao eixo das cintas extremas, o comprimento dos troços entre pontos contraentados, b_i , é a distância medida em relação ao eixo entre varões travados consecutivos, como ilustra a Figura 3.4.

No caso das vigas, para momentos positivos, a zona comprimida é o banzo das secções em T e em L. Considerou-se, neste caso, que a contribuição da laje para as vigas no confinamento do betão. Deste modo, a largura b_{ox} é igual a b_{eff} .

Na Figura 3.4 também está representada a dimensão d^* que é igual a d menos o recobrimento e metade do diâmetro do estribo e a dimensão d_i^* que é igual a metade do diâmetro do estribo mais metade do diâmetro da armadura longitudinal.

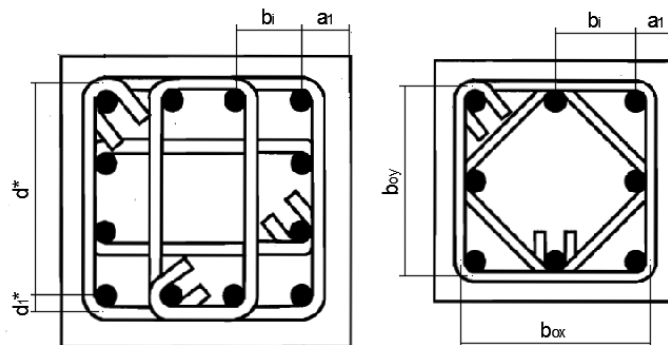


Figura 3.4 – Dimensões da secção confinada (adaptado de Negro et al. (1996)).

3.3.6 Momento último

O momento resistente da secção total (sem destacamento do betão), M_{Rc} , e o momento resistente da secção confinada (convencionalmente definida pelo perímetro do eixo dos estribos), M_{Ro} , podem ser estimados como momento uniaxial resistente de secções de betão com zona retangular em compressão, através de ferramentas de dimensionamento (tabelas, diagramas, expressões analíticas, etc.) disponíveis para o estado limite último ou, como alternativa, analiticamente recorrendo às expressões e seguindo o fluxograma (ver Figura A.2) proposto por Fardis (2009).

O método adotado na presente dissertação foi o cálculo analítico, fazendo uso das expressões apresentadas de seguida que foram programadas em VBA. O valor de M_{Ro} pode ser calculado de forma semelhante às expressões utilizadas para M_{Rc} , usando as propriedades geométricas e de resistência da secção confinada. O momento último, M_u , é o maior destes dois valores.

3.3.6.1 Definições e pressupostos

A relação tensões-extensões ($\sigma - \varepsilon$) dos materiais, adotadas por Fardis (2009), são:

1. o betão não confinado tem uma relação $\sigma - \varepsilon$ definida pela lei conhecida por parábola-retângulo; esta lei é constituída por um traçado parabólico até à tensão de rotura do betão f_c e a correspondente extensão, ε_{co} ; a partir desse ponto a relação $\sigma - \varepsilon$ é horizontal até uma extensão $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$; esta relação é a adotada no EC2 (NP EN 1992-1-1, 2010) em que $\varepsilon_{co} = 2\text{‰}$ e $\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$;
2. a relação $\sigma - \varepsilon$ do aço é elástico-perfeitamente plástico para extensões relativamente baixas como aquelas em condições últimas devido ao esmagamento do betão; para valores de extensão ao nível da rotura do aço, é considerado endurecido depois do patamar de cedência; o endurecimento é linear, começando na tensão de cedência f_y , com uma extensão ε_y , até a se atingir a tensão última f_t do aço com uma extensão ε_{su} ; os parâmetros da relação $\sigma - \varepsilon$ correspondentes à armadura de tração, de compressão e da alma, são indexados por 1, 2 e ν , respetivamente; não tendo o valor da extensão no início do endurecimento, assumiu-se que $\varepsilon_{sh} = (\varepsilon_y + \varepsilon_{su}) / 2$.

Os símbolos usados na análise são:

- $\nu = N / bdf_c$: o esforço axial reduzido, positivo para compressão;
- $\omega_1 = \rho_1 f_{y1} / f_c$; $\omega_2 = \rho_2 f_{y2} / f_c$; $\omega_\nu = \rho_\nu f_{y\nu} / f_c$: percentagem mecânica de armadura de tração, compressão e da alma, respetivamente;
- $\delta_1 = d_1 / d$: razão entre distância desde armadura de compressão até à fibra extrema comprimida e a altura útil da secção.

A secção 3.3.6.2 também se aplica a secções com mais do que uma parte retangular desde que apenas uma secção retangular se encontre parcialmente comprimida, com b sendo a largura da secção nas fibras extremas comprimidas.

3.3.6.2 Momento resistente

(i) Rotura da secção devido à rotura da armadura de tração antes do destacamento do betão de recobrimento

A rotura da secção devido à rotura da armadura de tração (para a extensão de ε_{su}) ocorre antes das fibras extremas do betão de recobrimento atingirem a extensão última do betão de ε_{cu} , se a profundidade do eixo neutro (normalizado em relação a d) ξ é: $\xi < \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su1})$. Tal rotura também pode ocorrer antes da cedência da armadura de compressão, se ξ satisfizer a inequação: $\xi < (\varepsilon_{y2} + \varepsilon_{su1}\delta_1) / (\varepsilon_{y2} + \varepsilon_{su1})$. A rotura da secção será provocada pela rotura das armaduras tracionadas após a cedência da armadura de compressão se δ_1 satisfaz a equação

$$\delta_1 \leq \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su1}} \quad (3.20)$$

Se a equação (3.20) é satisfeita e o esforço axial reduzido, ν , cumpre a inequação

$$\frac{\delta_1 \varepsilon_{su1} + \varepsilon_{y2} - (1 - \delta_1) \frac{\varepsilon_{co}}{3}}{\varepsilon_{su1} + \varepsilon_{y2}} + \omega_2 - \frac{\omega_1 f_{t1}}{f_{y1}} - \frac{\omega_v}{\varepsilon_{su1} + \varepsilon_{y2}} \left[\varepsilon_{su1} - \varepsilon_{y2} + \frac{(\varepsilon_{su1} - \varepsilon_{shv})}{2} \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \right) \right] \equiv \nu_{s,y2} \leq \nu \leq \nu_{s,c} \equiv \frac{\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_{co}}{3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su1}} + \omega_2 - \frac{\omega_1 f_{t1}}{f_{y1}} - \frac{\omega_v}{(1 - \delta_1)(\varepsilon_{su1} + \varepsilon_{cu})} \left[\delta_1 (\varepsilon_{su1} + \varepsilon_{cu}) - (\varepsilon_{su1} - \varepsilon_{cu}) + \frac{(\varepsilon_{su1} - \varepsilon_{shv})}{2} \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \right) \right] \quad (3.21)$$

então, pela análise das secções planas tem-se

$$\xi_{su} \approx \frac{(1 - \delta_1) \left(\nu + \omega_1 \frac{f_{t1}}{f_{y1}} - \omega_2 + \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{su}} \right) + \left(1 + \delta_1 + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \right) \right) \omega_v}{(1 - \delta_1) \left(1 + \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{su1}} \right) + \left(2 + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \right) \right) \omega_v} \quad (3.22)$$

O momento resistente, M_{Rc} , com ξ da equação (3.22) é dado por

$$\begin{aligned}
\frac{M_{Rc}}{bd^2 f_c} = & (1-\xi) \left[\frac{\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{su1}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{co}}{4\varepsilon_{su1}} (1-\xi) \right) \right] \\
& + \frac{(1-\delta_1)}{2} \left(\omega_1 \frac{f_{t1}}{f_{y1}} + \omega_2 \right) + \frac{\omega_v}{1-\delta_1} \left\{ (\xi - \delta_1)(1-\xi) - \frac{1}{3} \left(\frac{(1-\xi)\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{su1}} \right)^2 \right. \\
& \left. + \left[\frac{(1-\delta_1)}{4} - \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \frac{1-\xi}{6} \right] \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \left(\frac{f_{t1}}{f_{y1}} - 1 \right) (1-\xi) \right\} \quad (3.23)
\end{aligned}$$

Se a condição (3.20) é satisfeita, mas $\nu < \nu_{s,y2}$ (Eq. (3.21)), então a rotura da secção deve-se à rotura do aço não só antes do destacamento do betão de recobrimento, mas também antes da cedência da armadura de compressão. Neste caso, o valor de ξ_{su} é dado pela raiz positiva da equação

$$\begin{aligned}
& \left[1 + \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{su}} + \frac{\omega_v}{2(1-\delta_1)} \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) + \frac{\varepsilon_{shv} - 3\varepsilon_{yv} - \varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{su1} \varepsilon_{yv}} \right) \right] \xi^2 \\
& - \left[1 + \nu + \frac{2\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{su}} + \frac{\omega_1 f_{t1}}{f_{y1}} + \frac{\omega_2 \varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{y2}} + \frac{\omega_v}{(1-\delta_1)} \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) + \frac{\varepsilon_{shv} - 3\varepsilon_{yv} - \delta_1 \varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{su} \varepsilon_{yv}} \right) \right] \xi \\
& + \left[\nu + \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{su}} + \frac{\omega_1 f_{t1}}{f_{y1}} + \frac{\omega_2 \delta_1 \varepsilon_{su}}{\varepsilon_{y2}} + \frac{\omega_v}{2(1-\delta_1)} \left(1 + \frac{f_{tv}}{f_{yv}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) + \frac{\varepsilon_{shv} - 3\varepsilon_{yv} - \delta_1^2 \varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{su1} \varepsilon_{yv}} \right) \right] = 0 \quad (3.24)
\end{aligned}$$

e o momento resistente, M_{Rc} , com ξ da equação (3.24) é dado por

$$\begin{aligned}
\frac{M_{Rc}}{bd^2 f_c} = & (1-\xi) \left[\frac{\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{su1}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{co}}{4\varepsilon_{su1}} (1-\xi) \right) \right] + \frac{(1-\delta_1)}{2} \left(\omega_1 \frac{f_{t1}}{f_{y1}} + \omega_2 \frac{\xi - \delta_1}{1-\xi} \frac{\varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{y2}} \right) + \\
& \frac{\omega_v}{6(1-\delta_1)} \left\{ \left[1 - \delta_1 + \xi \left(1 - \frac{\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \right] \left[1 + \frac{\varepsilon_{su1}}{\varepsilon_{yv}} \left(\frac{\xi - \delta_1}{1-\xi} \right) \right] \left[\frac{(1-\delta_1)}{2} - (1-\xi) \frac{\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{su1}} \right] + \right. \\
& \left. \left[\frac{2(1-\delta_1)}{3} - \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) (1-\xi) \right] \left(1 - \frac{\varepsilon_{shv}}{\varepsilon_{su1}} \right) \left(\frac{f_{tv}}{f_{yv}} - 1 \right) (1-\xi) \right\} \quad (3.25)
\end{aligned}$$

Se a equação (3.20) é satisfeita e $\nu > \nu_{s,c}$ (Eq. (3.21)), o destacamento do betão de recobrimento irá preceder a rotura da armadura de tração, mas irá ocorrer após a cedência da armadura de compressão. Neste caso, segue-se o procedimento no ponto (ii) destacamento do betão de recobrimento.

