



**UNIVERSIDADE DE ÉVORA  
ESCOLA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**

**COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE DUCTILIDADE  
MÉDIA NO CONTEXTO DO EC8**

**Rúben Emanuel Cirilo dos Santos**

**Dissertação  
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL  
ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÃO**

**ORIENTADOR:** Professor Doutor Carlos Alberto Ferreira de Sousa Oliveira  
**CO-ORIENTADOR:** Professor João Manuel Carvalho Estêvão

**Novembro de 2011**

## SUMÁRIO

O objectivo principal desta dissertação consiste na realização de um estudo de comportamento sísmico de um edifício de betão armado, situado no Algarve, segundo os regulamentos presentes no Eurocódigo 8 para estruturas de classe de ductilidade melhorada (DCM), comparando com estruturas de classe de ductilidade baixa (DCL), procurando a caracterização da relação custo/benefício.

Pretende-se demonstrar com esta dissertação, a importância do confinamento das armaduras longitudinais nos pilares, recorrendo a armadura transversal, de forma a evitar a rotura por corte e visando o aumento da ductilidade.

Além dos objectivos descritos anteriormente, também irá ser realizada uma comparação entre a actual regulamentação (RSA) e a nova (Eurocódigo 8)

Por fim, esta dissertação pretende também contribuir para uma maior sensibilidade da parte dos projectistas relativamente ao dimensionamento sísmico, na região do Algarve em particular.

## **ABSTRACT**

The principal aim of this dissertation is the realization of a study of seismic behavior of a concrete building, in Algarve, according to Eurocode 8 rules for dissipative structures (ductility class medium – DCM), comparing with non dissipative structures (ductility class low – DCL), looking for a characterization of cost/benefit ratio.

It's intended to demonstrate with this dissertation, the importance of longitudinal reinforcement confinement of columns, using transverse reinforcement, in order to avoid shear failure and to increase the ductility.

In addition to the objectives that were already indicated, it's also be realized a comparison between the actual norm (RSA) and the new norm (Eurocode 8)

At last, this dissertation also intends to contribute to a bigger sensibility from designers when designing seismic projects, particularly in Algarve.

## **PALAVRAS – CHAVE**

Eurocódigo 8

Análise estática não-linear

Ductilidade

Confinamento

Capacidade real

## **KEYWORDS**

Eurocode 8

Non-linear static analysis

Ductility

Confinement

Capacity Design

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer ao Professor João Estêvão pela sua disponibilidade e esclarecimento de dúvidas que surgiram no desenvolver deste trabalho, tal como o seu contributo para o meu interesse neste ramo da engenharia civil. Agradeço também a sua disponibilidade em rever e corrigir a presente dissertação.

Agradeço também ao Professor Doutor Carlos de Sousa Oliveira por ter aceitado orientar e rever o presente documento, tal como as suas sugestões para melhoramento do mesmo.

Agradeço também aos meus pais e amigos pelo apoio que sempre manifestaram ao longo deste trabalho.

# ÍNDICE

SUMÁRIO .....	I
ABSTRACT .....	II
PALAVRAS – CHAVE .....	III
KEYWORDS .....	IV
ÍNDICE .....	VI
ÍNDICE DE FIGURAS .....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS (ANEXO).....	XIV
ÍNDICE DE TABELAS .....	XVI
ÍNDICE DE TABELAS (ANEXO) .....	XXII
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	1
1.2. ÂMBITO E OBJECTIVOS DE TRABALHO.....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	2
2. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8.....	3
2.1. Ductilidade .....	4
2.2. Capacity Design.....	6
2.3. Coeficiente de Comportamento.....	10
2.4. Comparação entre os regulamentos RSA/REBAP e o Eurocódigo 8/Eurocódigo 2....	11
2.4.1. Coeficiente de Comportamento.....	12
2.4.2. Requisitos de Desempenho e Critérios de Conformidade .....	12
2.4.3. Tipos de Terreno.....	14
2.4.4. Zonamento Sísmico .....	16
2.4.5. Acção Sísmica .....	17
2.4.6. Classe de Importância.....	27

2.4.7.	Classes de Ductilidade .....	28
2.4.8.	Zonas Críticas .....	28
2.5.	Confinamento do betão .....	29
2.6.	Estruturas de baixa ductilidade (DCL) .....	34
2.6.1.	Classes de Aço .....	34
2.6.2.	Disposições Construtivas para armadura de esforço transversal .....	35
2.6.3.	Disposições Construtivas para armadura longitudinal .....	37
2.7.	Estruturas de média ductilidade (DCM) .....	38
2.7.1.	Restrições Geométricas para Pilares e Vigas .....	39
2.7.2.	Esforços de Cálculo para Vigas .....	40
2.7.3.	Esforços de Cálculo para Pilares .....	42
2.7.4.	Disposições construtivas para a ductilidade local relativas a vigas sísmicas primárias .....	44
2.7.5.	Disposições construtivas para a ductilidade local relativas a pilares sísmicos primários .....	45
2.7.6.	Disposições construtivas para Nós viga – pilar.....	47
2.8.	Comparação das verificações para estruturas DCL e estruturas DCM.....	48
3.	ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR .....	55
3.1.	Estudo de Sensibilidade .....	61
3.1.1.	Análise Não – Linear do Pórtico – Comparação entre classe de ductilidade DCL e DCM .....	69
3.1.2.	Comparação entre diferentes coeficientes de confinamento para a mesma estrutura.....	77
4.	CASO DE ESTUDO .....	80
4.1.	Dimensionamento da estrutura segundo classe de ductilidade DCL .....	86
4.2.	Dimensionamento da estrutura segundo classe de ductilidade DCM .....	91
4.2.1.	Cálculo dos momentos resistentes das vigas e verificação das disposições construtivas para armaduras longitudinais nas vigas.....	92
4.2.2.	Cálculo dos momentos resistentes dos pilares.....	94



4.2.3.	Verificação das disposições construtivas para armaduras transversais nas vigas...	96
4.2.4.	Verificação das disposições construtivas para armaduras transversais nos pilares	98
4.3.	Dimensionamento da estrutura segundo RSA / REBAP .....	102
4.4.	Comparação entre os resultados obtidos (DCL / DCM / RSA – REBAP).....	106
5.	DISCUSSÃO DE RESULTADOS, CONCLUSÕES E PROPOSTAS FUTURAS.....	110
	BIBLIOGRAFIA .....	112
	ANEXOS .....	114
A.1.	MODOS DE PARTICIPAÇÃO .....	114
A.2.	CÁLCULO DOS MOMENTOS RESISTENTES DOS PILARES.....	119
A.3.	TABELA DE PREÇOS DO AÇO.....	135
A.4.	CÓDIGO DO PROGRAMA (SCILAB).....	136

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Corrente com elos dúcteis e frágeis (Adaptado de (2)).....	7
Figura 2.2 - Relação Força - Deslocamento, em que elo dúctil é mais forte que o frágil – Situação 1 (Adaptado de (2)).....	7
Figura 2.3 - Relação Força - Deslocamento, em que elo frágil é mais forte que o dúctil – Situação 2 (Adaptado de (2)).....	8
Figura 2.4 - Mecanismos de Colapso .....	9
Figura 2.5 - Zonamento do território continental segundo o RSA (3) .....	16
Figura 2.6 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental segundo o Eurocódigo 8, com Acção sísmica tipo 1 á esquerda e a Acção Sísmica tipo 2 á direita (4) .....	16
Figura 2.7 - Forma do Espectro de resposta elástica (Adaptado de (4)).....	18
Figura 2.8 - Espectros de resposta elásticos de tipo 1 recomendados para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento).....	20
Figura 2.9 – Espectros de resposta elásticos de tipo 2 recomendados para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento).....	20
Figura 2.10 - Espectro de Resposta Elástico para um terreno tipo I / A, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado .....	21
Figura 2.11 - Espectro de Resposta Elástico para um terreno tipo II / C, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado .....	21
Figura 2.12 - Espectro de Resposta Elástico para um terreno tipo III / D, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado .....	22

Figura 2.13 - Espectro de Cálculo para um terreno tipo I / A, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado.....	22
Figura 2.14 - Espectro de Cálculo para um terreno tipo II / C, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado.....	23
Figura 2.15 - Espectro de Cálculo para um terreno tipo III / D, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado.....	23
Figura 2.16 - Quociente entre os espectros do EC8 e o do RSA, para terrenos tipo I / A e para a envolvente dos sismos próximos e afastados (zona 2.3 e 1.1).....	24
Figura 2.17 - Quociente entre os espectros do EC8 e o do RSA, para terrenos tipo II / C e para a envolvente dos sismos próximos e afastados (zona 2.3 e 1.1).....	24
Figura 2.18 - Quociente entre os espectros do EC8 e o do RSA, para terrenos tipo III / D e para a envolvente dos sismos próximos e afastados (zona 2.3 e 1.1).....	25
Figura 2.19 – Diagrama tensão-deformação do betão submetido a diversos tipos de confinamento (Adaptado de (5)).....	30
Figura 2.20 - Diagrama tensão-extensão para betão confinado com armaduras (Adaptado de (5)) .....	30
Figura 2.21 - Esquema de uma secção com armadura transversal .....	32
Figura 2.22 - Núcleo de betão efectivamente confinado (Adaptado de (5)) .....	33
Figura 2.23 - Núcleo efectivamente confinado com $n=8$ varões abraçados (Adaptado de (5)) .	33
Figura 2.24 - Núcleo efectivamente confinado com $n=4$ varões abraçados (Adaptado de (5)) .	33
Figura 2.25 - Largura efectiva do banzo $b_{eff}$ para vigas ligadas a pilares (Adaptado de (4)) ....	41
Figura 2.26 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (Adaptado de (4)) .....	42

Figura 2.27 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares (Adaptado de (4)) .....	43
Figura 2.28 - Procedimento para verificar estruturas de classe de ductilidade DCM .....	54
Figura 3.1 - Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto – perfeitamente plástica, em que A representa a formação do mecanismo plástico (Adaptado de (4)).....	57
Figura 3.2 – Determinação do deslocamento – alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade – períodos curtos (Adaptado de (4)).....	59
Figura 3.3 - Determinação do deslocamento – alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade – períodos médios e longos (Adaptado de (4)) .....	60
Figura 3.4 - Espectros de Cálculo para sismo próximo (zona 2.3) e sismo afastado (zona 1.1), num terreno tipo C.....	64
Figura 3.5 - Pórtico em estudo (SAP 2000) .....	65
Figura 3.6 - Pormenorização da secção dos pilares e vigas do pórtico (DCL) .....	67
Figura 3.7 - Pormenorização dos pilares e vigas do pórtico (DCM – zona crítica) .....	68
Figura 3.8 – Pórtico em estudo (Seismostruct).....	69
Figura 3.9 - Curvas de Capacidade para DCL e DCM.....	70
Figura 3.10 - Espectro de Capacidade do pórtico para DCL.....	71
Figura 3.11 - Espectro de Capacidade do pórtico para DCM.....	72
Figura 3.12 - Deslocamento - Alvo do sistema de um só grau de liberdade, para DCL .....	73
Figura 3.13 - Deslocamento - Alvo do sistema de um só grau de liberdade, para DCM .....	73
Figura 3.14 - Ponto de desempenho do pórtico idealizado .....	74

Figura 3.15 - Formação das rótulas plásticas - DCL (proporcional á massa) a) 1ª; b) 2ª .....	75
Figura 3.16 – Inexistência de rótulas plásticas - DCL (proporcional ao modo).....	75
Figura 3.17 - Formação das rótulas plásticas - DCM (proporcional á massa) a) 1ª; b) 2ª; c) 3ª; d) 4ª; e) 5ª; f) 6ª .....	76
Figura 3.18 - Formação das rótulas plásticas - DCM (proporcional ao modo) a) 1ª; b) 2ª; c) 3ª .....	76
Figura 3.19 - Curvas de Capacidade - distribuição de forças proporcionais ao modo, para DCM .....	78
Figura 3.20 - Curvas de Capacidade - distribuição de forças proporcionais ao modo, para DCM .....	79
Figura 4.1 - Espectros de Cálculo para sismo próximo (zona 2.3 / zona A) e sismo afastado (zona 1.1 / zona A), num terreno tipo C .....	84
Figura 4.2 - Modelação da estrutura em estudo (SAP 2000) .....	84
Figura 4.3 - Referencial adoptado .....	88
Figura 4.4 - Pormenorização do Pilar de Canto (DCL) .....	90
Figura 4.5 - Pormenorização do Pilar Central (DCL) .....	90
Figura 4.6 - Pormenorização do Pilar de Fachada (DCL) .....	90
Figura 4.7 - Pormenorização da Viga (DCL).....	90
Figura 4.8 - Representação do bi nos pilares (canto – esquerda, fachada – meio, central – direita) .....	100
Figura 4.9 - Pormenorização do Pilar de Canto (DCM).....	102
Figura 4.10 - Pormenorização do Pilar Central (DCM).....	102

Figura 4.11 - Pormenorização do Pilar de Fachada (DCM) .....	102
Figura 4.12 - Pormenorização da Viga (DCM) .....	102
Figura 4.13 - Pormenorização do Pilar de Canto (RSA/REBAP) .....	106
Figura 4.14 - Pormenorização do Pilar Central (RSA/REBAP) .....	106
Figura 4.15 - Pormenorização do Pilar de Fachada (RSA/REBAP) .....	106
Figura 4.16 - Pormenorização da Viga (RSA/REBAP).....	106

## ÍNDICE DE FIGURAS (ANEXO)

Figura A.1 - 1º Modo .....	114
Figura A.2 - 2º Modo .....	115
Figura A.3 - 3º Modo .....	115
Figura A.4 - 4º Modo .....	115
Figura A.5 - 5º Modo .....	116
Figura A.6 - 6º Modo .....	116
Figura A.7 - 7º Modo .....	116
Figura A.8 - 8º Modo .....	117
Figura A.9 - 9º Modo .....	117
Figura A.10 - 10º Modo .....	117
Figura A.11 - 11º Modo .....	118
Figura A.12 - 12º Modo .....	118
Figura A.13 - Nó Pilar de Canto - Viga (Piso 0 - 1) .....	119
Figura A.14 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 0 - 1) .....	120
Figura A.15 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 0 - 1) .....	122
Figura A.16 - Nó Pilar Central - Viga (Piso 0 - 1) .....	123

Figura A.17 - Nó Pilar de Canto - Viga (Piso 1 - 2) .....	125
Figura A.18 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 1 - 2) .....	126
Figura A.19 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 1 - 2) .....	127
Figura A.20 - Nó Pilar Central - Viga (Piso 1 - 2) .....	128
Figura A.21 - Nó Pilar de Canto - Viga (Piso 2 - 3) .....	129
Figura A.22 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 2 - 3) .....	130
Figura A.23 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 2 - 3) .....	132
Figura A.24 - Nó Pilar Central - Viga (Piso 2 - 3) .....	133



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valor básico do coeficiente de comportamento, $q_0$ , para sistemas regulares em altura .....	10
Tabela 2.2 - Coeficiente de Comportamento segundo o REBAP .....	12
Tabela 2.3 - Coeficiente de Comportamento segundo o Eurocódigo 8 .....	12
Tabela 2.4 - Tipos de Solos segundo o RSA .....	14
Tabela 2.5 - Tipos de Terreno segundo o Eurocódigo 8 .....	15
Tabela 2.6 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas .....	19
Tabela 2.7 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo 1 .....	19
Tabela 2.8 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo 2 .....	19
Tabela 2.9 - Classe de Importância para os edifícios .....	27
Tabela 2.10 - Coeficientes de Importância $\gamma I$ .....	27
Tabela 2.11 - Zonas Críticas .....	29
Tabela 2.12 - Propriedades das armaduras .....	35
Tabela 2.13 - Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura .....	39
Tabela 2.14 - Comparação das verificações para dimensões e materiais entre DCL e DCM (vigas) .....	48

Tabela 2.15 - Comparação das verificações para dimensões e materiais entre DCL e DCM (pilares) .....	48
Tabela 2.16 - Comparação da verificação de segurança, relativa às fundações, entre DCL e DCM.....	48
Tabela 2.17 - Comparação das verificações para armadura de esforço transversal entre estruturas DCL e DCM (vigas).....	49
Tabela 2.18 - Comparação das verificações para armadura de esforço transversal entre estruturas DCL e DCM (pilares) .....	50
Tabela 2.19 - Comparação das verificações para armadura longitudinal entre estruturas DCL e DCM (vigas) .....	51
Tabela 2.20 - Comparação das verificações para armadura longitudinal entre estruturas DCL e DCM (pilares) .....	52
Tabela 3.1 - Materiais utilizados no pórtico para o estudo de sensibilidade.....	61
Tabela 3.2 - Dimensões dos elementos estruturais do pórtico para o estudo de sensibilidade.	62
Tabela 3.3 - Comprimento dos elementos estruturais do pórtico para o estudo de sensibilidade (medido ao eixo).....	62
Tabela 3.4 - Acções aplicadas na viga para o estudo de sensibilidade .....	62
Tabela 3.5 - Parâmetros a considerar para obtenção do espectro de cálculo.....	63
Tabela 3.6 - Coeficiente de Comportamento do pórtico para o estudo de sensibilidade .....	64
Tabela 3.7 - Validação da modelação estrutural, com base nas reacções verticais nas fundações.....	65
Tabela 3.8 - Período, Frequência e Participação Modal .....	66
Tabela 3.9 - Verificação à limitação de danos do pórtico.....	66

Tabela 3.10 - Armadura Longitudinal do pórtico para classe de ductilidade DCL .....	67
Tabela 3.11 - Armadura Transversal do pórtico para classe de ductilidade DCL.....	67
Tabela 3.12 - Armadura Longitudinal do pórtico para classe de ductilidade DCM .....	67
Tabela 3.13 - Armadura Transversal do pórtico para classe de ductilidade DCM.....	68
Tabela 3.14 - Armadura Transversal do pórtico para classe de ductilidade DCM – zona crítica	68
Tabela 3.15 - Extensão da zona crítica dos elementos estruturais do pórtico.....	69
Tabela 3.16 - Deslocamentos e distribuição de forças laterais dos pisos .....	70
Tabela 3.17 - Coeficiente de transformação .....	71
Tabela 3.18 - Parâmetros do Espectro de Capacidade .....	72
Tabela 3.19 - Período do sistema com um só grau de liberdade .....	72
Tabela 3.20 - Deslocamento - alvo para o sistema com um só grau de liberdade .....	73
Tabela 3.21 - Deslocamento - Alvo do sistema idealizado.....	74
Tabela 3.22 - Comportamento do pórtico para as diferentes classes de ductilidade.....	77
Tabela 4.1 - Materiais utilizados na estrutura em análise .....	80
Tabela 4.2 - Dimensões dos elementos estruturais da estrutura em análise .....	81
Tabela 4.3 - Acções exercidas na estrutura em análise.....	81
Tabela 4.4 - Parâmetros a considerar para obtenção do espectro de cálculo segundo o Eurocódigo 8.....	83
Tabela 4.5 - Coeficiente de Comportamento do pórtico para o estudo de sensibilidade .....	83

Tabela 4.6 - Validação do modelo estrutural, com base nas reacções verticais nas fundações	85
Tabela 4.7 - Período, Frequência e Participação Modal .....	85
Tabela 4.8 - Verificação à limitação de danos do pórtico.....	86
Tabela 4.9 - Armadura Longitudinal da estrutura para classe de ductilidade DCL (Solução Inicial).....	86
Tabela 4.10 - Verificações impostas pelo Eurocódigo 2 para armaduras longitudinais .....	87
Tabela 4.11 - Armadura Transversal da estrutura para classe de ductilidade DCL (Solução Inicial).....	87
Tabela 4.12 - Verificações impostas pelo Eurocódigo 2 para armaduras transversais .....	88
Tabela 4.13 - Armadura Transversal da estrutura para classe de ductilidade DCL.....	89
Tabela 4.14 - Armadura Longitudinal da estrutura para classe de ductilidade DCM (Solução Inicial).....	91
Tabela 4.15 - Armadura Transversal da estrutura para classe de ductilidade DCM (Solução Inicial).....	91
Tabela 4.16 - Extensão da zona crítica dos elementos estruturais .....	92
Tabela 4.17 - Largura efectiva, <i>b<sub>eff</sub></i> , para vigas primárias (DCM).....	92
Tabela 4.18 - Verificação do 5.4.3.1.2 (4) (a) do Eurocódigo 8.....	93
Tabela 4.19 - Verificação do 5.4.3.1.2 (4) (a) do Eurocódigo 8.....	93
Tabela 4.20 - Verificação dos limites impostos pelo Eurocódigo 8 á taxa de armadura nas vigas, nas zonas críticas.....	93
Tabela 4.21 - Momento Resistente das vigas ligadas a pilares exteriores .....	94

Tabela 4.22 - Momento Resistente das vigas ligadas a pilares interiores.....	94
Tabela 4.23 - Momento Resistente dos pilares.....	95
Tabela 4.24 - Verificação do 5.4.3.2.1 (3)P do Eurocódigo 8 - valor máximo do esforço normal reduzido .....	96
Tabela 4.25 - Verificação dos limites impostos pelo Eurocódigo 8 á taxa de armadura nos pilares, nas zonas críticas .....	96
Tabela 4.26 - Cálculo da Armadura transversal para as vigas (DCM) .....	97
Tabela 4.27 - Verificações impostas pelo Eurocódigo 2 para armaduras transversais .....	97
Tabela 4.28 - Disposições construtivas impostas pelo Eurocódigo 8 para as armaduras transversais nas vigas de estruturas de classe de ductilidade DCM (zona crítica) .....	97
Tabela 4.29 - Cálculo dos momentos em cada extremidade dos pilares .....	98
Tabela 4.30 - Cálculo da quantidade de armadura de esforço transverso para os pilares .....	98
Tabela 4.31 - Armadura de esforço transverso adoptada para os pilares e sua respectiva taxa (Solução Intermédia) .....	98
Tabela 4.32 - Verificação do ponto (11) do 5.4.3.2.2 do Eurocódigo 8 .....	99
Tabela 4.33 - Verificação do ponto (11) do 5.4.3.2.2 do Eurocódigo 8 .....	99
Tabela 4.34 - Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas.....	99
Tabela 4.35 - Coeficiente de eficácia do confinamento.....	100
Tabela 4.36 - Verificação do 5.4.3.2.2 (8) do Eurocódigo 8 .....	100
Tabela 4.37 - Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas.....	101

Tabela 4.38 - Coeficiente de eficácia do confinamento.....	101
Tabela 4.39 - Verificação do 5.4.3.2.2 (8) do Eurocódigo 8 .....	101
Tabela 4.40 - Armadura Longitudinal da estrutura dimensionada segundo RSA / REBAP (Solução Inicial).....	103
Tabela 4.41 - Armadura Transversal da estrutura dimensionada segundo RSA / REBAP (Solução Inicial).....	103
Tabela 4.42 - Armadura Longitudinal máxima e mínima regulamentar para pilares (REBAP)	104
Tabela 4.43 - Armadura Longitudinal máxima e mínima regulamentar para vigas (REBAP) ..	104
Tabela 4.44 - Armadura Transversal mínima e espaçamento máximo regulamentar (REBAP) .....	104
Tabela 4.45 - Distância máxima entre varões longitudinais (REBAP).....	105
Tabela 4.46 - Armadura Longitudinal Adoptada (DCL / DCM / RSA - REBAP) .....	107
Tabela 4.47 - Armadura Transversal Adoptada (DCL / DCM / RSA - REBAP) .....	107
Tabela 4.48 - Quantidade de Armadura Longitudinal .....	107
Tabela 4.49 - Quantidade de Armadura Transversal .....	108
Tabela 4.50 - Quantidade de Armadura .....	108
Tabela 4.51 – Custo da Armadura Longitudinal €.....	109
Tabela 4.52 – Custo da Armadura Transversal € .....	109
Tabela 4.53 – Custo total da armadura € .....	109

## ÍNDICE DE TABELAS (ANEXO)

Tabela A.1 - Período, Frequência e Participação Modal.....	114
Tabela A.2 - Momento Resistente do Pilar de Canto (Piso 0 - 1).....	119
Tabela A.3 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Canto – Piso 0 – 1).....	119
Tabela A.4 - Momento Resistente do Pilar de Canto (Piso 0 - 1).....	120
Tabela A.5 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Canto – Piso 0 – 1).....	120
Tabela A.6 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 0 - 1) .....	120
Tabela A.7 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 0 – 1) .....	121
Tabela A.8 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 0 - 1) .....	121
Tabela A.9 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 0 – 1) .....	121
Tabela A.10 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 0 - 1).....	122
Tabela A.11 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 0 – 1) .....	122
Tabela A.12 - Momento Resistente do Pilar Central (Piso 0 - 1).....	123
Tabela A.13 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar Central – Piso 0 – 1).....	123
Tabela A.14 - Momento Resistente do Pilar Central (Piso 0 - 1).....	123
Tabela A.15 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar Central – Piso 0 – 1).....	124
Tabela A.16 - Momento Resistente do Pilar Central (Piso 0 - 1).....	124