Se a condição da equação (3.20) não é satisfeita, mas $\nu < \nu_{s,c}$ (Eq. (3.21)), a armadura de compressão encontra-se em regime elástico quando é atingida a rotura das armaduras de tração e o valor de M_{Rc} poderá ser novamente calculado pela equação (3.25), com ξ da equação (3.24). Pelo contrário, se $\nu > \nu_{s,c}$ (Eq. (3.21)), haverá destacamento do betão de recobrimento antes da rotura da armadura de tração, mas com a armadura de compressão em cedência. Neste caso, segue-se o procedimento no ponto (ii) destacamento do betão de recobrimento.

(ii) Destacamento do betão de recobrimento

Se $\xi < \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y1})$, então as armaduras tracionadas já atingiram a cedência no momento em que as fibras extremas comprimidas atingem ε_{cu} . Quando as fibras extremas comprimidas atingem ε_{cu} , a armadura de compressão continua em fase elástica se $\xi < \delta_1 \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2})$. Por outro lado, se $\xi > \delta_1 \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2})$ a armadura comprimida estará em cedência quando a extensão última do betão nas fibras extremas comprimidas é atingida. Ambas as armaduras de tração e de compressão entram em cedência antes de ε_{cu} ser atingida nas fibras extremas comprimidas se

$$\delta_1 \leq \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y1}} \quad (3.26)$$

Se a equação (3.26) não é satisfeita, não é possível que ambas as armaduras de tração e de compressão entrem em cedência antes do esmagamento do betão. Neste caso, as armaduras de tração e de compressão estão em regime elástico quando as fibras extremas comprimidas atingem ε_{cu} . Consequentemente, dois casos distintos são considerados: (a) a equação (3.26) é satisfeita ou (b) em vez disso, verifica-se a condição

$$\delta_1 > \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y1}} \quad (3.27)$$

Analisando primeiro o caso (a), o mais comum na prática e também mais desejável. Os valores de ξ entre $\delta_1 \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2})$ e $\varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y1})$ correspondem intervalo de valores para o esforço axial reduzido, ν

$$\omega_2 - \omega_1 + \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left(\delta_1 \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y2}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}} - 1 \right) + \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_{co}}{3}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}} \equiv \nu_{c,y2} \leq \nu <$$

$$\nu_{c,y1} \equiv \omega_2 - \omega_1 + \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left(\frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y1}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y1}} - \delta_1 \right) + \frac{\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_{co}}{3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y1}}$$
(3.28)

Dentro desse intervalo, o valor de ξ_{cu} é dado pela expressão

$$\xi_{cu} = \frac{(1 - \delta_1)(\nu + \omega_1 - \omega_2) + (1 + \delta_1)\omega_v}{(1 - \delta_1)\left(1 - \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{cu}}\right) + 2\omega_v}$$
(3.29)

O momento resistente na rotura pelo betão com a armadura de tração e de compressão ambas em cedência, mas ainda sem chegarem à fase de endurecimento, com ξ da equação (3.29), é dado por

$$\frac{M_{Rc}}{bd^2 f_c} = \xi \left[\frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{cu}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{co}\xi}{4\varepsilon_{cu}} \right) \right] + \frac{(1 - \delta_1)(\omega_1 + \omega_2)}{2} + \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left[(\xi - \delta_1)(1 - \xi) - \frac{1}{3} \left(\frac{\xi \varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{cu}} \right)^2 \right]$$
(3.30)

Se $\nu > \nu_{c,y1}$ (Eq. (3.28)), as fibras extremas comprimidas atingem a extensão última do betão após a cedência das armaduras de compressão, mas com as armaduras de tração em regime elástico. Para esta situação, o valor de ξ_{cu} é dado pela raiz positiva da equação

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{cu}} - \frac{\omega_v}{2(1 - \delta_1)} \frac{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{yv})^2}{\varepsilon_{cu}\varepsilon_{yv}} \right] \xi^2 + \left[\omega_2 + \frac{\omega_1 \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{y1}} - \nu + \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yv}} - \delta_1 \right) \right] \xi - \left[\frac{\omega_1}{\varepsilon_{y1}} - \frac{\omega_v}{2(1 - \delta_1)\varepsilon_{yv}} \right] \varepsilon_{cu} = 0$$
(3.31)

O momento resistente da secção, M_{Rc} , com ξ da equação (3.31) é dado por

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

$$+ \frac{\omega_v}{4(1 - \delta_1)} \left[1 - \xi \left(1 - \frac{\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{cu}} \right) \right] \left[1 + \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yv}} \left(\frac{1 - \xi}{\xi} \right) \right] \left[\frac{1}{3} - \delta_1 + \frac{2}{3} \xi \left(1 - \frac{\varepsilon_{yv}}{\varepsilon_{cu}} \right) \right]$$
(3.32)

Por fim, se $\nu < \nu_{c,y2}$ (Eq. (3.28)), as fibras extremas comprimidas atingem a extensão última do betão após a armadura de tração entrar em cedência, mas as armaduras de compressão ainda estão em regime elástico. Neste caso, ξ_{cu} é dado pela raiz positiva da equação

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{cu}} - \frac{\omega_v}{2(1-\delta_1)} \frac{(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yv})^2}{\varepsilon_{cu}\varepsilon_{yv}} \right] \xi^2 - \left[\nu + \omega_1 - \omega_2 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{y2}} + \frac{\omega_v}{1-\delta_1} \left(1 + \frac{\varepsilon_{cu}\delta_1}{\varepsilon_{yv}} \right) \right] \xi \quad (3.33)$$

$$- \left[\frac{\omega_2}{\varepsilon_{y2}} - \frac{\omega_v\delta_1}{2(1-\delta_1)\varepsilon_{yv}} \right] \varepsilon_{cu}\delta_1 = 0$$

O momento resistente, M_{Rc} , com ξ da equação (3.33), é dado por

$$\frac{M_{Rc}}{bd^2f_c} = \xi \left[\frac{1-\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{cu}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{co}}{4\varepsilon_{cu}} \xi \right) \right] + \frac{(1-\delta_1)}{2} \left(\omega_1 + \omega_2 \frac{\xi - \delta_1}{\xi} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{y2}} \right) \quad (3.34)$$

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

O caso (b), em que se verifica a equação (3.27), não é tão desejável. Se a equação (3.27) é verificada para valores do esforço axial reduzido entre $\bar{\nu}_{c,y1}$ e $\bar{\nu}_{c,y2}$ (Eq. (3.35)), as armaduras de tração e de compressão ainda estão em regime elástico quando as fibras extremas comprimidas atingem a extensão última do betão.

$$\frac{\omega_2}{\varepsilon_{y2}} \left((1-\delta_1)\varepsilon_{cu} - \delta_1\varepsilon_{y1} \right) - \omega_1 + \frac{\omega_v}{2\varepsilon_{yv}} \left(\varepsilon_{cu} - \frac{1+\delta_1}{1-\delta_1} \right) + \frac{\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_{co}}{3}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{y1}} \equiv \bar{\nu}_{c,y1} \leq \nu < \quad (3.35)$$

$$\bar{\nu}_{c,y2} \equiv \omega_2 - \frac{\omega_1}{\varepsilon_{y1}} \frac{(1-\delta_1)\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}}{\delta_1} + \frac{\omega_v}{\delta_1\varepsilon_{yv}} \left(\frac{1+\delta_1}{1-\delta_1} \varepsilon_{y2} - \varepsilon_{cu} \right) + \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu} - \frac{\varepsilon_{co}}{3}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{y2}}$$

Dentro deste intervalo, o valor de ξ_{cu} é dado pela raiz positiva da equação

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{cu}} \right] \xi^2 - \left[\nu - \left(\frac{\omega_1}{\varepsilon_{y1}} + \frac{\omega_2}{\varepsilon_{y2}} + \frac{\omega_v}{(1-\delta_1)\varepsilon_{yv}} \right) \varepsilon_{cu} \right] \xi - \left(\frac{\omega_1}{\varepsilon_{y1}} + \frac{\delta_1\omega_2}{\varepsilon_{y2}} + \frac{\omega_v(1+\delta_1)}{2(1-\delta_1)\varepsilon_{yv}} \right) \varepsilon_{cu} = 0 \quad (3.36)$$

Neste caso, o momento resistente, com ξ da equação (3.36) é dado por

$$\frac{M_{Rc}}{bd^2f_c} = \xi \left[\frac{1-\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{co}}{3\varepsilon_{cu}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{co}\xi}{4\varepsilon_{cu}} \right) \right] + \frac{(1-\delta_1)\varepsilon_{cu}}{2\xi} \left(\frac{(1-\xi)\omega_1}{\varepsilon_{y1}} + \frac{(\xi-\delta_1)\omega_2}{\varepsilon_{y2}} \right) + \frac{\omega_v(1-\delta_1)^2}{12\xi} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yv}} \quad (3.37)$$

Para a situação em que $\nu > \bar{\nu}_{c,y2}$ (Eq. (3.35)), as fibras extremas de compressão atingem a extensão última do betão após a cedência das armaduras de compressão, mas com a armadura

tracionada em regime elástico. Neste caso, o valor de ξ_{cu} é dado pela equação (3.31) e de M_{Rc} pela equação (3.32). Pelo contrário, se $\nu < \bar{\nu}_{c,y1}$ (Eq. (3.35)), as fibras extremas de compressão atingem ε_{cu} após a cedência das armaduras de tração quando as armaduras de compressão se encontram em fase elástica. Para esta situação, o valor de ξ_{cu} é a raiz positiva da equação (3.33) e o M_{Rc} é dado pela equação (3.34).

(iii) Secção confinada, após destacamento do betão de recobrimento

A análise efetuada nos pontos (i) rotura da secção devido à rotura da armadura de tração antes do destacamento do betão de recobrimento e (ii) destacamento do betão de recobrimento aplicam-se também para a situação da secção confinada após destacamento do betão, mas agora considerando que:

- as dimensões b , d e d_1 são substituídas por b_{ox} , d^* e d_1^* , respetivamente (ver Figura 3.4);
- N , ρ_1 , ρ_2 e ρ_v tem como denominador $b_{ox}d^*$ em vez de bd ;
- os parâmetros da relação $\sigma-\varepsilon$ do betão confinado, f_c^* e ε_{cu}^* serão usados no lugar de f_c e de ε_{cu} , respetivamente.