Tabela A.17 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar Central – Piso 0 – 1).....	124
Tabela A.18 - Momento Resistente do Pilar de Canto (Piso 1 - 2).....	125
Tabela A.19 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Canto – Piso 1 – 2).....	125
Tabela A.20 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 1 - 2).....	126
Tabela A.21 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 1 – 2) .....	126
Tabela A.22 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 1 - 2).....	127
Tabela A.23 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 1 – 2) .....	127
Tabela A.24 - Momento Resistente do Pilar Central (Piso 1 - 2).....	128
Tabela A.25 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar Central – Piso 1 – 2).....	128
Tabela A.26 - Momento Resistente do Pilar de Canto (Piso 2 - 3).....	129
Tabela A.27 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Canto – Piso 2 – 3).....	129
Tabela A.28 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 2 - 3).....	130
Tabela A.29 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 2 – 3) .....	130
Tabela A.30 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 2 - 3).....	131
Tabela A.31 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 2 – 3) .....	131
Tabela A.32 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 0 - 1).....	131
Tabela A.33 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 0 - 1).....	131
Tabela A.34 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 1 - 2).....	132



Tabela A.35 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 1 - 2).....	132
Tabela A.36 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 2 - 3).....	133
Tabela A.37 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 2 – 3) .....	133
Tabela A.38 - Momento Resistente do Pilar Central (Piso 2 - 3).....	133
Tabela A.39 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar Central – Piso 2 – 3).....	134
Tabela A.40 - Momento Resistente dos pilares .....	134
Tabela A.41 - Preço do Aço (Agosto de 2011 - <a href="http://orcamentos.eu/preco-aco-varao/">http://orcamentos.eu/preco-aco-varao/</a> ).....	135

# **1. INTRODUÇÃO**

## **1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Devido ao maior destaque da ocorrência de sismos, da parte da comunicação social, tornou-se cada vez mais pertinente a análise do comportamento sísmico das estruturas. Sempre que ocorre um sismo de elevada magnitude, existe a ocorrência de dois cenários possíveis. Há o caso dos países desenvolvidos, em que existe uma regulamentação exigente para o dimensionamento sísmico, proporcionando o menor número de vítimas possíveis. No entanto, nesses casos, tem-se observado elevados danos materiais, com graves consequências para a economia do país. Noutro caso, o dos países subdesenvolvidos (com alguma construção), tem-se verificado o oposto. Como a regulamentação é muito permissiva ou inexistente, observa-se muitos mais colapsos de estruturas e, por consequência, perdas de vidas humanas. No entanto como as habitações não são de qualidade adequada, os custos totais para reparação do estado do país não são muito elevados. Deste modo, de forma a evitar-se elevados danos no parque urbano e salvaguardar as vidas humanas, cada sociedade tem progredido para uma regulamentação mais adequada.

Actualmente os projectistas recorrem a uma regulamentação com cerca de 30 anos de existência, regulamentação essa que contém alguma informação já desactualizada. Tendo Portugal aderido a um conjunto de Normas Europeias, irá entrar brevemente em vigor uma nova regulamentação denominada “Eurocódigos”, destinados a serem utilizados nos projectos das construções realizadas na União Europeia. Estes irão abordar aspectos desde as definições das acções ao dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais. No entanto, embora os Eurocódigos sejam Normas Europeias, estes poderão sofrer algumas alterações em cada país, tendo em conta os aspectos económicos e de segurança. Estas adaptações irão ser abordadas nos Anexos Nacionais contidos em cada Eurocódigo.

Na presente norma, dar-se-á maior incidência ao Eurocódigo 8 – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, observando-se algumas mudanças significativas que poderão mudar algumas mentalidades enraizadas na nossa profissão desde há alguns anos.

## **1.2. ÂMBITO E OBJECTIVOS DE TRABALHO**

Esta dissertação procura estudar qual o impacto que a introdução da nova regulamentação, os Eurocódigos, irá ter no Algarve, nomeadamente na zona de Lagos, contribuindo para a sensibilização do leitor face às alterações e resultados observados.

No âmbito desta dissertação, foram definidos alguns objectivos:

- Sensibilizar os leitores face às alterações que irão ser introduzidas com os Eurocódigos, e quais as suas consequências;
- Comparar o comportamento sísmico de uma estrutura, dimensionada pelas regras para classes de ductilidade DCL e DCM, através de uma análise estática não – linear (Método N2);
- Demonstrar a influência do coeficiente de confinamento, através de cintagem, no comportamento sísmico da estrutura analisada;
- Obter uma relação custo/benefício entre a execução de uma estrutura de classe de ductilidade DCL ou de classe de ductilidade DCM;

## **1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

A presente dissertação encontra-se dividida em sete Capítulos.

No presente Capítulo faz-se uma introdução à dissertação desenvolvida, indicando o seu âmbito e objectivos.

Capítulo 2 – Neste Capítulo irá ser realizada uma comparação entre a actual regulamentação RSA / REBAP (3) (7), e a nova regulamentação, Eurocódigo 8 (4). Também se irá realizar, nesta primeira parte da dissertação, uma introdução à regulamentação imposta para o dimensionamento segundo a classe de ductilidade DCL e classe de ductilidade DCM, efectuando-se posteriormente uma pequena comparação entre as principais diferenças.

Capítulo 3 – Numa segunda parte da dissertação, proceder-se-á ao dimensionamento de um pórtico, segundo a regulamentação para estruturas de classe de ductilidade DCL e DCM, sendo realizada posteriormente uma análise estática não-linear desses dois pórticos. Após a análise estática não-linear de ambos os pórticos, é feita uma comparação dos diferentes comportamentos obtidos, de forma a poder tirar-se conclusões sobre qual será a classe de ductilidade mais indicada para o Algarve.

Capítulo 4 – Na última parte da dissertação, irá ser realizado o dimensionamento de uma estrutura localizada em Lagos, segundo a classe de ductilidade DCL e DCM, e também segundo a regulamentação actual (RSA / REBAP). Após esse dimensionamento, é realizada uma comparação entre a quantidade de armadura necessária para cada uma dessas estruturas, e os custos dessa diferença.

O Capítulo 5 é destinado à discussão de resultados e conclusões, seguindo-se a bibliografia e anexos.

## 2. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8

Segundo o Eurocódigo 8 (EC8) – Projecto de estruturas para resistência aos sismos, existem três classes de ductilidade:

- Baixa capacidade de dissipação de energia (DCL) – em que a estrutura funciona em regime elástico, sem haver aproveitamento da capacidade de dissipação de energia dos elementos estruturais. Não é exigido pelo EC8 algum tipo de pormenorização especial, somente sendo necessário ter em conta o estabelecido no Eurocódigo 2 (11). O valor do coeficiente de comportamento para este tipo de estruturas é  $q = 1.5$ .
- Média capacidade de dissipação de energia (DCM) - em que há uma plastificação dos elementos estruturais, aproveitando-se a capacidade de dissipação dos mesmos. Para se dimensionar uma estrutura de classe de ductilidade DCM é preciso respeitar algumas limitações geométricas, disposições construtivas indicadas no EC8, entre outras. Neste tipo de estruturas, o valor do coeficiente de comportamento é superior ao das estruturas de classe DCL.
- Alta capacidade de dissipação de energia (DCH) – em que a estrutura aproveita o máximo da sua capacidade de dissipação de energia, esperando-se valores de deslocamentos superiores ao das restantes classes de ductilidade. Também é preciso respeitar algumas limitações geométricas e disposições construtivas indicadas no EC8. O valor do coeficiente de comportamento é o mais elevado das três classes de ductilidade.

De forma a compreender melhor os assuntos que serão tratados de seguida, é necessário possuir uma percepção de alguns conceitos como *ductilidade*, *coeficiente de comportamento*, *confinamento do betão* e *capacity design (método de cálculo pela capacidade real)*. Além de ser feita uma breve explicação desses temas, visto que houve uma mudança da regulamentação, será feita também uma *comparação entre o antigo regulamento RSA e o novo, Eurocódigo 8*, no sentido de despertar a sensibilidade do leitor face às principais alterações entre estes.

## 2.1. Ductilidade

A Ductilidade consiste na capacidade de um material se deformar para além do seu limite elástico, sem perda significativa de resistência, através de um processo histerético. “O processo histerético, pode definir-se como um fenómeno físico que consiste em os pares de valores correspondentes de duas grandezas função uma da outra, não se repetirem do mesmo modo, quando variam num sentido ou no seu contrário” (1). Desta forma, possibilita a uma estrutura sob acção sísmica ter uma resposta em regime não linear, evitando assim o colapso. No entanto, para execução de um projecto sísmico tendo em conta a ductilidade de uma estrutura, é necessário recorrer a programas complexos. Para simplificar esses procedimentos, os regulamentos permitem que se admita que a estrutura tenha um comportamento linear, cujos resultados obtidos sejam afectados de um coeficiente de comportamento. Quanto maior o valor deste coeficiente, mais se explora a ductilidade da estrutura.

As vantagens de ter uma estrutura dúctil são as seguintes (1):

- Maior capacidade de dissipação de energia;
- Permite ter maiores deformações, sem diminuição significativa da capacidade resistente dos elementos estruturais;
- Maior capacidade de redistribuição dos esforços presentes na estrutura.

Para uma estrutura ter uma boa ductilidade, além de necessitar de um projecto estrutural adequado, é preciso também ter elementos estruturais com secções que permitam a plastificação antes de se atingir a rotura.

Os factores que proporcionam uma maior ductilidade da secção são (1):

- Maior ductilidade do aço,
- Maior percentagem de aço comprimido, que proporciona um maior confinamento e melhor aderência do betão,
- Elevada relação  $f_s/f_y$ , em que  $f_s$  representa a tensão/carga de rotura do aço, e  $f_y$  representa a tensão/carga no limite elástico a 0,2%,
- Evitar grandes ou reduzidas percentagens de armadura de tracção (para evitar que a secção se torne frágil ou que seja o betão a absorver as tensões, respectivamente),
- Para secções com igualdade geométrica, quanto mais próximo estiver a linha neutra da fibra comprimida, maior ductilidade se consegue (porque dessa forma há menor quantidade de betão à compressão),
- Maior resistência do betão à compressão
- Maior deformação última do betão, recorrendo a armaduras transversais,
- Limitar superiormente o esforço axial de compressão relativo a 0,65.

Os factores que diminuem a ductilidade da secção são (1):

- Maior percentagem de aço em tracção,
- Menor diferença relativa entre o limite elástico do aço face à rotura,
- Maior solicitação de compressão axial,
- Menor aderência aço-betão.

No entanto, a ductilidade da estrutura não está apenas dependente da ductilidade da secção. A ductilidade do elemento estrutural também é muito importante. Embora um elemento possa ter uma secção dúctil, com um betão de resistência adequada e boa pormenorização de armaduras, se este for pouco esbelto (ex: pilar curto), terá uma baixa ductilidade, podendo ocorrer rotura por corte antes de ocorrer a plastificação do elemento.

De forma a proporcionar uma maior ductilidade ao elemento deve-se (1):

- Confinar o betão (cuja importância será explicada mais à frente),
- Utilizar as recomendações para melhor ductilidade da secção,
- Limitar esbelteza dos elementos verticais,
- Reduzir tensões axiais absorvidos pelos elementos,
- Evitar rotura por esforço transversal.

O Eurocódigo 8 – Parte 1 refere no 5.2.3.4. as condições de ductilidade local dos elementos, que têm que ser verificadas de forma a garantir a ductilidade global. É indicado que as zonas potenciais de formação de rótulas plásticas devem possuir uma elevada capacidade de rotação plástica. Pode-se considerar satisfeitas as verificações deste ponto, se o factor de ductilidade em curvatura dessas zonas (*definida como a relação entre a curvatura correspondente a 85% do momento resistente, na fase pós-última, e a curvatura na cedência, desde que as extensões limites do betão e do aço,  $\varepsilon_{cu}$  e  $\varepsilon_{su,k}$ , não sejam excedidas*) ,  $\mu_\phi$ , for igual ou superior aos seguintes valores:

$$\mu_\phi = 2 \times q_0 - 1 \quad \text{Se } T_1 \geq T_c \quad (2.1.)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \times (q_0 - 1) T_c / T_1 \quad \text{Se } T_1 < T_c \quad (2.2.)$$

Em que:

$q_0$  – Valor básico do coeficiente de comportamento apresentado no quadro 5.1. do EC8 – Parte 1

$T_1$  – Período fundamental da estrutura

$T_c$  - Período no limite superior da zona de aceleração constante do espectro, de acordo com 3.2.2.2 (2)P do Eurocódigo 8 – Parte 1

Além desta verificação, o Eurocódigo 8 prescreve outro conjunto de procedimentos (para DCM e DCH), como o confinamento das zonas críticas, de forma a evitar a rotura frágil (corte por esforço transversal) dos elementos verticais e horizontais.

Para além da ductilidade da secção e da ductilidade dos elementos, é necessário também que a estrutura seja projectada de forma a ter um comportamento dúctil. Actualmente existe uma metodologia de análise denominada por “*Capacity Design*” (que irá ser abordada num outro capítulo), em que se impõe à estrutura o comportamento que é desejável, determinando-se *a priori* as zonas onde se irão formar as rótulas plásticas, garantindo que a estrutura tenha uma deformação mais adequada. Desta forma, é possível obter grande quantidade de dissipação de energia sem perda significativa de resistência da estrutura.