3.3.7 Capacidade de rotação da corda do elemento

O valor da capacidade total de rotação de corda do vão de esforço transversal (parte elástica e inelástica), θ_{um} , de acordo com o EC8-3 pode ser calculado a partir da expressão

$$\theta_{um} = \theta_{um}^{pl} + \theta_y \quad (3.38)$$

O Anexo A do EC8-3 propõe uma expressão empírica para o cálculo da parte plástica da capacidade de rotação de corda de elementos de betão sob um carregamento elástico, θ_{um}^{pl} , dada por

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,0145 (0,25^\nu) \left[\frac{\max(0,01; \omega_2)}{\max(0,01; \omega_1)} \right]^{0,3} f_c^{0,2} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(a \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,275^{100 \rho_d}) \quad (3.39)$$

em que:

γ_{el} - igual a 1,8 para os elementos sísmicos primários e igual a 1,0 para elementos sísmicos secundários;

ω_1 e ω_2 - taxa mecânica das armaduras longitudinais tracionadas (incluindo armaduras de alma) e comprimidas, respetivamente;

f_c e f_{yw} - tensão de rotura do betão à compressão [MPa] e tensão de cedência dos estribos [MPa], respetivamente;

$\rho_{wx} = A_{s wx} / b_w s_h$ - taxa de armaduras transversais paralelas à direção x de carregamento, sendo s_h o espaçamento dos estribos;

ρ_d - taxa de armaduras diagonais (caso existam), em qualquer direção diagonal;

a - coeficiente de eficácia da cintagem (equação (3.15)).

No caso em estudo, todos os elementos estruturais (vigas e pilares) são considerados elementos sísmicos primários e não possuem armaduras diagonais (ver apêndice A em Negro et al. (1994)).

3.3.8 Efeito da emenda de armadura por sobre posição

De acordo com o EC8-3, a expressão (3.39) aplica-se a elementos estruturais com varões nervurados (de alta aderência sem sobreposição na proximidade da zona de extremidade sujeita a plastificação (cláusula A.3.2.2. (4) do EC8-3). No entanto, a sobreposição das extremidades retas dos varões de alta aderência na secção de extremidade do elemento acontece frequentemente, como é o caso nos pilares do edifício em estudo (ver apêndice A em Negro et al. (1994)).

O efeito da emenda de varões comprimidos nas extremidades dos elementos tem uma influência sobre o seu comportamento diferente do efeito da emenda de varões tracionados devido à forma como é feita a transferência de tensões para as armaduras.

Assim, para contabilizar o efeito das armaduras retas de alta aderência comprimidas em que a sobreposição tem início na secção de extremidade do elemento, o EC8-3 preconiza que:

- a) o cálculo do momento de cedência, M_y , e a curvatura de cedência, ϕ_y , para o efeito de cálculo da rotação da corda do vão de esforço transversal com recurso à expressão (3.7) e
- b) o cálculo da parte plástica da capacidade de rotação da corda do vão de esforço transversal, θ_{um}^{pl} , recorrendo à expressão (3.39),

sejam determinados com uma taxa de armadura mecânica de compressão, ω_2 , com um valor duplo do valor aplicável fora da emenda.

Para contabilizar o efeito das armaduras retas de alta aderência tracionadas em que a sobreposição tem início na secção de extremidade do elemento, o EC8-3 preconiza que:

- (i) no cálculo da rotação da corda do vão de esforço transversal na cedência, θ_y , com recurso à expressão (3.7), caso o comprimento da sobreposição l_o seja inferior a $l_{oy,min}$ dado por

$$l_{oy,min} = \frac{0,3d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (3.40)$$

em que d_b é o diâmetro médio das armaduras longitudinais emendadas, f_y [MPa] é valor médio da tensão de cedência das armaduras longitudinais emendadas multiplicada pelo CF e f_c [MPa] é o valor médio da resistência do betão à compressão dividido pelo CF, se aplique o seguinte procedimento:

- a) calcular o momento de cedência, M_y , e a curvatura de cedência, ϕ_y , com a tensão de cedência f_y multiplicada por $l_o / l_{oy,min}$;
 - b) multiplicar a extensão de cedência, ε_y , por $l_o / l_{oy,min}$ no 3º termo da expressão (3.7);
 - c) multiplicar o 2º termo da expressão (3.7) pela relação entre o valor do momento de cedência, M_y , como modificado para ter em conta as emendas por sobreposição (ver a)), e o momento de cedência fora da sobreposição;
 - d) modificar o valor de M_y na expressão (3.8) para ter em conta o efeito da sobreposição (ver a)) na avaliação se a parcela a_{vz} contribui para o primeiro termo da equação (3.7).
- (ii) no cálculo da parte plástica da capacidade de rotação da corda do vão de esforço transversal, θ_{um}^{pl} , pela expressão (3.39), caso o comprimento da sobreposição, l_o , seja inferior a $l_{ou,min}$, dado por

$$l_{ou,min} = \frac{d_b f_y}{\left(1,05 + 14,5\alpha_1 \frac{\rho_x f_{y,w}}{f_c}\right) \sqrt{f_c}} \quad (3.41)$$

com

$$\alpha_1 = \left(1 - \frac{s_h}{2b_{ox}}\right) \left(1 - \frac{s_h}{b_{oy}}\right) \frac{n_{restr}}{n_{tot}} \quad (3.42)$$

em que n_{restr} é o número de varões longitudinais sobrepostos travados lateralmente pelo canto de um estribo ou por uma cinta e n_{tot} é número total de varões longitudinais sobrepostos ao longo do perímetro da secção transversal,

θ_{um}^{pl} seja multiplicada por $l_o / l_{ou,min}$.

O comprimento de sobreposição, l_o , na base dos pilares toma os valores de 0,65 m, 0,9 m e 2,0 m. Verificou-se que $l_o > l_{ou,min}$ para todos os pilares. No entanto, nos pilares cujo valor do comprimento de sobreposição é igual a 0,65 m tem-se que $l_o < l_{ou,min}$, pelo que foi aplicado o exposto em (ii).

3.3.9 Rigidez das rótulas

Tal como já foi referido, para modelação do comportamento não linear foram usadas rótulas nas extremidades dos elementos lineares que são ativadas quando é atingido o momento de cedência M_y . Neste caso, de acordo com Fardis (2009), pode-se admitir que o comportamento pós cedência é linear (ver Figura 3.5), com rigidez k dada por

$$k = \frac{M_u - M_y}{M_y \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y} - (M_u - M_y)} \quad (3.43)$$

No cálculo da rigidez das rótulas nas vigas, para a situação de momento negativo, obteve-se valores negativos da rigidez devido ao momento de cedência ser superior ao momento último ($M_y > M_u$) - este comportamento deve-se à utilização de modelos materiais diferentes para o cálculo do momento de cedência (comportamento elástico e linear) e último (comportamento não-linear) quando existe uma elevada percentagem de amaduras tracionas (neste caso devido às armaduras da laje na largura efetiva). Nas vigas em que tal se verificou, como a diferença entre M_y e M_u era entre 0,1% e 3%, admitiu-se que a rigidez era nula e portanto $M_y = M_u$.

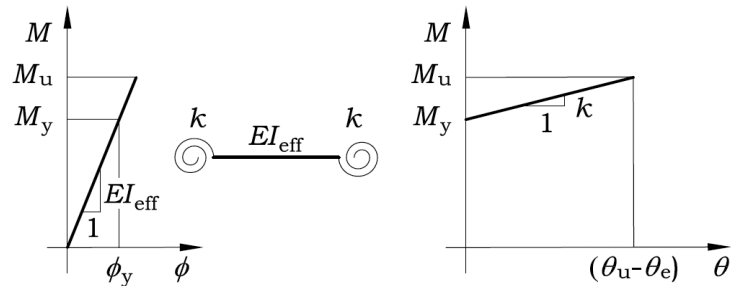


Figura 3.5 – Comportamento do elemento 1D linear (esq.) e das rótulas plásticas (dir.) (Costa, 2016).

Assim, o comportamento das rótulas foi modelado usando os parâmetros calculados nos pontos anteriores que permitem. No programa de cálculo, a curva força-deslocamento (momento-rotação) é definida através de 5 pontos, A-B-C-D-E, tal como mostra a Figura 3.6.

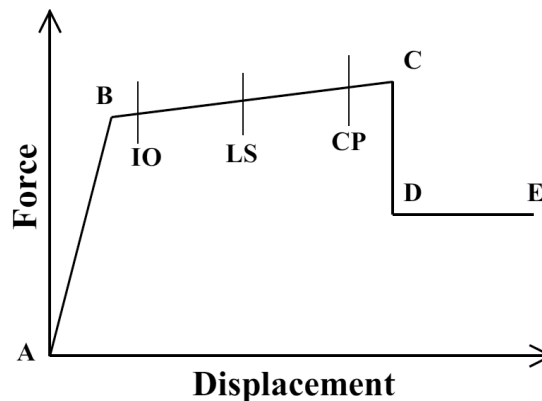


Figura 3.6 – Curva A-B-C-D-E para força-deslocamento (SAP2000, 2015).

O Quadro 3.4 apresenta o significado de cada ponto na curva e as respetivas coordenadas. O ponto D e E foram usados apenas para estabilização do processo não-linear evitando assim uma quebra abrupta para zero.

Quadro 3.4 – Pontos da curva momento-rotação.

Ponto	Representa	Momento	Rotação
A	Origem	0	0
B	Cedência	M_y	0
C	Capacidade última	M_u	θ_{um}^{pl}
D	Força residual	$0,1M_u$	$1,5\theta_{um}^{pl}$
E	Rotura total	$0,1M_u$	$2\theta_{um}^{pl}$

O *SAP2000* também permite especificar níveis de deformação correspondente aos pontos IO (*immediate occupancy*), LS (*life safety*) e CP (*collapse prevention*), que no EC8-3 corresponde aos estados limites referidos em 2.4.2, DL (limitação de dano), SD (danos severos) e NC (colapso eminente), respetivamente. A estes pontos foram atribuídas as rotações: $\theta_{IO} = 0$, $\theta_{SD} = \frac{3}{4}\theta_{um}^{pl}$ e $\theta_{NC} = \theta_{um}^{pl}$.

Na Figura 3.7 exemplifica-se a modelação de modelação de uma rótula plástica (*hinge*) no programa de cálculo *SAP2000*.

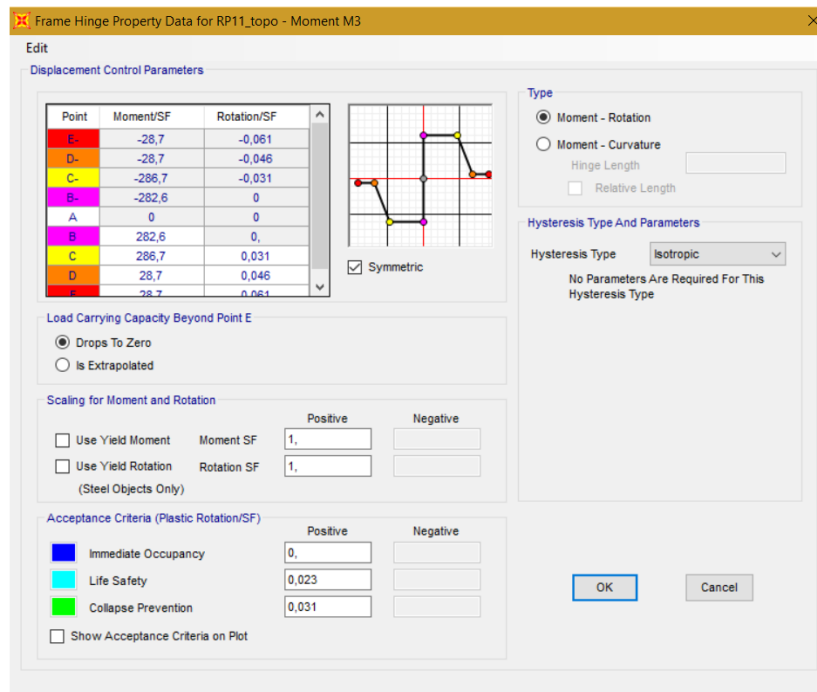


Figura 3.7 – Exemplificação da modelação das rótulas plásticas.