Além das verificações indicadas anteriormente, o Eurocódigo 8 – Parte 1, no 4.4.2.3 – Condições de ductilidade global e local, refere que deve ser evitado a formação de mecanismo plástico de piso flexível, que poderá induzir exigências de ductilidade local excessivas nos pilares desse piso. Para evitar a ocorrência desse mecanismo, a referência supra indicada impõe uma condição para edifícios com estrutura porticada com dois ou mais pisos, que deverá ser satisfeita em todos os nós das vigas sísmicas, primárias ou secundárias, com os pilares sísmicos principais:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (2.3)$$

Em que:

$\sum M_{Rc}$  – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó. Deverá utilizar-se o valor mínimo dos momentos resistentes dos pilares na gama de esforços normais dos pilares devidos à situação de projecto sísmica,

$\sum M_{Rb}$  – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó. Quando são adoptadas ligações de resistência parcial, os momentos resistentes dessas ligações são tidos em conta no cálculo de  $\sum M_{Rb}$ .

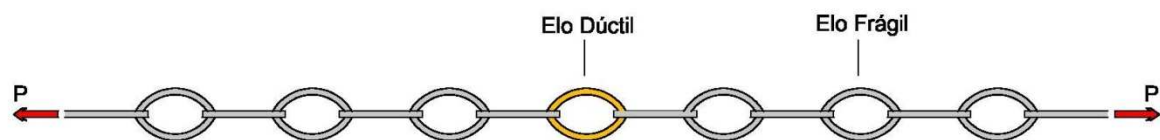
Esta condição não se aplica ao nível superior de edifícios com vários pisos.

## 2.2. Capacity Design

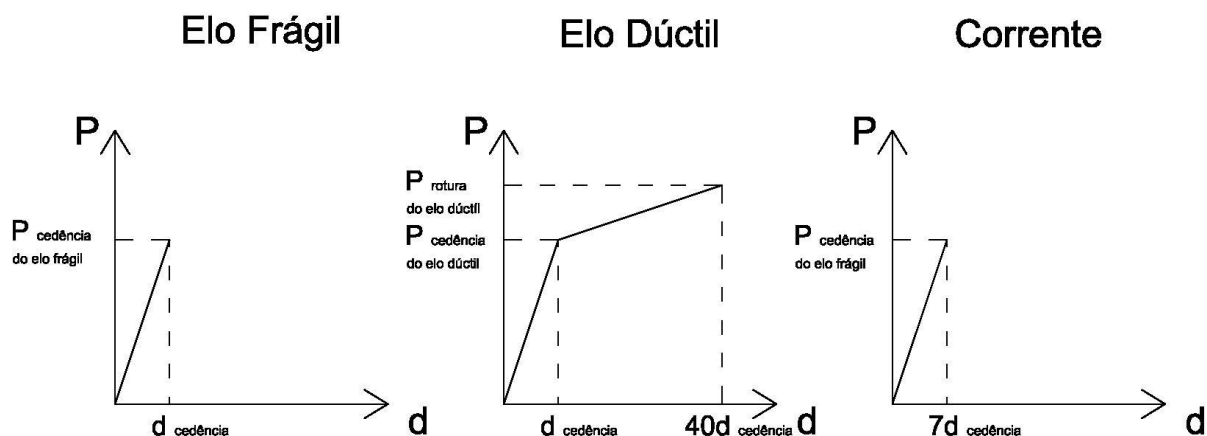
Segundo o Eurocódigo 8, o cálculo pela capacidade real (*capacity design*) é um método de cálculo em que alguns elementos estruturais são dimensionados com o objectivo de dissiparem

energia quando sujeitos a deformações plásticas, enquanto os restantes elementos estruturais são dotados de uma capacidade resistente suficiente para que o sistema de dissipação de energia se mantenha. Isto significa que o projectista terá que forçar a formação de rótulas plásticas e evitar roturas frágeis em determinadas zonas da estrutura, enquanto o resto da estrutura permanece em regime elástico, de forma a esta ter o melhor comportamento possível quando sujeita a acções sísmicas. Para tal, é necessário dimensionar as zonas dissipativas para responderem em regime plástico, garantindo assim a ductilidade necessária, e o resto da estrutura deverá ter um excesso de resistência de forma a permanecer em regime elástico aquando da formação de rótulas plásticas.

De forma a compreender-se melhor o conceito de capacity design apresenta-se a seguinte figura:



**Figura 2.1 - Corrente com elos dúcteis e frágeis (Adaptado de (2))**

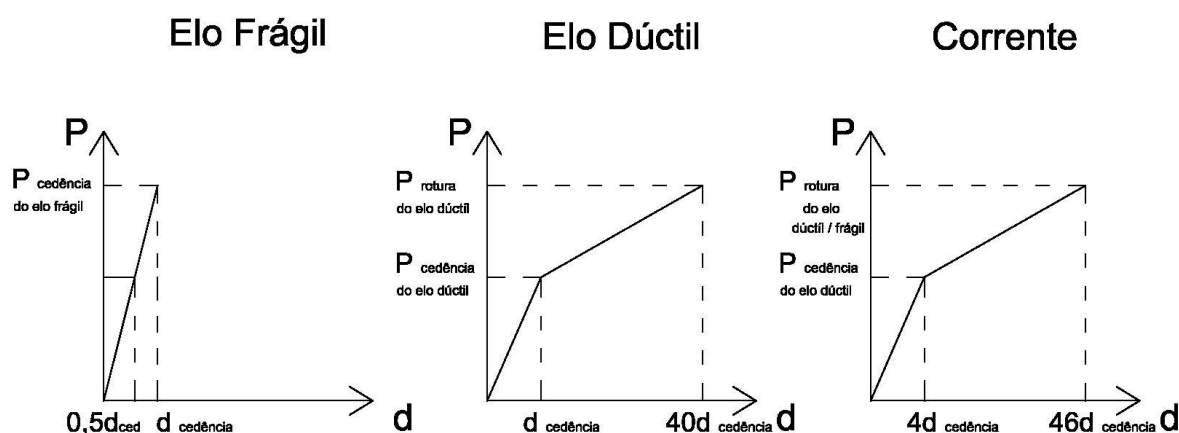


**Figura 2.2 - Relação Força - Deslocamento, em que elo dúctil é mais forte que o frágil – Situação 1 (Adaptado de (2))**

Na situação 1, em que o elo dúctil é mais forte que o elo frágil, toda a corrente irá ter o mesmo comportamento (mesma força) que o elo frágil, porque antes de o elo dúctil atingir a sua cedência, já o elo frágil rompeu. A rotura do elo frágil dá-se no mesmo instante que se atinge a sua cedência, o que se deve evitar, pois não há nenhum aviso prévio quando a corrente irá entrar em colapso. Nesta situação, a deformação máxima que a corrente irá ter será igual a 7



vezes o deslocamento de cedência de cada elo. Quanto ao coeficiente de ductilidade da corrente é  $\mu = 7d_{ced}/7d_{ced} = 1$ , ou seja, esta tem um comportamento elástico.



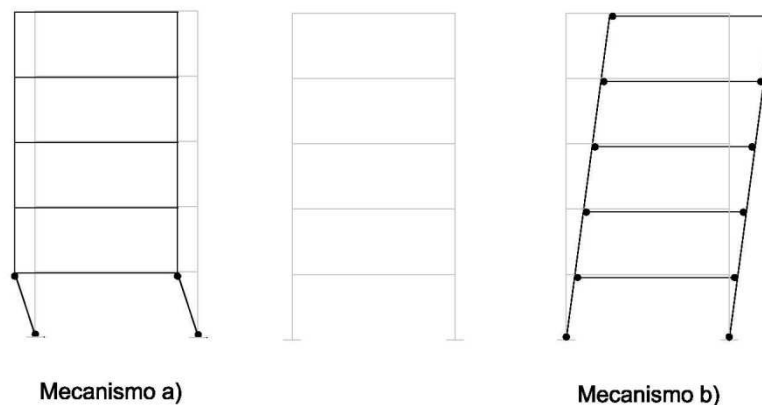
**Figura 2.3 - Relação Força - Deslocamento, em que elo frágil é mais forte que o dúctil – Situação 2 (Adaptado de (2))**

Na situação 2, em que o elo frágil é mais forte que o elo dúctil, toda a corrente irá ter o mesmo comportamento do elo dúctil. Quando o elo dúctil entra em cedência, os elos frágeis apenas têm metade da deformação máxima que estes conseguem atingir, ou seja, a deformação total da corrente nesta altura é  $d_{corrente} = [0,5 \times d_{ced}] \times 6 \text{ elos frágeis} + d_{ced} \times 1 \text{ elo dúctil} = 4d_{ced}$ . Quando o elo dúctil atinge a sua rotura, também os elos frágeis irão colapsar, ou seja, a máxima deformação que a corrente consegue alcançar nesta situação é  $d_{corrente} = [d_{ced}] \times 6 \text{ elos frágeis} + [40d_{ced}] \times 1 \text{ elo dúctil} = 46d_{ced}$ . Quanto ao coeficiente de ductilidade da corrente é  $\mu = 46d_{ced}/4d_{ced} = 11,5$ , ou seja, esta tem um comportamento plástico, bastante superior ao obtido na situação 1.

Como se verificou, o comportamento da corrente, ou de uma estrutura, está dependente do dimensionamento de cada um dos elos / elementos da mesma, em que uma pequena alteração num elemento poderá levar ao colapso de toda a estrutura.

Um outro exemplo de *capacity design* para as estruturas é a ligação entre um pilar e viga. Deve-se dimensionar o pilar para que este tenha o mesmo comportamento que o elo dúctil, ou seja, capacidade de dissipação de energia, e evitar que o sistema tenha um comportamento frágil, o que levaria a perda de resistência durante a ocorrência das deformações plásticas, levando as forças horizontais exercidas nesse pilar a provocar grandes esforços no resto da estrutura, o que poderá levar ao colapso da mesma. Outra situação é o pensamento generalizado pela grande maioria dos alunos, em que o aumento da quantidade de armadura do elemento é um procedimento a favor da segurança da estrutura, independentemente onde se localize este elemento. No caso da acção sísmica não é verdade, como já se observou pelo exemplo anterior. Se aumentar-se apenas a quantidade de armadura nas vigas, estas terão maior capacidade de plastificação (elo dúctil) que o pilar (elo frágil), aumentando a

probabilidade de haver rotura do pilar antes de a viga colapsar, pois todo este sistema irá ter um comportamento semelhante á Situação 1, levando ao mecanismo de colapso apresentado na seguinte figura:



**Figura 2.4 - Mecanismos de Colapso**

Enquanto para o Mecanismo a) basta apenas a formação de quatro rótulas plásticas, para o Mecanismo b) são necessárias 12 rótulas plásticas. O controlo da localização da formação das rótulas plásticas irá não só influenciar o comportamento não linear da estrutura, mas também determinar o tipo e localização de danos que esta irá sofrer. Enquanto no Mecanismo a) a estrutura apresenta um deslocamento pequeno (antes de ocorrer o colapso), no Mecanismo b) consegue atingir deslocamentos bastante superiores (tanto maiores quanto maior for a altura do pórtico).

As vantagens desta metodologia são (2):

- Conhecimento *a priori* das zonas que irão sofrer danos,
- Controlo do tipo de danos,
- Vantagens nas reparações após ocorrência do sismo,
- Garantir a sequência desejável de formação das rótulas plásticas,
- Melhores estimativas das exigências de ductilidade a impor às estruturas.

O dimensionamento por *capacity design* pretende então forçar um comportamento desejado da estrutura, através de disposições construtivas de algumas zonas dos elementos estruturais, sendo possível aumentar a segurança da estrutura sem necessariamente aumentar o custo da obra.

### 2.3. Coeficiente de Comportamento

Segundo o Eurocódigo 8, o coeficiente de comportamento é o “*Coeficiente utilizado para efeitos de cálculo, que reduz as forças obtidas numa análise linear de modo a ter em conta a resposta não linear de uma estrutura e que está associado ao material, ao sistema estrutural e aos procedimentos de projecto.*” (1.5.2. do EC8). Resumidamente, “*é grandeza que quantifica a correcção a efectuar ao cálculo elástico, quando nos encontramos em regime não linear*”(1).

Segundo o 5.2.2.2. do EC8 – Parte 1, o coeficiente de comportamento para acções sísmicas horizontais é dado pela seguinte expressão:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (2.4.)$$

Em que:

$q_0$  – Valor básico do coeficiente de comportamento apresentado no quadro 5.1. do EC8 – Parte 1

$k_w$  - Coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes

O valor básico do coeficiente de comportamento,  $q_0$ , encontra-se no Quadro 5.1. do EC8 – Parte 1:

**Tabela 2.1 - Valor básico do coeficiente de comportamento,  $q_0$ , para sistemas regulares em altura**

<b>Tipo Estrutural</b>	<b>DCM</b>	<b>DCH</b>
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Estes valores deverão ser diminuídos em 20% caso a estrutura não seja regular em altura. Essa diminuição é devido ao facto de este tipo de estruturas ter maior probabilidade de ocorrência de concentrações de comportamento não-linear, implicando maiores exigências de ductilidade local para uma mesma ductilidade global (2).

Para estruturas de classe de ductilidade DCL, o coeficiente de comportamento é igual a 1,5.

Relativamente ao coeficiente que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes,  $k_w$ , pode ser obtido da seguinte forma:

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos} \\ \frac{(1+\alpha_0)}{3} \leq 1, \text{ mas não inferior a } 0,5, \text{ para sistemas de paredes, sistemas} \\ \text{equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis} \end{array} \right\} \quad (2.5)$$

Em que:

$\alpha_0$  – Esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural, determinada a partir da expressão 5.3. do EC8 – Parte 1.

Segundo o Anexo Nacional do Eurocódigo 8, as lajes fungiformes utilizadas como elementos sísmicos primários não são abrangidas pelas disposições da mesma Norma. Este sistema estrutural tem um comportamento sísmico ainda não totalmente esclarecido, de forma que é aconselhado utilizar este sistema associado a outros elementos, tais como paredes ou pórticos, para absorção das forças. Para zonas de baixa sismicidade, admite-se a utilização deste sistema em estruturas de baixa ductilidade (DCL). Nas zonas de sismicidade moderada, o Eurocódigo 8 é omissivo quanto à utilização deste sistema, deixando a decisão para o projectista.

## 2.4. Comparação entre os regulamentos RSA/REBAP e o Eurocódigo 8/Eurocódigo 2

Este capítulo irá ter como objectivo a demonstração das principais diferenças entre os regulamentos actuais com as novas normas europeias, de forma a sensibilizar o projectista das novas exigências que as estruturas irão sofrer, dando-se maior importância a alguns parâmetros que antes não eram muito focados, nomeadamente na introdução das zonas críticas com o novo regulamento, agravamento das acelerações espectrais, introdução a uma nova classe de ductilidade, maior gama de terrenos, entre outros.

#### 2.4.1. Coeficiente de Comportamento

Segundo o Artigo 33 do REBAP, os coeficientes de comportamento adoptado para direcções horizontais consoante o tipo de classe de ductilidade são os seguintes:

**Tabela 2.2 - Coeficiente de Comportamento segundo o REBAP**

<b>Tipo de Ductilidade</b>	<b>Estruturas em Pórtico</b>	<b>Estruturas mistas pórtico – parede</b>	<b>Estruturas – parede</b>
Normal	2,5	2,0	1,5
Melhorada	3,5	2,5	2,0

Segundo o Eurocódigo 8, os coeficientes de comportamento adoptados para as diferentes classes de ductilidade encontram-se entre os seguintes valores:

**Tabela 2.3 - Coeficiente de Comportamento segundo o Eurocódigo 8**

<b>Tipo de Ductilidade</b>	<b>Coeficiente de comportamento, <math>q</math></b>
DCL	1,5
DCM	2,4 – 4,0
DCH	$\geq 3,6$

Como pode ser observado, a classe de ductilidade normal segundo o REBAP corresponde ao DCL ou DCM com coeficiente de comportamento baixo, enquanto a classe de ductilidade melhorada corresponde ao DCM., sendo o DCH uma nova classe de ductilidade introduzida pelo Eurocódigo 8.

#### 2.4.2. Requisitos de Desempenho e Critérios de Conformidade

Segundo o RSA (Artigo 4º), a segurança da estrutura deve verificar determinados estados limites, cujas acções serão quantificadas e combinadas de acordo com as regras de cada estado limite:

*Estados Limites Últimos (E.L.U.)* – De cuja ocorrência resultam grandes danos á estrutura, provocando prejuízos elevados. Estão divididos em ELU de resistência, ELU de encurvadura e ELU de equilíbrio.

*Estados Limites de Utilização* – De cuja ocorrência resultam prejuízos pouco severos. Estes estados limites são definidos tendo em conta uma duração, muito curta, curta ou longa. Muito curta duração diz respeito a algumas horas no período de vida da estrutura, a longa duração diz respeito a durações da ordem de metade deste período e a curta duração diz respeito a durações intermédias, geralmente a 5% do período de vida da estrutura (50 anos), o que significa um período de retorno de 975 anos ( $Período\ de\ retorno = -\frac{50}{\ln(1-5\%)} = 974.8\ anos$ , conforme o disposto no 2.1 do Eurocódigo 8 – Parte 1). Estes estados limites estão divididos em Estados Limites de Fendilhação e Estados Limites de Deformação.

Segundo o 2.1 do Eurocódigo 8 – Parte 1, as estruturas nas regiões sísmicas deverão ser projectadas e construídas de forma a satisfazerem dois requisitos:

Requisito de não ocorrência de colapso – A estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir à acção sísmica definida na secção 3 do Eurocódigo 8 sem colapso local ou global, mantendo a sua integridade estrutural e capacidade resistente após o sismo. A acção sísmica referida anteriormente é expressa a partir de:

- Acção sísmica de referencia associada a uma probabilidade de excedência de referencia,  $P_{NCR}$ , em 50 anos ou a um período de retorno de referencia,  $T_{NCR}$ . A Norma NP EN 1998-1 impõe um  $P_{NCR} = 10\%$  e  $T_{NCR} = 475\ anos$ .
- Coeficiente de Importância,  $\gamma_I$ , classificando as estruturas segundo o seu grau de importância, que irá corresponder a um valor de período de retorno mais adequado.

Requisito de limitação de danos – A estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir à acção sísmica cuja probabilidade de ocorrência exceda a acção sísmica de cálculo, sem ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos seriam bastante superiores aos da própria estrutura. A acção sísmica a ser considerada tem uma probabilidade de excedência,  $P_{DLR}$ , em 10 anos e um período de retorno,  $T_{DLR}$ . A Norma NP EN 1998-1 impõe um  $P_{DLR} = 10\%$  e  $T_{DLR} = 95\ anos$ .

De forma a satisfazer os requisitos anteriores, devem ser verificados os seguintes estados limites:

*Estados Limites Últimos* – Associados ao colapso ou rotura estrutural, que ponha em risco a segurança das pessoas. Para tal deve-se garantir que o sistema estrutural tem capacidade de dissipação de energia e resistência, especificadas no Eurocódigo 8. A estrutura deverá manter-se estável como um todo, sob acção sísmica de cálculo, quer em relação ao derrubamento quer ao deslizamento. Os elementos de fundação e o terreno de fundação deverão ser capazes de resistir aos esforços provenientes da superestrutura sem ocorrência de deformações

permanentes substanciais. A influência dos efeitos de segunda ordem deverá ser tida em conta nos valores dos esforços.

*Estados de Limitação de Danos* – Associados a danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos. Para tal, deverão ser respeitados os limites de deformação impostos pelo Eurocódigo 8. No caso de estruturas importantes para a protecção civil, a estrutura deverá ter capacidade resistente e de dissipação de energia suficientes de forma a garantir que os serviços vitais nelas instalados continuem funcionais.

#### 2.4.3. Tipos de Terreno

Segundo o RSA (Artigo 29º), para quantificação das acções sísmicas são tidos em conta os seguintes tipos de terreno:

**Tabela 2.4 - Tipos de Solos segundo o RSA**

<b>Tipos de Solos</b>	<b>Descrição</b>
Tipo I	Rochas e solos coerentes rijos
Tipo II	Solos coerentes muito duros Solos duros e de consistência média Solos incoerentes compactos
Tipo III	Solos coerentes moles e muito moles Solos incoerentes soltos

Segundo o 3.1 do Eurocódigo 8 – Parte 1, de forma a ter em conta a influência das condições locais do terreno na acção sísmica, são tidos em conta os seguintes terrenos:

**Tabela 2.5 - Tipos de Terreno segundo o Eurocódigo 8**

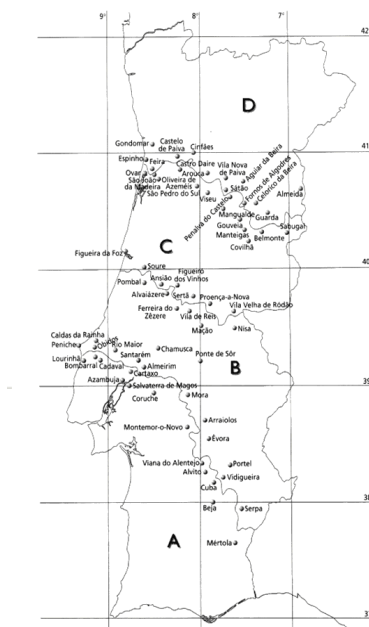
Tipos de Terrenos	Descrição	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancada s/30cm)	$c_u$ (KPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	---	---
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metro	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de $V_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $V_s > 800$ m/s			
S <sub>1</sub>	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor de água	<100 (indicativo)	---	10 - 20
S <sub>2</sub>	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S <sub>1</sub>			

Como pode ser observado, o Eurocódigo 8 tem uma maior gama de terrenos do que o RSA, estando estes bastante mais descritos. Desta forma existe uma maior precisão na quantificação da acção sísmica para diferentes locais.



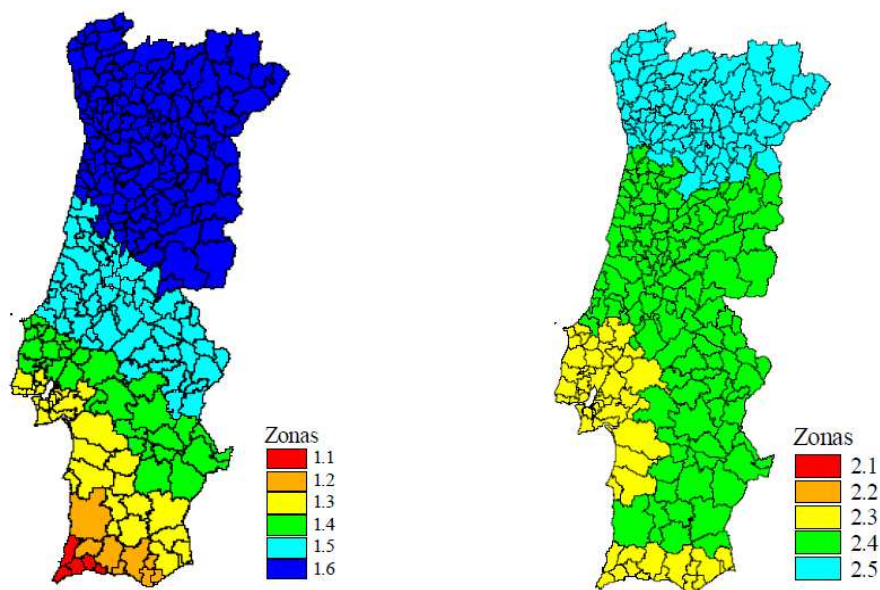
#### 2.4.4. Zonamento Sísmico

Segundo o RSA (Anexo III), Portugal Continental está dividido em quatro zonas sísmicas, ilustrado na seguinte figura:



**Figura 2.5 - Zonamento do território continental segundo o RSA (3)**

Segundo o Anexo Nacional do Eurocódigo 8, o zonamento do território continental está dividido entre três a seis zonas, ilustrado na seguinte figura:



**Figura 2.6 - Zonamento Sísmico em Portugal Continental segundo o Eurocódigo 8, com Ação sísmica tipo 1 à esquerda e a Ação Sísmica tipo 2 à direita (4)**

A principal diferença que pode ser observada é que o Eurocódigo 8 propõe dois zonamentos consoante o tipo de sismo que ocorra (Tipo 1 ou Tipo 2), enquanto no RSA apenas existia um zonamento para ambos os tipos de sismos (Próximo ou Afastado). O Eurocódigo também propõe mais duas zonas para o sismo tipo 1 (Sismo Afastado), embora reduza uma zona, em Portugal continental, para o sismo tipo 2 (Sismo Próximo). No caso do Algarve observa-se uma maior diferenciação de zonas sísmicas em toda a região, ao contrário do disposto no RSA, em que toda a região o mesmo valor de acção sísmica. Visto que o sismo afastado, no Eurocódigo 8, é o mais condicionante, os resultados obtidos para os casos em estudo serão mais adequados à situação, devido a um zonamento mais diferenciado que o existente no RSA.

#### 2.4.5. Acção Sísmica

Segundo o RSA (Anexo III), é verificada a segurança das estruturas em relação a duas acções sísmicas, uma que represente um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (tipo 1 – sismo próximo), e outra que represente um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (tipo 2 – sismo afastado).