3.3.10 Resultados

No Quadro 3.5 estão resumidos os intervalos de variação dos valores das principais propriedades mecânicas dos elementos estruturais cujo procedimento de cálculo foi exposto ao longo do presente capítulo.

Para a rigidez efetiva, a gama de valores é ampla sendo maior, como seria de esperar, nos pilares devido ao efeito do esforço axial. Obtiveram-se valores de rigidez efetiva das vigas entre 7539 a 15898 kNm². O menor valor verificou-se numa viga exterior do piso 4 e o maior valor verificou-se numa viga interior do piso 1. Relativamente aos pilares, os valores variam entre 8075 a 28140 kNm², o menor valor corresponde a um pilar exterior do piso 4 e o maior valor corresponde ao pilar central do piso 1.

Para as vigas obtiveram-se valores do momento último negativo entre -231 e -113 kNm, e para o momento positivo entre 114 e 205 kNm. Em ambos os casos o menor valor corresponde a vigas do piso 4 e o maior valor em vigas do piso 1. No que respeita aos pilares, a gama de valores é mais ampla estando entre 287 e 672 kNm. Neste caso, o maior valor corresponde ao pilar central do primeiro piso e o menor valor corresponde a um pilar exterior também do primeiro piso. Para validar os valores obtidos do momento último recorreu-se ao programa de cálculo *EvalS* (Ferreira, 2011) que determina a curva momento-curvatura de uma secção transversal usando o modelo de fibras. Assim, neste programa foi calculado o momento último positivo e negativo para algumas secções transversais de vigas e pilares obtendo-se valores muito próximos, com menos de 10% de diferença.

Quadro 3.5 – Intervalo de valores das características das secções.

	Vigas		Pilares	
	mín	máx	mín	máx
N [kN]	-46	23	-1438	-146
M_y [kNm]	-231	-109	167	571
	100	186		
θ_y [rad]	-0,0122	-0,0085	0,0078	0,0106
	0,0080	0,0112		
EI_{eff} [kNm ²]	7539	15898	8075	28140
M_u [kNm]	-231	-113	287	672
	114	205		
θ_{um}^{pl} [rad]	-0,0310	-0,0240	0,0262	0,0327
	0,0286	0,0396		

4 AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO

4.1 Introdução

O primeiro passo para avaliar o desempenho sísmico da estrutura consiste em efetuar a análise *pushover* para determinar curva de capacidade da estrutura. Este passo é levado a cabo no *SAP2000* sendo os restantes cálculos (procedimento exposto em 2.4.6.1) efetuados numa folha de cálculo Excel - o *SAP2000* não incorpora o procedimento exposto no anexo B do EC8-1 para a determinação do descolamento-alvo da estrutura.

4.2 Análise *pushover*

De acordo com o relatório preliminar do teste à escala real da estrutura (Negro et al., 1994), a estrutura foi dimensionada para um nível de alta sismicidade cuja aceleração do solo à superfície é $0,3g$, o solo considerado corresponde ao tipo de terreno B e foi adotado um coeficiente amortecimento de 5%.

A análise *pushover* foi efetuada para vários fatores de intensidade aplicados à aceleração à superfície de referência $0,3g$, nomeadamente, 1,0, 1,5 e 2,0, pois pretende-se avaliar o nível máximo da ação sísmica a estrutura suporta.

4.2.1 Espectro de resposta

O espectro de resposta elástico é definido, de acordo com o EC8-1, pelas seguintes expressões:

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

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

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

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

em que:

$S_e(T)$ - espectro de resposta elástica;

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

a_g - valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

T_B - limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C - limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D - valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S - coeficiente de solo;

η - coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso.

Os valores considerados para estes fatores são os recomendados pelo EC8-1 e encontram-se no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Valores dos parâmetros que descrevem os espectros de resposta elástica.

Sismo	Tipo de terreno	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	η
Tipo 1	B	1,20	0,15	0,5	2	1,0
Tipo 2	B	1,35	0,05	0,25	1,2	1,0

Os espectros de resposta elástica para uma aceleração à superfície de referência de 0,3g para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2 estão representados na Figura 4.1.

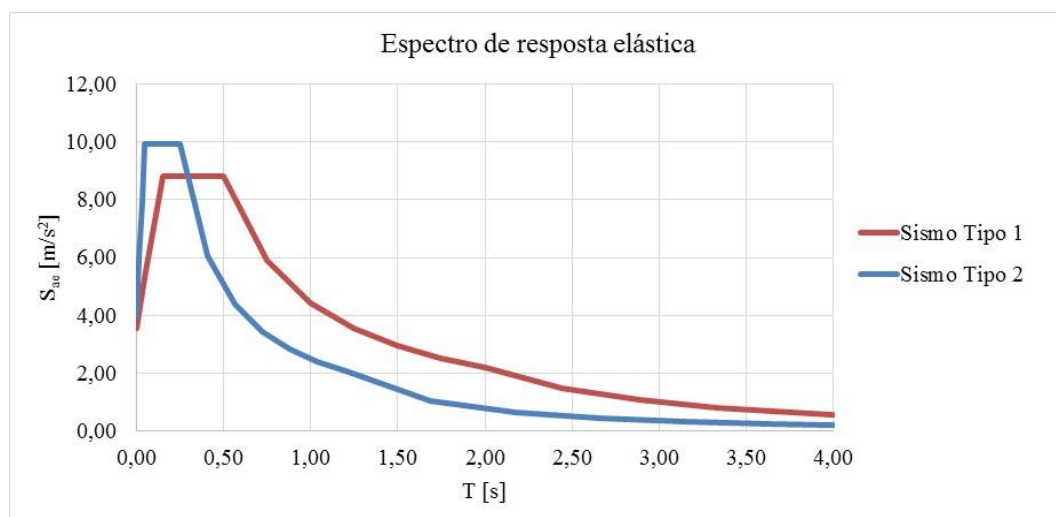


Figura 4.1 – Espectro de resposta elástica.

4.2.2 Características dinâmicas da estrutura

Para determinar o modo de vibração predominante efetuou-se uma análise modal no programa de cálculo. Sendo a direção de teste segundo o eixo x o modo de vibração fundamental é o modo 1. Para este modo foram retirados os deslocamentos modais, ϕ_{ij} , em cada piso no nó viga-pilar central do pórtico exterior perpendicular à direção de teste. Os valores dos deslocamentos modais encontram-se no Quadro 4.2.

Para o modo de vibração 1 obteve-se uma frequência de 0,889 Hz. Este valor é bastante inferior ao obtido por Negro et al. (1994) que varia entre 1,9 Hz e 2,2 Hz. Esta diferença pode-se justificar pelo facto de que nas propriedades das secções dos elementos estruturais foi usada, na presente dissertação, a rigidez secante que incorpora a deformação das ligações viga pilar (escorregamento das armaduras, ver 3.3.4) enquanto que para os pré-cálculos efetuados por Negro et al. (1994) é muito provável que tenham usado a rigidez tangente inicial que é manifestamente superior à rigidez secante.

4.2.3 Definição da distribuição de cargas laterais

Como já foi referido, foram aplicadas duas distribuições laterais de carga segundo o eixo x (direção de teste), uma distribuição “uniforme” e uma distribuição “modal”, de acordo com a cláusula 4.4.4.2 do EC8-3. Estas distribuições de forças laterais foram aplicadas no sentido positivo e no sentido negativo do eixo x . Nos quadros seguintes aparece a seguinte nomenclatura para identificar os casos de análise: M+, M-, U+ e U- para a distribuição de carga modal e uniforme no sentido positivo e negativo, respetivamente.

As forças foram aplicadas ao nível de cada piso no centro de massa deste, mais propriamente, nos nós de ligação viga-pilar centrais do pórtico exterior perpendicular à direção de teste. A incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico é tida em conta através de uma excentricidade accidental, e_{ai} (equação (4.5)), de acordo com a cláusula 4.3.2 do EC8-1.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.5)$$

em que e_{ai} é a excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos e L_i é a dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

A dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica é de 10 m (ver Figura 3.1), obtendo-se assim uma excentricidade accidental $e_{ai} = \pm 0,5$.

Assim, também foi aplicado um momento $M_i = P_i \cdot e_{ai}$ no mesmo ponto de aplicação de cada força para ter em conta a excentricidade accidental. Este momento foi aplicado para a situação de sinal positivo e negativo para representar a excentricidade accidental em cada sentido. Como foi definido um diafragma rígido ao nível de cada piso (ver secção 3.3) as cargas aplicadas são distribuídas por todos os pilares ao nível do piso.

As forças laterais foram calculadas recorrendo à equação (2.8). Os deslocamentos modais de cada piso foram normalizados em relação ao deslocamento modal do quarto piso para o cálculo das forças laterais. Os valores das forças laterais para cada distribuição de cargas encontram-se no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Distribuição de cargas aplicadas.

Piso	m_i [ton]	Distribuição modal				Distribuição uniforme		
		ϕ_{ij}	ϕ_{ij} (normalizado)	P_i [kN]	M_i [kNm]	ϕ_{ij}	P_i [kN]	M_i [kNm]
1	89,4	0,02164	0,29055	26,0	13,0	1,00	89,4	44,7
2	88,5	0,042126	0,56561	50,1	25,0	1,00	88,5	44,2
3	88,5	0,061761	0,82924	73,4	36,7	1,00	88,5	44,2
4	84,6	0,074479	1,00000	84,6	42,3	1,00	84,6	42,3

4.2.4 Curva de capacidade da estrutura

Para definir a curva de capacidade da estrutura o nó de controlo considerado foi o nó correspondente ao topo do pilar central do último piso. Para determinar a curva de capacidade da estrutura recorreu-se ao programa *SAP2000* onde foram usados cerca de 180 passos. Do programa obtiveram-se as curvas de capacidade da estrutura representadas na Figura 4.2.

Das curvas de capacidade obtidas, observou-se que a excentricidade accidental não tem grande relevância no seu traçado, pois para a mesma distribuição de cargas horizontais sendo e_{ai} positiva ou negativa, as curvas são praticamente coincidentes. Deste modo, apenas se apresenta na Figura 4.2 as curvas de capacidade para os casos de análise com excentricidade accidental positiva.