O Art.º 3.2 do Eurocódigo 8 – Parte 1 propõe que o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno seja representado por um espectro de resposta elástico de aceleração à superfície do terreno, denominado “espectro de resposta elástico”. As expressões do espectro de resposta elástico horizontal são as seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (2.6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (2.7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.8)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (2.9)$$

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 tipo A,  $a_g = \gamma_I \times a_{gR}$ ,

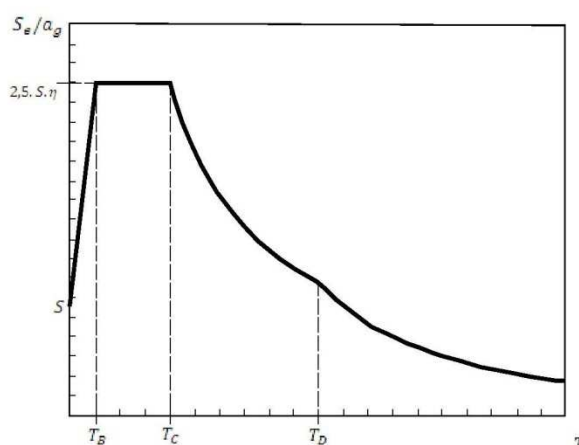
$T_B$  – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante,

$T_C$  – Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante,

$T_D$  – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante,

$S$  – Coeficiente do solo

$\eta$  – Coeficiente de correcção do amortecimento, com  $\eta = 1$  para r% de amortecimento viscoso.



**Figura 2.7 - Forma do Espectro de resposta elástica (Adaptado de (4))**

No entanto, segundo o Eurocódigo 8, a fim de se evitar uma análise estrutural não linear explícita, é realizada uma análise elástica com base num espectro de resposta reduzido em relação ao de resposta elástica, designado por espectro de cálculo, havendo a introdução do coeficiente de comportamento  $q$ . De forma que, para obtenção das componentes horizontais da acção sísmica, o espectro de cálculo,  $S_d(T)$ , é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (2.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (2.12)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[ \frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (2.13)$$

Segundo o Anexo Nacional do Eurocódigo 8 – Parte 1, os valores da aceleração máxima de referência,  $a_{gR}$  para as várias zonas sísmicas e tipos de acção sísmica estão indicados na seguinte tabela:

**Tabela 2.6 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas**

Acção Sísmica Tipo 1 (Afastado)		Acção Sísmica Tipo 2 (Próximo)	
Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	---	---

Quanto aos valores dos parâmetros para cálculo do espectro de resposta elástico, estes estão indicados nas seguintes tabelas:

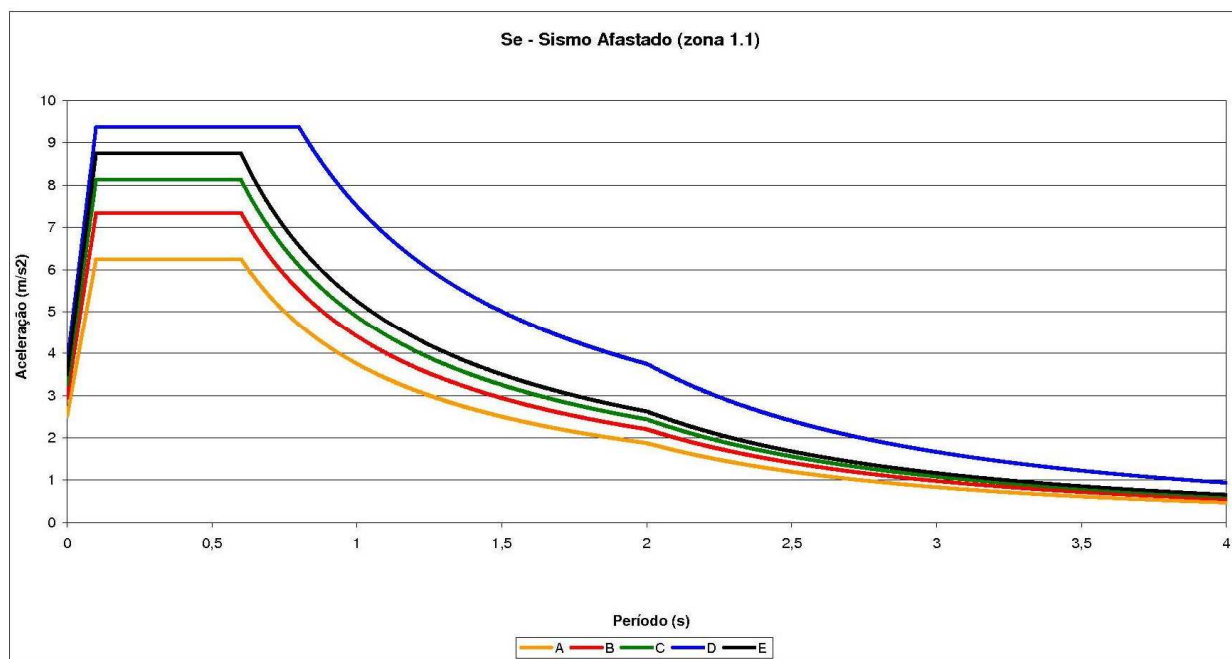
**Tabela 2.7 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo 1**

Tipo de Terreno	$S_{m\acute{a}x}$	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

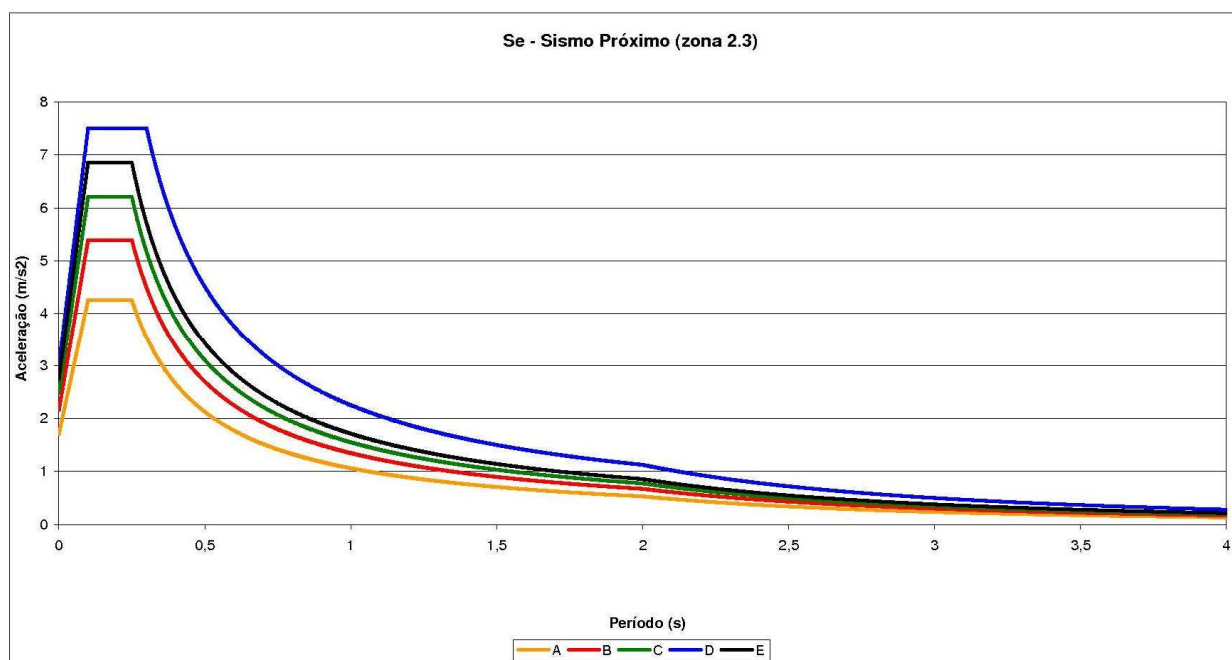
**Tabela 2.8 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo 2**

Tipo de Terreno	$S_{m\acute{a}x}$	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Segundo o Anexo Nacional do Eurocódigo 8 – Parte 1, encontra-se nas seguintes figuras os espectros de resposta elástica recomendados para os terrenos dos tipos de A a E:

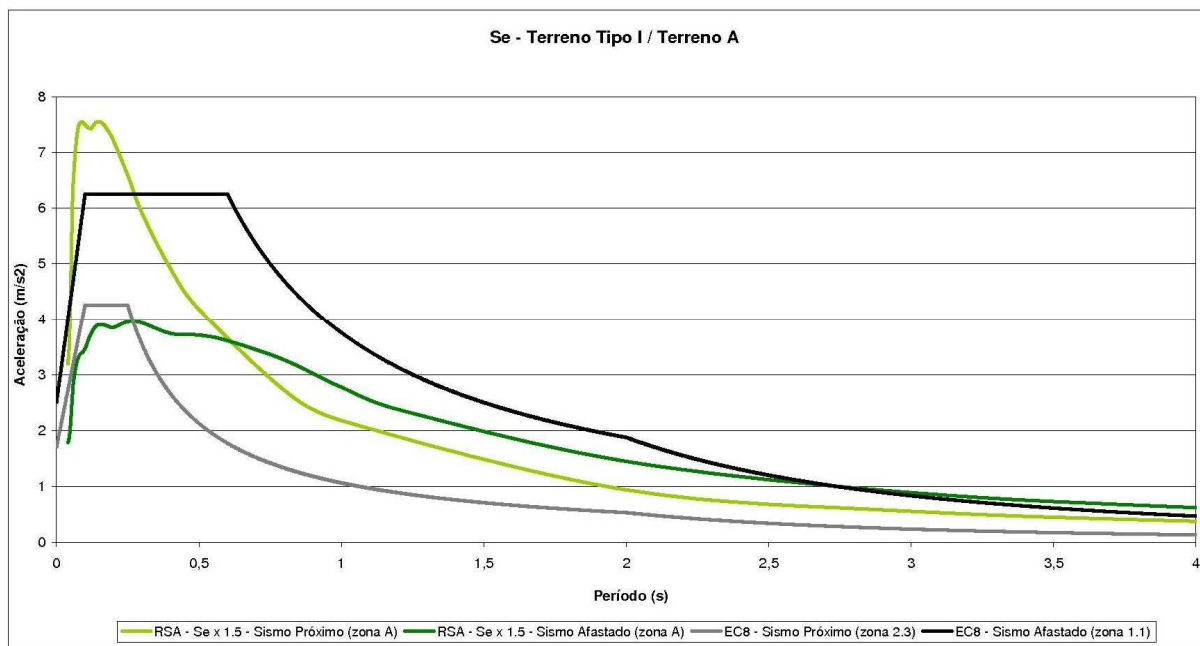


**Figura 2.8 - Espectros de resposta elásticos de tipo 1 recomendados para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento)**

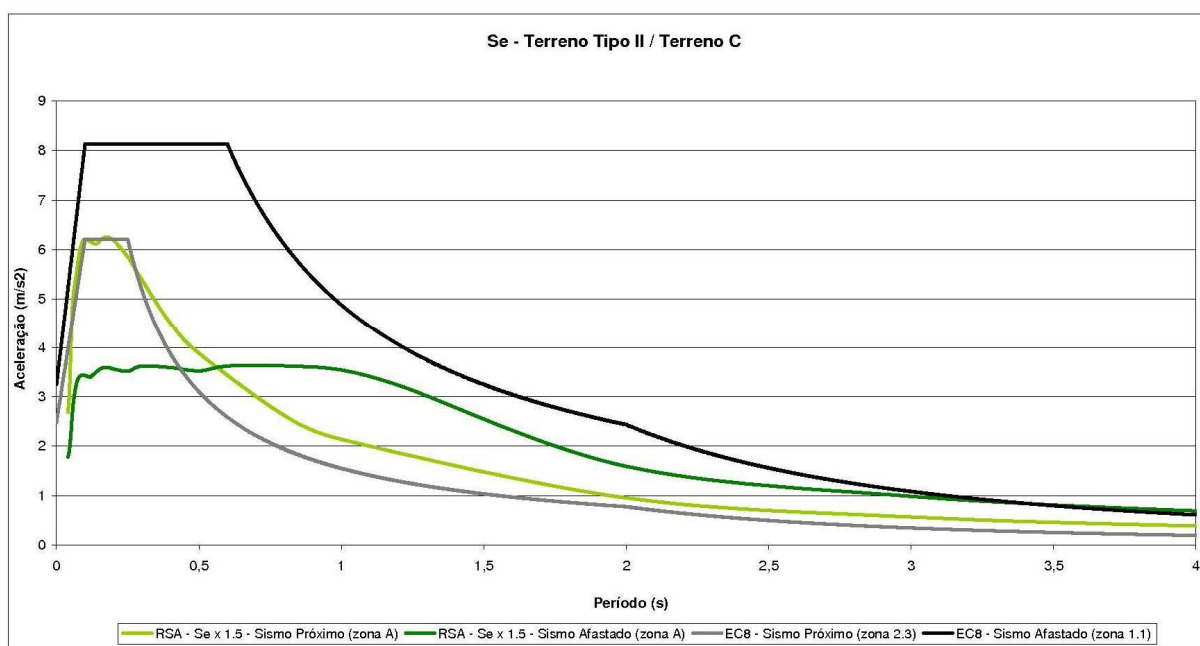


**Figura 2.9 – Espectros de resposta elásticos de tipo 2 recomendados para terrenos dos tipos A a E (5% de amortecimento)**