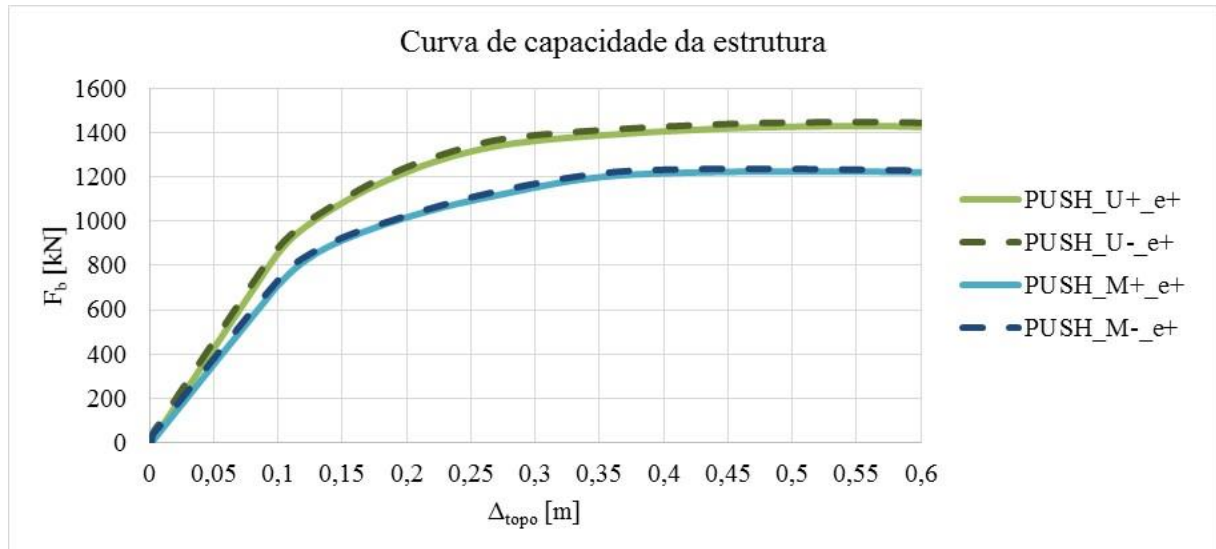


Figura 4.2 – Curva de capacidade da estrutura.

Na Figura 4.2 a linha a traço cheio corresponde à distribuição de cargas laterais aplicadas no sentido positivo e a linha a traço interrompido corresponde à distribuição aplicada no sentido contrário. Devido à assimetria dos pórticos na direção de teste e das secções transversais das vigas e à presença de cargas verticais, as curvas de capacidade não são perfeitamente coincidentes. É de notar que a curva de capacidade para as distribuições de forças laterais aplicadas no sentido negativo (M- e U-) apresentam valores superiores às respetivas distribuições aplicadas no sentido positivo, esta diferença deve-se essencialmente à assimetria das armaduras nas secções de extremidade das vigas.

Da Figura 4.2 podemos observar que para um mesmo valor da força de corte basal, F_b , a distribuição de cargas modal conduz a um deslocamento de topo superior. Em alternativa também pode-se afirmar que a distribuição de cargas uniforme conduz a valores da força de corte na base da estrutura maiores para o mesmo valor de deslocamento do topo. Pode-se concluir assim, que o tipo de distribuição de forças laterais tem influência na curva de capacidade da estrutura.

Arêde (1997) também determinou a curva de capacidade da estrutura aplicando uma distribuição de cargas modal. Comparativamente com a Figura 4.2, a curva de capacidade obtida por Arêde (1997) apresenta valores máximos do corte basal da mesma ordem de grandeza ($F_b \approx 1300$ kN), contudo para o mesmo valor de F_b apresenta deslocamentos menores (cerca de metade do valor).

Resumidamente apresenta-se no Quadro 4.3 os valores máximos obtidos da curva de capacidade para as diferentes distribuições de carga e para cada sentido (positivo e negativo). A partir destes valores também se pode observar que as curvas de capacidade são semelhantes para a mesma situação de distribuição de cargas horizontais quer a excentricidade accidental seja positiva ou negativa. Por este motivo, os resultados apresentados a partir deste ponto serão apenas para a situação em que e_{ai} é positiva.

Quadro 4.3 – Valores máximos da curva de capacidade para todos os casos de carga.

Distribuição	$F_{b,max}$ [kN]	Δ_{topo} [cm]
M+_e+	1223,2	50,4
M+_e-	1223,3	50,8
M-_e+	1237,4	45,7
M-_e-	1236,8	45,8
U+_e+	1429,3	55,9
U+_e-	1430,4	55,8
U-_e+	1448,5	56,2
U-_e-	1447,3	56,2

4.2.5 Comportamento do S1GLE

A curva de capacidade de um sistema com 1 grau de liberdade foi obtida dividindo a força de corte basal F_b e o deslocamento no topo da estrutura d_t pelo fator de transformação Γ (equação (2.9)), obtendo-se a relação $F^* - d^*$.

Para definir a relação bilinear equivalente (ver Figura 2.8) fez-se uso do valor máximo da força de corte na base, F_y^* , do correspondente valor do deslocamento, d_m^* , e da energia de deformação, E_m^* , do S1GLE (determinada recorrendo à regra do trapézio). O deslocamento limite de elasticidade bilinear, d_y^* , e o período, T^* , do S1GLE foram obtidos através das equações (2.13) e (2.14), respetivamente. O Quadro 4.4 apresenta os parâmetros que definem o comportamento do S1GLE. Neste quadro apresenta-se também o valor da aceleração máxima que o S1GLE com comportamento bilinear equivalente pode sofrer, S_{ay}^* , calculada a partir da equação (2.15).

Quadro 4.4 – Comportamento do S1GLE.

Distribuição	Γ	F_y^* [m]	d_m^* [m]	E_m^*	d_y^* [m]	T^* [s]	S_{ay}^* [m/s ²]
M+_e+	1,29	947,8	0,390	287,5	0,174	1,30	4,05
M-_e+	1,29	958,7	0,354	258,3	0,169	1,28	4,10
U+_e+	1,00	1429,3	0,559	643,7	0,217	1,45	4,07
U-_e+	1,00	1448,5	0,562	661,5	0,210	1,42	4,13

4.2.6 Desempenho sísmico do S1GLE

O desempenho sísmico do S1GLE é caracterizado pelo deslocamento-alvo que foi calculado pelo método gráfico exposto em 2.4.6.1.

Sendo a aceleração $S_{ae}(T^*)$ o valor da aceleração espectral para comportamento elástico e linear (Figura 4.1) para o período T^* , o deslocamento-alvo para o S1GLE com um comportamento elástico ilimitado, d_{et}^* , foi calculado pela equação (2.18). Em todos os casos de carga o período T^* é superior a T_C tanto para o sismo tipo 1 como para o sismo tipo 2, pelo que o período do S1GLE pertence à gama de períodos médios e longos. Deste modo, o deslocamento-alvo associado à resposta inelástica para o período T^* , d_t^* , é igual a d_{et}^* .

Os valores dos parâmetros obtidos para cada caso de análise estão expostos no Quadro 4.5. Dos resultados expostos neste quadro é de notar que se obtiveram maiores valores do deslocamento-alvo para o sismo tipo 1 tanto para a distribuição de carga modal como para a uniforme. Também se observa que o caso M-_e+ é o que apresenta o menor valor de d_t^* .

Quadro 4.5 – Desempenho sísmico do SIGLE.

a_g		x1,0			x1,5			x2,0		
Distribuição	Sismo	$S_{ae}(T^*)$ [m/s ²]	d_{et}^* [m]	d_t^* [m]	$S_{ae}(T^*)$ [m/s ²]	d_{et}^* [m]	d_t^* [m]	$S_{ae}(T^*)$ [m/s ²]	d_{et}^* [m]	d_t^* [m]
M+_e+	Tipo 1	3,39	0,145	0,145	5,09	0,218	0,218	6,79	0,291	0,291
	Tipo 2	1,76	0,075	0,075	2,64	0,113	0,113	3,52	0,151	0,151
M-_e+	Tipo 1	3,46	0,143	0,143	5,19	0,214	0,214	6,92	0,285	0,285
	Tipo 2	1,83	0,075	0,075	2,75	0,113	0,113	3,66	0,151	0,151
U+_e+	Tipo 1	3,05	0,162	0,162	4,57	0,243	0,243	6,09	0,324	0,324
	Tipo 2	1,42	0,075	0,075	2,13	0,113	0,113	2,84	0,151	0,151
U-_e+	Tipo 1	3,11	0,159	0,159	4,67	0,238	0,238	6,23	0,317	0,317
	Tipo 2	1,48	0,075	0,075	2,22	0,113	0,113	2,96	0,151	0,151

4.2.7 Desempenho sísmico da estrutura

O deslocamento-alvo do nó de controlo (topo do pilar central do último piso) da estrutura foi determinado através da equação (2.23). De seguida, foi aplicada progressivamente a distribuição de cargas de forças consideradas (modal e uniforme) até que o nó de controlo da estrutura atingisse d_t . No Quadro 4.6 apresentam-se os valores do deslocamento-alvo da estrutura e o respetivo passo da análise *pushover* a que ocorre esse deslocamento. Neste quadro também se apresentam os valores correspondente a 150% do deslocamento-alvo para o qual deve ser verificada a estrutura, de acordo com 4.3.3.4.2.3 do EC8-1.

No Quadro 4.6 é de notar que, devido aos fatores multiplicativos, a situação do deslocamento-alvo obtido para um sismo correspondente a 150% da aceleração de referência ($a_g = 0,3g$) é equivalente à situação de um sismo com a aceleração de referência cujo deslocamento-alvo obtido foi multiplicado por 1,5 como indica o EC8-1.

No Quadro 4.7 apresenta-se o quociente entre o deslocamento-alvo para o qual deve ser verificada a estrutura e o deslocamento correspondente à carga máxima (d_t / Δ_{topo}).

Quadro 4.6 – Deslocamento alvo no nó de controlo.

a_g	x1,0		x1,5		x2,0		
Distribuição	d_t	d_t [cm]	Passo	d_t [cm]	Passo	d_t [cm]	Passo
M+_e+	x1,0	18,8	32	28,2	49	37,6	64
M-_e+		18,4	33	27,6	48	36,8	63
U+_e+		16,2	27	24,3	39	32,4	51
U-_e+		15,9	29	23,8	42	31,7	54
M+_e+	x1,5	28,2	49	42,2	73	56,3	99
M-_e+		27,6	48	41,4	72	55,2	100
U+_e+		24,3	39	36,5	58	48,6	81
U-_e+		23,8	42	35,7	62	47,6	82

Quadro 4.7 – Relação entre o deslocamento-alvo e o deslocamento correspondente à carga máxima.

a_g	x1,0			x1,5		x2,0	
Distribuição	Δ_{topo}	d_t [cm]	d_t / Δ_{topo}	d_t [cm]	d_t / Δ_{topo}	d_t [cm]	d_t / Δ_{topo}
M+_e+	50,4	28,2	0,56	42,2	0,84	56,3	1,1
M-_e+	45,7	27,6	0,60	41,4	0,91	55,2	1,2
U+_e+	55,9	24,3	0,44	36,5	0,65	48,6	0,9
U-_e+	56,2	23,8	0,42	35,7	0,64	47,6	0,9

4.3 Verificações – análise preliminar

Para que a estrutura cumpra com os requisitos fundamentais, nomeadamente, para o estado limite de colapso iminente, a exigência (D) imposta pela ação sísmica aos elementos estruturais deve ser inferior ou igual à sua capacidade (C). Esta verificação deve ser feita em termos de deformações nos elementos ou mecanismos dúcteis (*i.e.*, flexão) e os esforços nos elementos ou mecanismos frágeis (*i.e.*, esforços transversos).

Foram então efetuadas as verificações das rotações nas vigas e do esforço transversal nos pilares de acordo com o anexo A do EC8-3. O Quadro 4.8 contempla o resumo dos critérios de verificação efetuados.

Quadro 4.8 – Resumo dos critérios de verificação.

Mecanismo	Colapso iminente
Flexão (dúctil)	$\theta_E \leq \theta_{u,m}^{pl}$
Esforços transversos (frágil)	Elementos: $V_E \leq \min \{V_{Rd,EC2-1-1}; V_{Rd,EC8-3}\}$ Nó viga-pilar: $V_{jhd} \leq V_{Rd,j,EC8-1}$

Na análise preliminar os elementos estruturais foram todos modelados como elementos sísmicos primários, ou seja, como fazendo parte do sistema estrutural resistente à ação sísmica.

Nos cálculos das verificações ao esforço transversal são utilizados os valores médios das propriedades dos materiais determinados a partir dos ensaios *in-situ* referidos em 3.2.2. Sendo todos os elementos estruturais elementos sísmicos primários, os valores médios das resistências dos materiais, além de divididos pelos fatores de confiança apropriados baseados no nível de conhecimento são divididos também pelos coeficientes parciais dos materiais, γ_M , de acordo com 5.2.4 da NP EN 1998-1 (2010).

Os coeficientes parciais para as propriedades do betão e do aço, γ_c e γ_s são os correspondentes para as situações de projeto persistentes e transitórias e tomam o valor de 1,5 e de 1,15, respetivamente, de acordo com o Quadro 2.1N do EC2-1-1.

4.3.1 Verificação das rotações

Para a verificação das rotações foi comparado o valor da rotação exigida, θ_E , com a rotação plástica, $\theta_{u,m}^{pl}$, calculada no ponto 3.3.7, em todas as rótulas plásticas.

Foram feitas verificações para todos os passos apresentados no Quadro 4.6. Destas verificações constatou-se que as rótulas plásticas que atingiam $\theta_{u,m}^{pl}$ (ponto C na curva momento-rotação da Figura 3.6) correspondem às rótulas das vigas paralelas à direção do sismo, como seria expectável. Verificou-se também que para a situação de distribuição modal surgiam mais rótulas a atingir $\theta_{u,m}^{pl}$ no piso 3 do que para a situação de distribuição uniforme. Esta diferença deve-se à forma da distribuição modal ser um triângulo invertido, estando

assim as vigas dos pisos superiores sujeitas a maiores esforços. Dos passos analisados apenas uma rótula do piso 4 atingiu $\theta_{u,m}^{pl}$, que correspondeu ao passo 100 da distribuição M-_e+.

O Quadro 4.9 apresenta o número de vigas que atingiram a respetiva capacidade de rotação para cada passo das análises efetuadas. A partir deste quadro é possível identificar quais os casos mais gravosos para cada nível de ação sísmica considerada, nomeadamente o passo 48 da distribuição M-_e+ para $a_g = 0,3g$, o passo 62 da distribuição U-_e+ para $a_g = 0,3g \cdot 1,5$ e o passo 82 da distribuição U-_e+ para $a_g = 0,3g \cdot 2,0$, respetivamente.

Quadro 4.9 – Número de vigas que atingiram a respetiva capacidade de rotação.

ag	x1,0		x1,5		x2,0	
Distribuição	Passo	Nº vigas	Passo	Nº vigas	Passo	Nº vigas
M+_e+	49	0	73	17	99	18
M-_e+	48	2	72	17	100	18
U+_e+	39	0	58	12	81	14
U-_e+	42	0	62	12	82	14

Desta verificação conclui-se que o caso condicionante foi para a distribuição modal no sentido negativo (M-), nomeadamente, no passo 48 da análise *pushover* em que duas rótulas plásticas atingem $\theta_{u,m}^{pl}$ ao nível do segundo piso (rótulas amarelas, ver a) da Figura 4.3). Para este caso, o nó de controlo atinge um deslocamento de 27,6 cm que é pouco mais de metade do deslocamento associado ao colapso da estrutura (ver Quadro 4.7).

A Figura 4.3 ilustra a deformada da estrutura para o caso mais gravoso de cada nível da ação sísmica. Nesta figura é possível observar em que fase se encontram as rótulas plásticas a partir do gradiente de cores cujo significado das letras B, IO, LS, CP, C, D e E está representado na Figura 3.6.

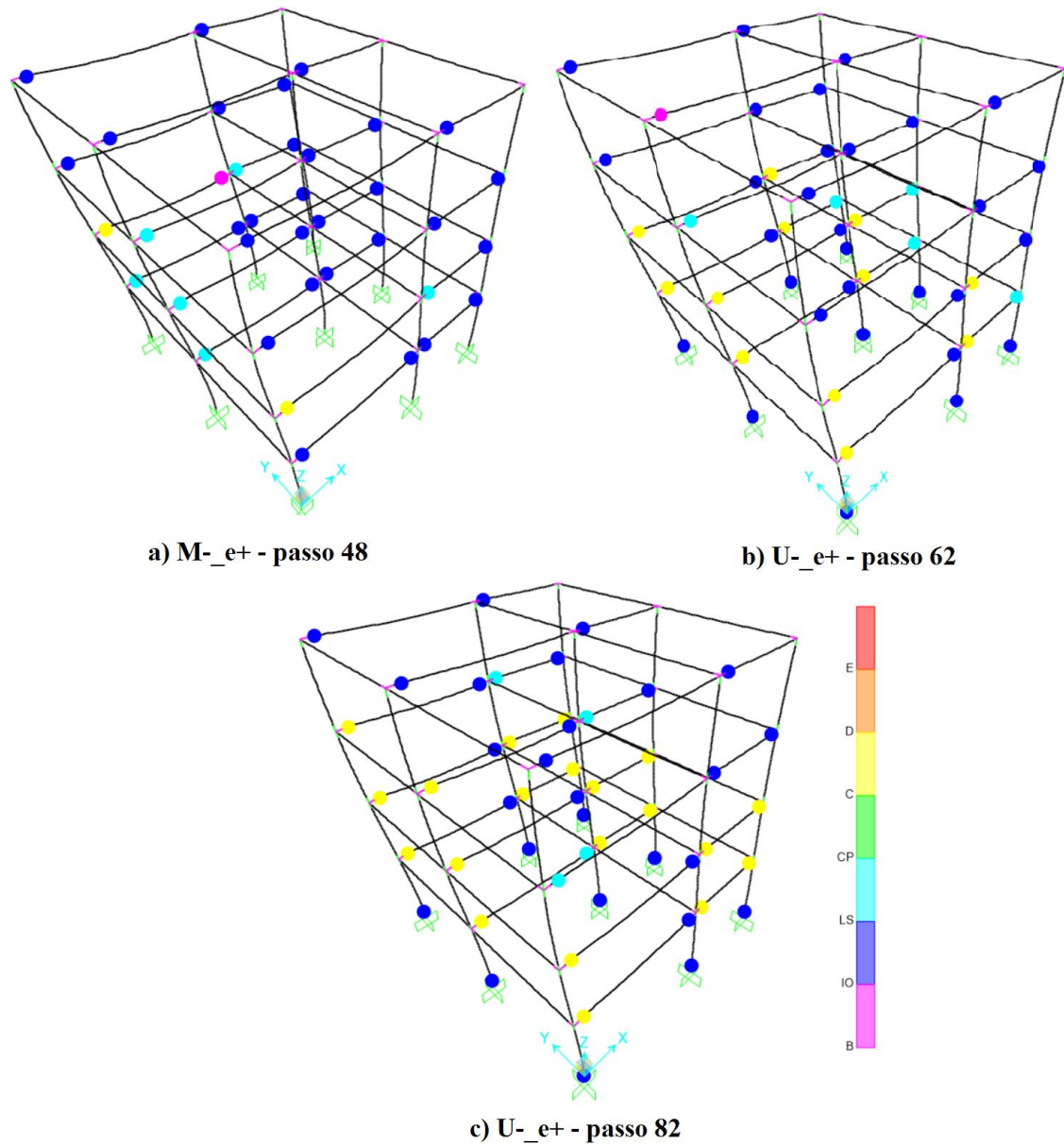


Figura 4.3 – Deformada da estrutura para a situação condicionante de cada caso de carga

4.3.2 Verificação do esforço transversal

Para ter em consideração o efeito da degradação da capacidade resistente ao esforço transversal provocado pelas ações cíclicas, a cláusula A.3.3.1(4) do EC8-3 enuncia que a capacidade resistente ao esforço transversal a considerar seja o menor de:

- (i) $V_{R,EC8-3}$: resistência ao esforço transversal sob ações cíclicas após a cedência das armaduras longitudinais de flexão de acordo com o EC8-3;
- (ii) $V_{R,EC2-1-1}$: resistência ao esforço transversal sob ações monotónicas sem que ocorra cedência das armaduras longitudinais de flexão, de acordo com o modelo de treliça de ângulo variável proposto no EC2-1-1.

(i) Resistência ao esforço transversal de acordo com o EC8-3

A resistência ao esforço transversal sob ações cíclicas após a cedência das armaduras longitudinais de flexão de acordo com o EC8-3 é dada por

$$V_{R,EC8-3} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot (0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot})) (1 - 0,16 \min(5; L_v)) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \quad (4.6)$$

em que:

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \theta_{um}^{pl} / \theta_y;$$

γ_{el} - igual a 1,15 para os elementos sísmicos primários e igual a 1,0 para elementos sísmicos secundários;

h - altura da secção transversal [m];

$x = \xi_y / d$ - altura da zona comprimida [m];

N - esforço axial (positivo para compressão, considerando igual a zero em tração) [MN];

L_v - vão de esforço transversal (como definido em 3.3.2) [m];

A_c - área da secção transversal, considerada igual a $b_w d$ [m²];

f_c - tensão de rotura do betão à compressão (deverá ser dividido pelo coeficiente parcial para o betão [MPa]);

ρ_{tot} - taxa total das armaduras longitudinais.

A contribuição das armaduras transversais para a resistência ao esforço transversal, V_w , para secções transversais de alma retangular e espessura b_w é dada por

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (4.7)$$

em que ρ_w é taxa de armaduras transversais, z [m] é binário das forças interiores (ver 3.3.3) e f_{yw} [MPa] é tensão de cedência das armaduras transversais (deverá ser dividido por um coeficiente parcial para o aço).