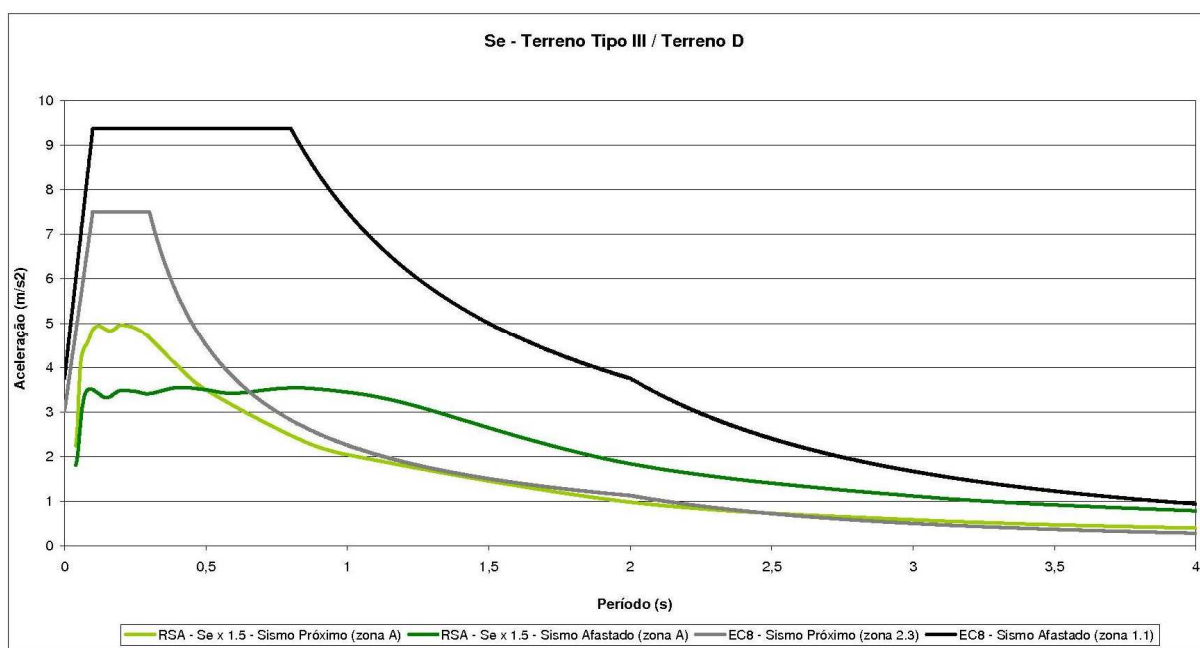
De seguida, apresentam-se alguns espectros de cálculo e elásticos definidos pelo Eurocódigo 8 e RSA (em que estes últimos foram majorados por 1,5 devido á combinação sísmica indicada neste regulamento), para algumas localidades no Algarve, para diferentes classes de ductilidades (Eurocódigo 8 – DCL e DCM / RSA/REBAP – estruturas de ductilidade normal), para diferentes tipos de sismos e diferentes tipos de terrenos:



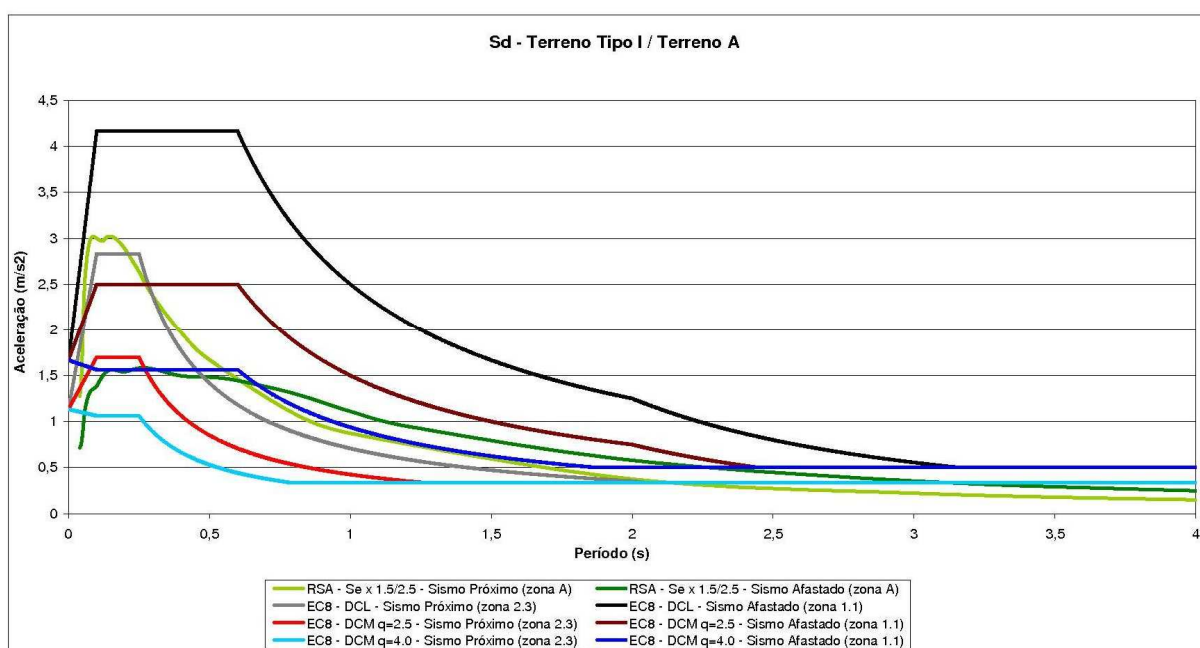
**Figura 2.10 - Espectro de Resposta Elástico para um terreno tipo I / A, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado**



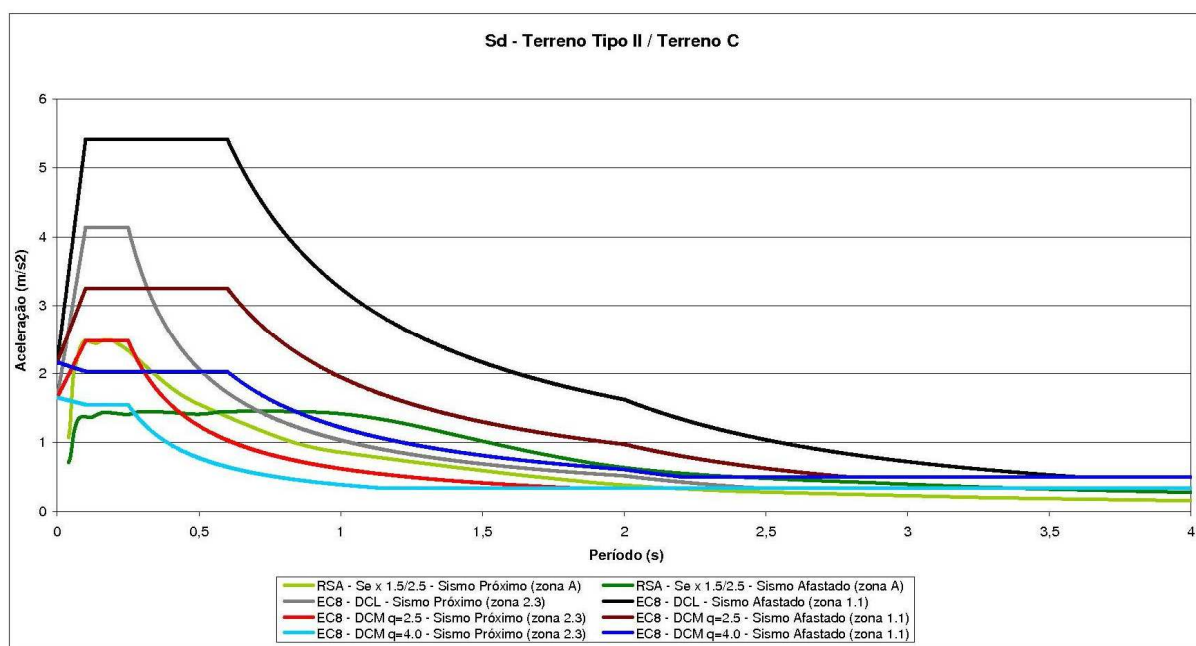
**Figura 2.11 - Espectro de Resposta Elástico para um terreno tipo II / C, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado**



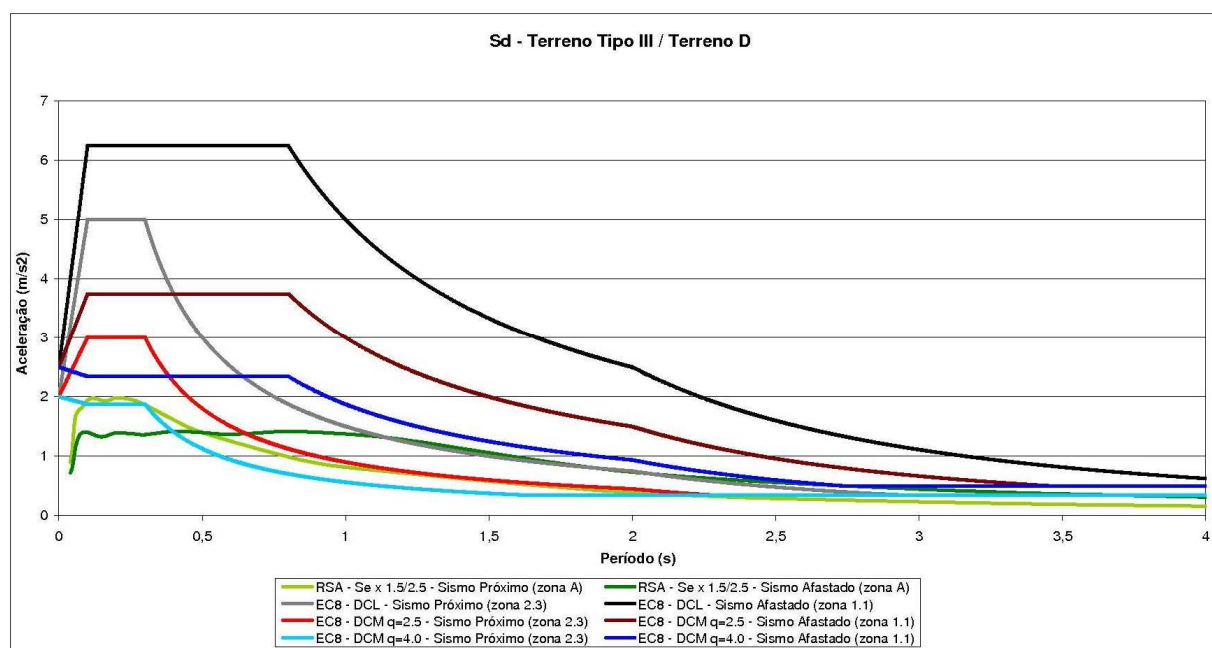
**Figura 2.12 - Espectro de Resposta Elástico para um terreno tipo III / D, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado**



**Figura 2.13 - Espectro de Cálculo para um terreno tipo I / A, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado**