(ii) Resistência ao esforço transversal de acordo com o EC2-1-1

No caso de elementos com armaduras de esforço transversal constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transversal para ações monotónicas é dado por

$$V_{R,EC2-1-1} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \\ \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \end{array} \right. \quad (4.8)$$

em que:

θ - ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;

A_{sw} - área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;

s - espaçamento dos estribos;

f_{ywd} - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

v_1 - coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;

α_{cw} - coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

Dos parâmetros referidos adotaram-se os seguintes valores recomendados: $\theta = 45^\circ$ (no caso de estruturas sujeitas a ações cíclicas); $v_1 = 0,6$ (nas vigas e nos pilares tem-se $f_{ck} < 60\text{MPa}$) e $\alpha_{cw} = 1,0$ (estruturas não pré-esforçadas).

Para todos os passos da análise *pushover* obtidos (ver Quadro 4.6), todos os elementos estavam em segurança ao esforço transversal, ou seja, $V_E \leq \min \{V_{Rd,EC2-1-1}; V_{Rd,EC8-3}\}$.

4.3.3 Verificação do esforço transversal nos nós viga-pilar

(i) Exigência em relação ao esforço transversal nos nós

A exigência em relação ao esforço transversal nos nós é avaliada de acordo com 5.5.2.3 do EC8-1. As seguintes expressões simplificadas permitem determinar os esforços transversos horizontais atuantes nos nós:

a) nós viga-pilar interiores

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \quad (4.9)$$

b) nós viga-pilar exteriores

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} - V_C \quad (4.10)$$

em que:

A_{s1} - área da secção das armaduras longitudinais superiores da viga;

A_{s2} - área da secção das armaduras longitudinais inferiores da viga;

V_C - esforço transversal no pilar na secção situada acima do nó, obtido da análise para a situação de projeto sísmica considerada;

γ_{Rd} - coeficiente que tem em conta a sobre resistência devida ao endurecimento do aço e que não deverá ser inferior a 1,2.

Os esforços transversos que atuam nos nós correspondem ao sentido da ação sísmica (segundo o eixo x) que determina os valores A_{s1} , A_{s2} e V_C .

(ii) Capacidade resistente ao esforço transversal nos nós

A capacidade resistente ao esforço transversal dos nós é avaliada de acordo com 5.5.3.3 do EC8-1.

a) nós viga-pilar interiores

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc} \quad (4.11)$$

em que $\eta = 0,6(1 - f_{ck} / 250)$, f_{ck} [MPa] é resistência do betão à compressão das vigas, h_{jc} é a distância entre as camadas extremas da armadura do pilar abaixo do nó e $v_d = N / (A_c f_{cd})$ é esforço normal reduzido na zona do pilar acima do nó com $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$.

A distância b_j é dada pela expressão (4.12):

$$\begin{cases} \text{se } b_c < b_w : b_j = \min \{ b_c ; (b_w + 0,5 \cdot h_c) \} \\ \text{se } b_c > b_w : b_j = \min \{ b_w ; (b_c + 0,5 \cdot h_c) \} \end{cases} \quad (4.12)$$

em que b_c é a largura do pilar e b_w é a largura da alma da viga.

b) nós viga-pilar exteriores: V_{jhd} deverá ser inferior a 80% do valor do lado direito da expressão (4.11).

Para todos os passos indicados no Quadro 4.6, todos os nós viga-pilar verificaram a segurança em relação ao esforço transversal, ou seja, $V_{jhd} \leq V_{Rd,j,EC8-1}$.

4.4 Verificações – análise final

Dos resultados apresentados na secção 4.3.1 pode concluir-se que, de acordo com a análise preliminar por deslocamentos, contrariamente ao que se esperava, a estrutura não está em segurança para o nível de ação sísmica para a qual foi dimensionada. No entanto, tratando-se de um colapso parcial, a análise pode ser refinada reclassificando os elementos estruturais - como foi aplicada uma análise não-linear o EC8-3 permite que a classificação dos elementos sísmicos possa ser mudada na sequência da análise preliminar (ver 2.4.3).

Deste modo, opta-se por considerar como elementos sísmicos secundários as duas vigas que atingiram a respetiva capacidade de rotação para ação sísmica de dimensionamento ($a_g = 0,3g$) - aceitando assim, um maior nível de danos nestas duas vigas e critérios de verificação de segurança menos conservadores.

A consideração das duas vigas referidas como elementos sísmicos secundários no modelo fez variar o valor do deslocamento-alvo obtido e o número do passo da análise *pushover*. As verificações de segurança para os passos correspondentes aos deslocamentos-alvo da nova análise encontram-se no Quadro A.1, onde V corresponde a *verifica* e NV corresponde a *não verifica*. A nomenclatura utilizada neste quadro é RV_{ij} em que RV significa rótula plástica na viga j do piso i , a extremidade esquerda e direita é definida em função da direção do eixo.

Da análise final conclui-se que a estrutura se encontra em segurança para o nível de ação sísmica de dimensionamento – aceleração de referência à superfície do terreno de $0,3g$. No entanto, a estrutura não suporta níveis de ação sísmica 1,5 vezes superior à ação sísmica de dimensionamento. Para este último caso, a situação de carregamento condicionante passa a ser a distribuição uniforme no sentido positivo (U+_e+), nomeadamente, no passo 51 da análise *pushover* em que 5 vigas do primeiro andar atingem a respetiva capacidade de rotação (ver Quadro A.1).

5 CONCLUSÕES

Do trabalho levado a cabo no âmbito desta dissertação conclui-se que a análise *pushover* tem como principal vantagem relativamente a uma análise por forças, permitir avaliar o comportamento efetivo da estrutura para um determinado nível da ação sísmica, identificando os elementos mais solicitados e que por isso podem não estar em segurança. No entanto conclui-se também que é um método de análise laborioso caso não se disponha de ferramentas de análise adequadas.

Neste trabalho foram desenvolvidas folhas de Excel com recurso a programação em VBA para serem usadas conjuntamente com um programa de análise estrutural não-linear, que facilitam a análise de estática não-linear de estruturas reticuladas de betão armado. As folhas de cálculo permitem não só calcular as propriedades mecânicas dos elementos estruturais, mas também fazer a sua verificação de segurança depois de exportar os resultados da análise do programa de análise estrutural.

Relativamente à análise preliminar levada a cabo, esta mostra que a estrutura para o caso de análise condicionante (distribuição modal de cargas no sentido negativo, a que corresponde um deslocamento alvo de 27,6 cm) para a ação sísmica de dimensionamento (aceleração de referência à superfície do terreno de 0,3g) não está em segurança devido a duas vigas atingirem a respetiva capacidade de rotação. Já em termos globais a estrutura está longe da eminência do colapso porque, apesar de nessas extremidades (em que a capacidade de deformação plástica foi atingida) não possuem capacidade resistente para o nível de deformação que lhe foi imposta, os esforços foram distribuídos para os outros elementos estruturais adjacentes.

De facto, de acordo com a análise preliminar efetuada, a estrutura só atinge um ponto de desempenho caracterizado por deslocamentos superiores ao deslocamento correspondente ao corte basal máximo para um valor da aceleração de referência entre $0,3g \cdot 1,5$ e $0,3g \cdot 2,0$. Isto significa que o colapso global da estrutura só é expectável para uma ação sísmica entre 1,5 e 2,0 vezes a ação sísmica de dimensionamento.

Contudo, refinando a análise – as duas vigas que esgotaram a capacidade de deformação para a ação sísmica de dimensionamento foram classificadas como elementos sísmicos secundários

– concluindo-se que a estrutura se encontra em segurança para o nível de ação sísmica de dimensionamento, continuando a não suportar níveis de ação sísmica superiores, nomeadamente para $0,3g \cdot 1,5$, em que, para o caso de análise condicionante (distribuição uniforme de cargas no sentido positivo, a que corresponde um deslocamento-alvo de 36,6 cm) cinco vigas ao nível do primeiro andar atingem a sua capacidade de rotação.

Destas análises também se pode constatar que a decisão de classificar os elementos estruturais como sísmicos primários ou secundários influencia bastante nos resultados da avaliação da estrutura, podendo esta ser considerada em segurança ou não para uma análise menos ou mais conservadora.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Appleton, J. (2008). “Reforço sísmico de estruturas de betão”, Encontro Nacional Betão Estrutural, BE2008, Guimarães.
- Appleton, J. (2013a). “Estruturas de betão”, Vol. 2, Orion, Lisboa.
- Appleton, J. (2013b). “Estruturas de betão”, Vol. 1, Orion, Lisboa.
- Arêde, A. (1997). “Seismic Assessment of Reinforced Concrete Frame Structures with a New Flexibility Based Element”. Tese de Doutoramento, Universidade do Porto, Porto.
- Costa, R. (2016). “Avaliação e reabilitação sísmica de edifícios de betão armado de acordo com o EC8-3”.
- EN 1998-3 (2005). “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- ENV 1998 (1994). “Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures”, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- Eurocode No 2 (1984). “Common Unified Rules for Concrete Structures”, Report EUR 8848 EN, Commission of the European Communities.
- Eurocode No 2 (1991). “Design of Concrete Structures, Part 1 - General Rules and Rules for Buildings”, pr ENV 1992-1-1 - CEN/TC250/SC2.
- Eurocode No 8 (1988). “Structures in Seismic Regions - Design, Part 1: General and Building”, Report EUR 12266 EN, Commission of the European Communities.
- Fajfar, P. (2000). “A nonlinear analysis method for performance-based seismic design”. Vol. 16, issue 3, pp. 573-592.
- Fardis, M.N. (2009). “Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings”, Springer.
- Fardis, M.N., Carvalho, E., Alnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P. e Plumier, A. (2005). “Designers' Guide to EN 1998-1 and 1998-5. Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistant Structures”, Thomas Telford Ltd.
-

-
- Fardis, M.N., Carvalho, E.C., Fajfar, P. e Pecker, A. (2015). “Seismic design of concrete buildings to Eurocode 8”, CRC Press, Florida.
- Ferreira, M. (2011). EvalS 2.2, Leiria.
- fib (2003). “Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings”, State-of-Art Report, Bulletin 24, Federation Internationale du Béton, Lausanne.
- INE (2012). “Censos 2011 resultados definitivos - Portugal”, Instituto Nacional de Estatística, IP, Lisboa.
- Lopes, M. (2008). “Sismos e edifícios”, Orion, Lisboa.
- Negro, P., Pinto, A. e Verzeletti, G. (1996). “PSD test on a four-story building designed according to eurocodes”, Vol. 122, ASCE - Journal of Structural Engineering., USA.
- Negro, P., Verzeletti, G., E., M.G. e Pinto, A.V. (1994). “Tests on a Four-Storey Full Scale RC Frame Designed According to Eurocodes 8 and 2: Preliminary Report”, Italy.
- NP EN 1990 (2009). “Eurocódigo: Bases para projecto de estruturas”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- NP EN 1992-1-1 (2010). “Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, IPQ, Lisboa.
- NP EN 1998-1 (2010). “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, IPQ, Lisboa.
- REBAP (1984). “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado”, Decreto Lei n. 349-C/83, Diário da República, Lisboa.
- RSA (1983). “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes”, Decreto-Lei n. 235/83, de 31 de Maio, N. 125, Diário da República, Lisboa.
- RSCCS (1958). “Regulamento de segurança das construções contra os sismos”, Decreto-Lei n. 41658, de 31 de Maio, Diário da República, Lisboa.
- RSEP (1961). “Regulamento de solicitações em Edifícios e Pontes”, Decreto-Lei 44041 de 18/01/1961, Diário da República, Lisboa.
- SAP2000 (2015). “CSI Analysis Reference Manual”, Computers & Structures, inc., USA.

ANEXO

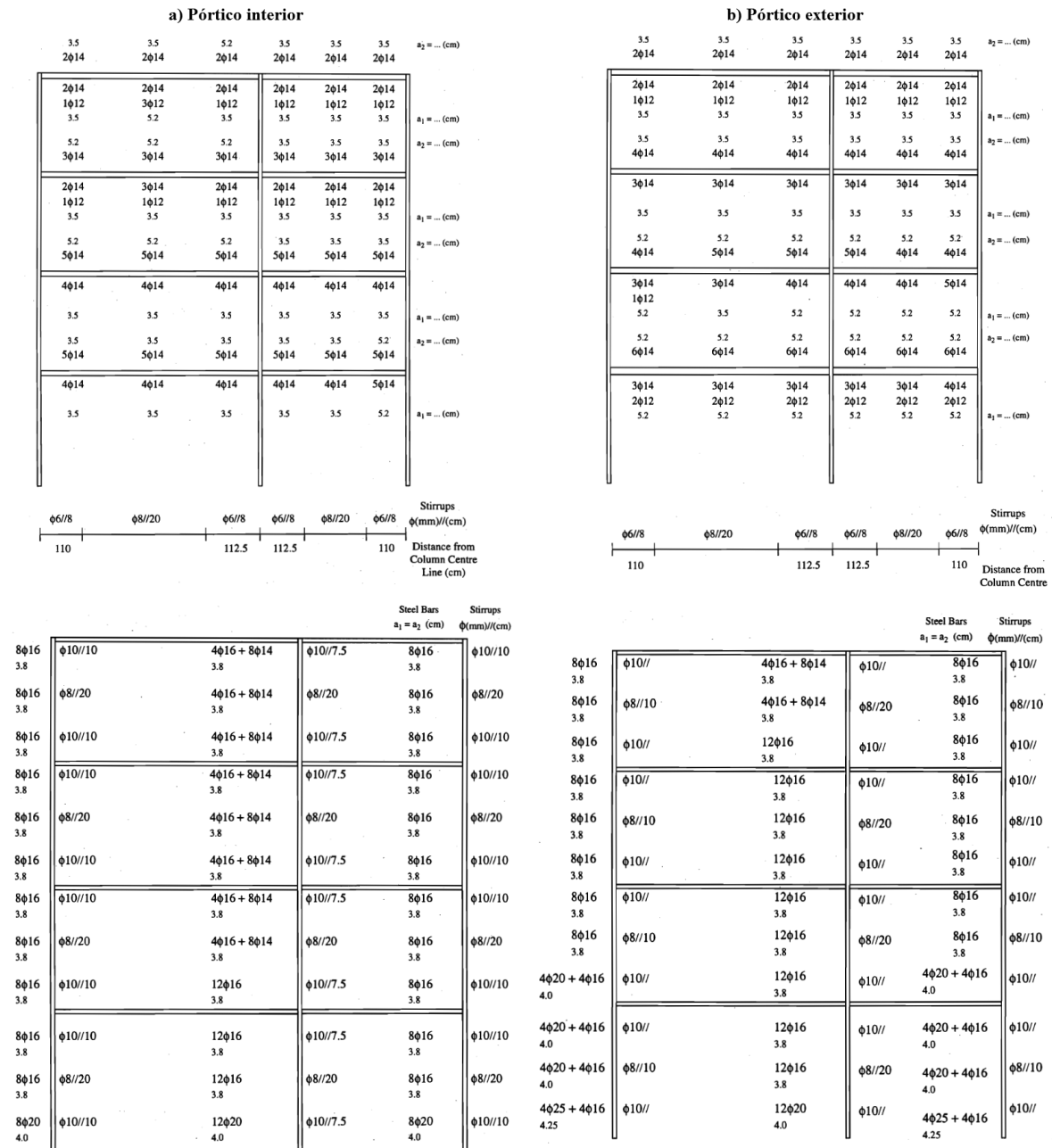


Figura A.1 - Disposição das armaduras nas vigas (em cima) e dos pilares (em baixo) (adaptado de Negro et al. (1994)).

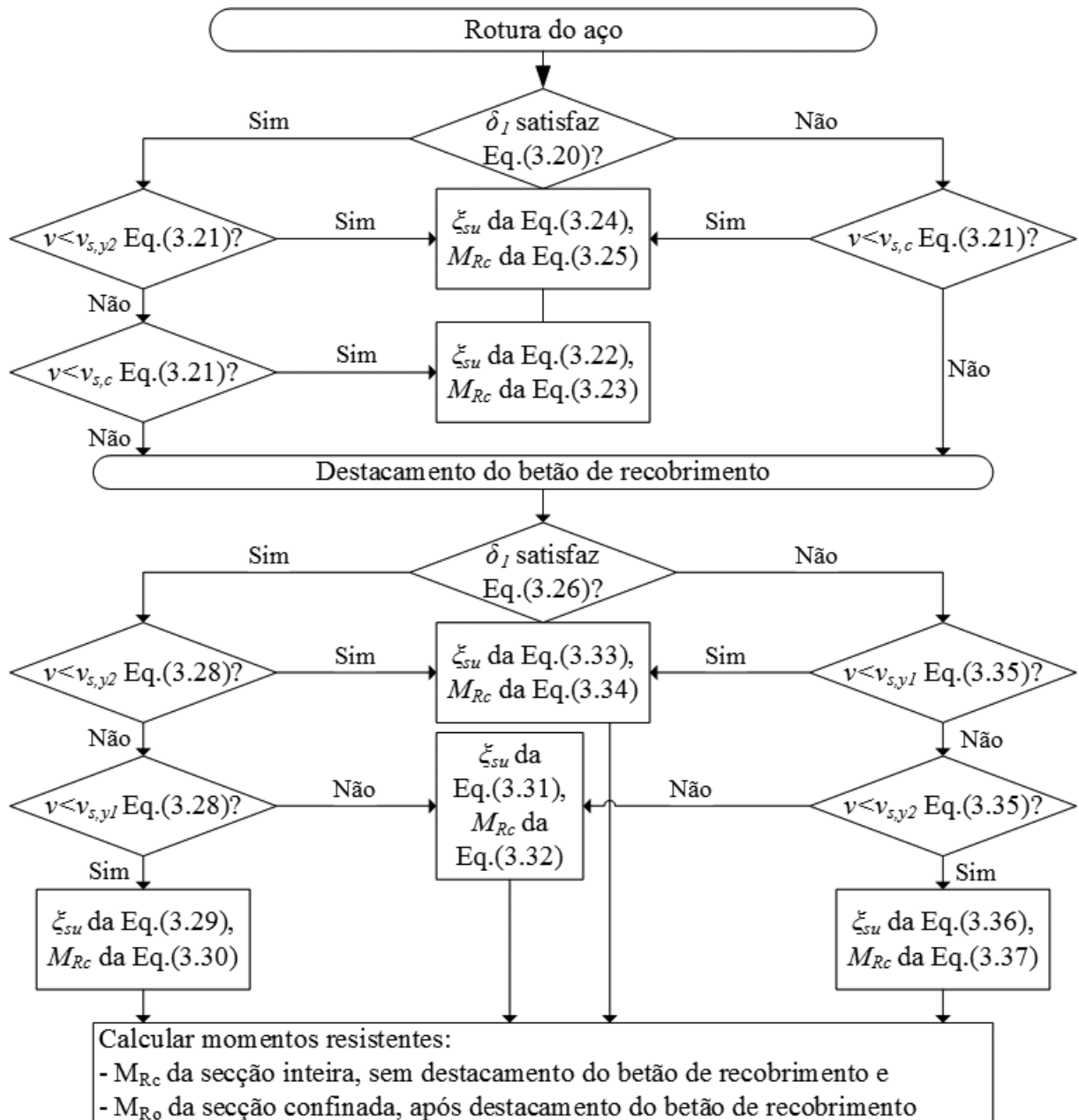


Figura A.2 – Cálculo do momento último (adaptado de Fardis (2009)).

Quadro A.1 – Verificação das vigas quanto às rotações (análise final).

Distribuição	M+ _{e+}					M- _{e+}					U+ _{e+}					U- _{e+}				
Passo	32	49	66	75	103	33	49	63	70	98	27	39	51	59	81	29	42	55	63	86
RV11_esq	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV
RV11_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V
RV12_esq	V	V	V	V	NV	V	V	V	NV	NV	V	V	V	V	NV	V	V	NV	NV	NV
RV12_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	NV	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	NV
RV13_esq	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV
RV13_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V
RV14_esq	V	V	V	V	NV	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	NV	V	V	NV	NV	NV
RV14_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	NV	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	NV
RV15_esq	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV
RV15_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V
RV16_esq	V	V	V	V	NV	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	NV	V	V	NV	NV	NV
RV16_dir	V	V	V	NV	NV	V	V	V	NV	V	V	V	NV	NV	V	V	V	V	V	NV
RV21_dir	V	V	V	V	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV22_esq	V	V	V	V	NV	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	NV	V	V	V	NV	NV
RV22_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	NV	V	V	V	NV	NV	V	V	V	V	V	V
RV23_esq	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV
RV23_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	V	V	V	V	V	V
RV24_esq	V	V	V	NV	NV	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	NV	V	V	V	V	NV
RV24_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	NV	NV	V	V	V	NV	NV	V	V	V	V	NV
RV25_esq	V	V	V	V	V	V	V	V	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV25_dir	V	V	V	V	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV26_esq	V	V	V	V	NV	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	NV	V	V	NV	NV	NV
RV26_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	NV	V	V	V	NV	NV	V	V	V	V	V	NV
RV31_esq	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV31_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	NV	V	V	V	V	V	V
RV32_esq	V	V	V	V	NV	V	V	V	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV32_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV33_esq	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	NV
RV33_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	NV	V	V	V	V	V	V
RV34_esq	V	V	V	V	NV	V	V	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV34_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV35_esq	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	NV
RV35_dir	V	V	NV	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV36_esq	V	V	V	V	V	V	V	NV	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV36_dir	V	V	V	V	NV	V	V	V	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV41_esq	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV41_dir	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV42_esq	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV42_dir	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV43_esq	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV43_dir	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV44_esq	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV44_dir	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV45_esq	V	V	V	V	V	V	V	V	NV	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV45_dir	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV46_esq	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V
RV46_dir	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V	V