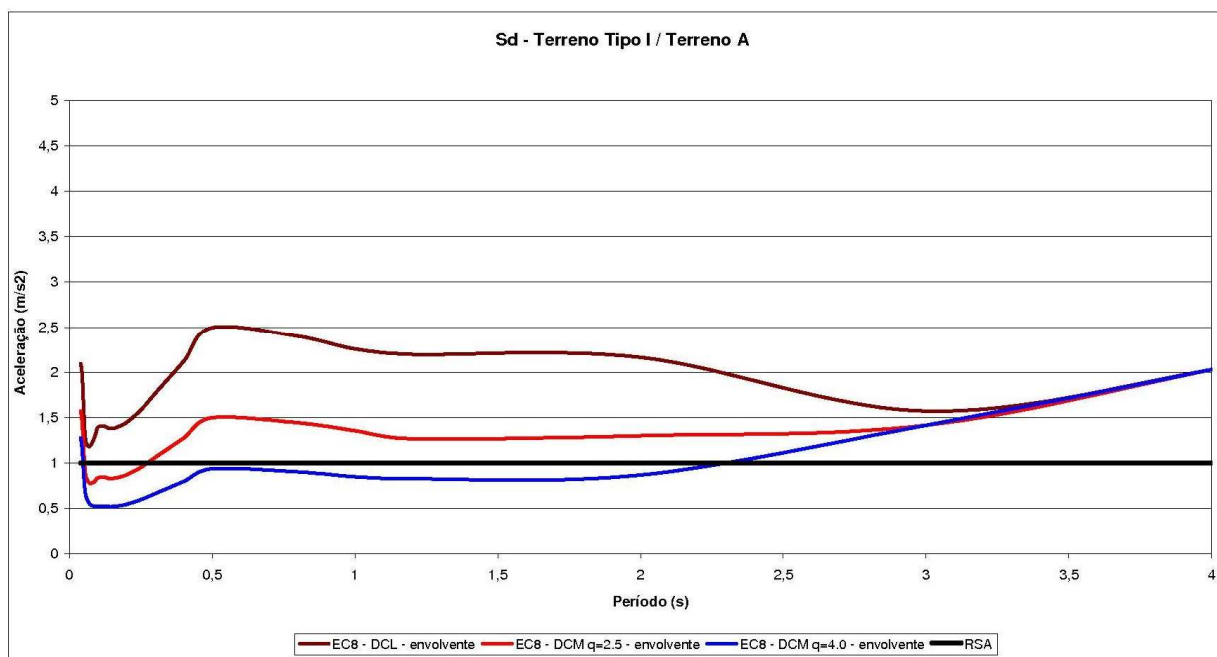


**Figura 2.14 - Espectro de Cálculo para um terreno tipo II / C, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado**

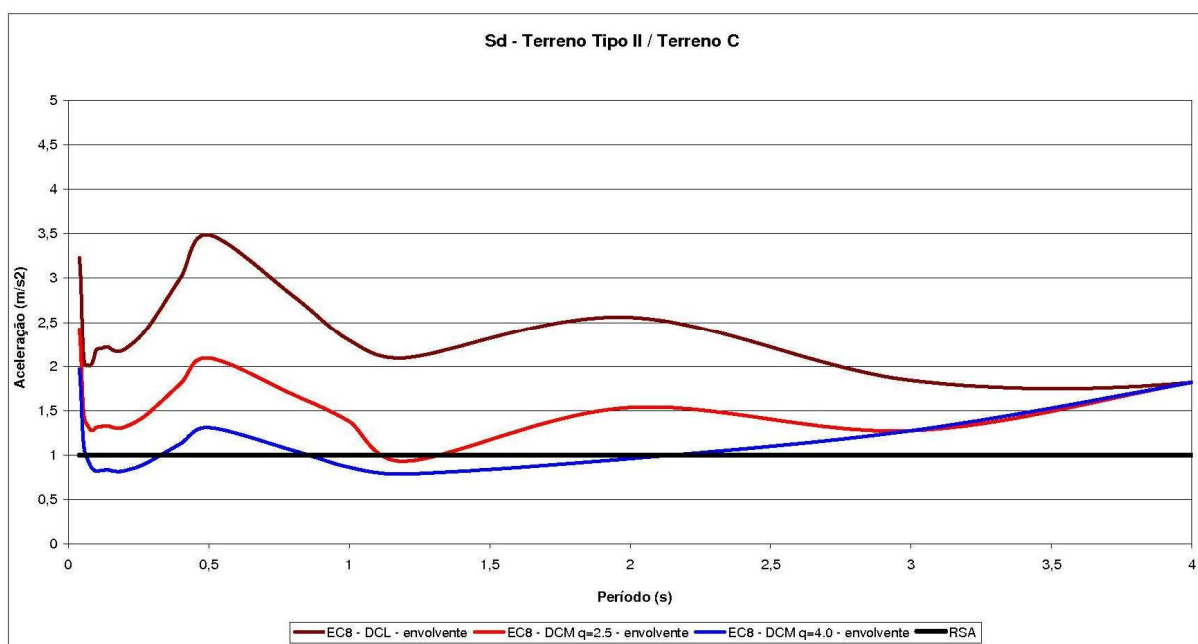


**Figura 2.15 - Espectro de Cálculo para um terreno tipo III / D, na zona do Algarve, para os sismos próximo e afastado**

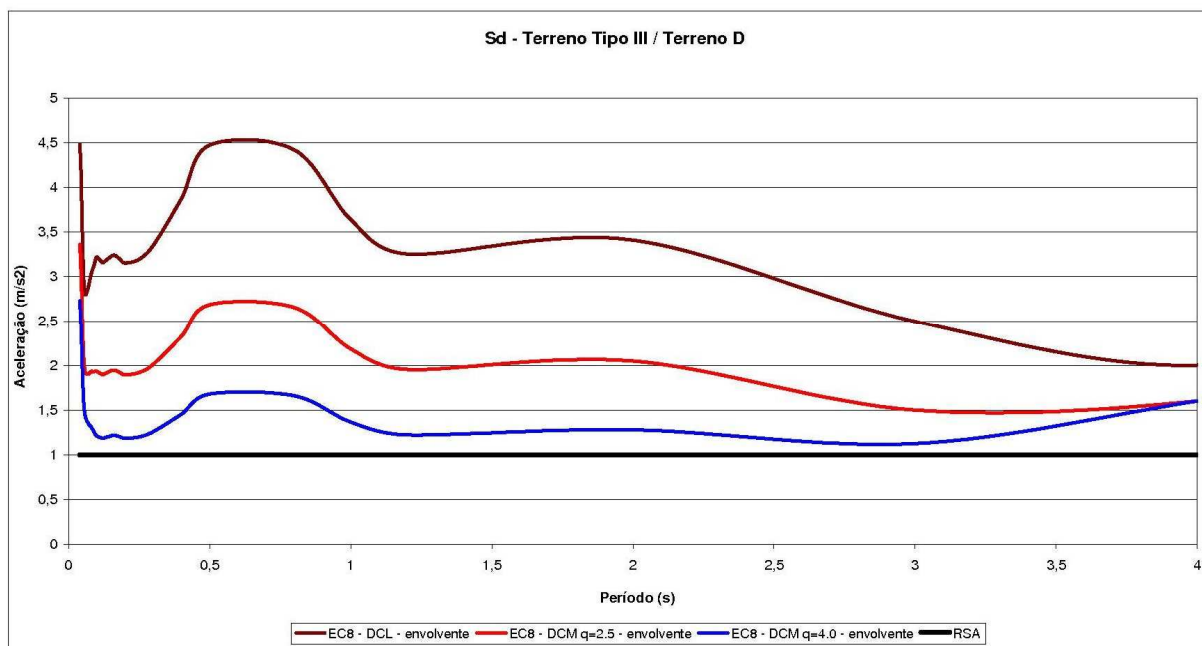




**Figura 2.16 - Quociente entre os espectros do EC8 e o do RSA, para terrenos tipo I / A e para a envolvente dos sismos próximos e afastados (zona 2.3 e 1.1)**



**Figura 2.17 - Quociente entre os espectros do EC8 e o do RSA, para terrenos tipo II / C e para a envolvente dos sismos próximos e afastados (zona 2.3 e 1.1)**



**Figura 2.18 - Quociente entre os espectros do EC8 e o do RSA, para terrenos tipo III / D e para a envolvente dos sismos próximos e afastados (zona 2.3 e 1.1)**

Como pode ser observado na Figura 2.10, Figura 2.11 e Figura 2.12, segundo o RSA, o sismo próximo provoca maiores acelerações que o sismo afastado para edifícios que tenham um baixo período fundamental (inferior a  $T \approx 0,5$  s), mas para edifícios com períodos mais elevados, o sismo afastado tem maiores acelerações horizontais. No entanto, segundo o novo regulamento, Eurocódigo 8, o sismo afastado tem sempre maiores acelerações que o sismo próximo.

Na Figura 2.10 (terreno tipo I / A) é possível observar que o RSA especifica um espectro elástico para o sismo próximo bastante superior ao do Eurocódigo 8, enquanto para o sismo afastado é o contrário, sendo o RSA mais gravoso apenas para períodos superiores a  $T \approx 2,7$  s.

No entanto, de acordo com a Figura 2.11 (terreno tipo II / C), o espectro elástico para o sismo afastado pelo Eurocódigo 8 é sempre superior ao do RSA, e para o sismo próximo, embora ambos os regulamentos tenham um pico de aceleração espectral semelhante, o espectro elástico do RSA é mais gravoso para períodos superiores a  $T \approx 0,3$  s.

Conforme a Figura 2.12 (terreno tipo III / D), o espectro elástico pelo Eurocódigo 8 para ambos os sismos é bastante mais gravoso que o do RSA, em que o sismo afastado têm um pico de aceleração espectral três vezes superior ao do antigo regulamento.

Como pode ser observado, embora para terrenos rochosos (tipo I / A) o RSA tenha maiores acelerações espectrais para uma maior gama de períodos que o do Eurocódigo 8, esta tendência começa a inverter quando o tipo de terreno vai-se tornando mais brando. Contudo,

não significa que para terrenos tipo I / A o RSA exija maior quantidade de armadura que as exigidas pelo Eurocódigo 8, pois este tem verificações a serem cumpridas ao nível das disposições construtivas, que dependem da ductilidade da estrutura. De salientar o facto de o Eurocódigo indicar acelerações espectrais para solos brandos (ex: D) bastante elevadas, superando em larga medida os do RSA.

Na Figura 2.13 (terreno tipo I / A), observa-se que os níveis de acelerações exigidas pelo Eurocódigo 8 para estruturas DCL são bastante superiores aos das restantes estruturas (isto explica-se pelo facto de este tipo de estrutura precisar de maior quantidade de armadura de forma a ter uma elevada capacidade resistente, visto que não foi dimensionada para dissipar energia).

Na Figura 2.14 (terreno tipo II / C), verifica-se que o espectro de cálculo segundo o RSA para um sismo próximo, tem um pico de aceleração espectral semelhante ao das estruturas DCM ( $q = 2,5$ ), embora para estruturas com períodos superiores a  $T \approx 0,3$  s, o espectro do RSA é mais gravoso. Para sismo afastado, o pico de aceleração espectral do RSA é inferior ao espectro das estruturas DCM ( $q = 4,0$ ), embora para estruturas com períodos superiores a  $T \approx 0,8$  s o espectro do RSA seja mais gravoso.

A Figura 2.15 (terreno tipo III / D), revela que o espectro de cálculo segundo o RSA para um sismo próximo, tem um pico de aceleração espectral semelhante ao das estruturas DCM ( $q = 4,0$ ), embora para estruturas com períodos superiores a  $T \approx 0,3$  s, o espectro do RSA é mais gravoso, ficando semelhante ao espectro das estruturas DCM ( $q = 2,5$ ). Para sismos afastado, o espectro do RSA é sempre inferior ao das restantes estruturas analisadas. Importa salientar que o pico de aceleração espectral para sismo afastado do RSA é na ordem dos  $1,5\text{m}^2$ , enquanto para estruturas DCL é superior a  $6\text{m}^2$ , cerca de quatro vezes superior ao do antigo regulamento. Também se verifica esta grande diferença para o tipo de terreno II / C.

Nas restantes figuras, pode-se observar que os espectros impostos pelo Eurocódigo 8 são quase sempre superiores aos do RSA, excepto para estruturas de ductilidade DCM ( $q = 4,0$ ) com períodos inferiores a  $T \approx 2,5$  s e em terrenos mais rochosos. No entanto, para estruturas com um menor coeficiente de comportamento pode-se aferir que as acelerações espectrais exigidas pelo Eurocódigo chegam a ser quase cinco vezes superiores às do RSA para terrenos brandos. Quanto mais brando o terreno é, maiores diferenças se observa entre as acelerações espectrais do Eurocódigo 8 e as do RSA, chegando a ser quase cinco vezes superior para estruturas com um período fundamental compreendido entre  $T \approx 0,5$  s e  $T \approx 1,0$  s.

#### 2.4.6. Classe de Importância

Segundo o 4.2.5 do Eurocódigo 8 – Parte 1, os edifícios serão classificados em quatro classes de importância em função de:

- Consequências do colapso em termos de vidas humanas,
- Importância para segurança pública,
- Importância para protecção civil imediatamente após o sismo,
- Consequências sociais e económicas do colapso.

As definições das classes de importância encontram-se na seguinte tabela:

**Tabela 2.9 - Classe de Importância para os edifícios**

<b>Classe de Importância</b>	<b>Edifícios</b>
I	Edifício de importância menor para a segurança pública. Ex: edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso. Ex: escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil. Ex: hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Relativamente aos valores dos coeficientes de importância,  $\gamma_I$ , estes encontram-se na seguinte tabela, retirada do Anexo Nacional:

**Tabela 2.10 - Coeficientes de Importância  $\gamma_I$**

<b>Classe de Importância</b>	<b>Acção Sísmica Tipo 1</b>	<b>Acção Sísmica Tipo 2</b>	
		<b>Continente</b>	<b>Açores</b>
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Ao contrário do Eurocódigo 8, o RSA é omissivo quanto a uma majoração da acção sísmica devido à importância do tipo de edifício. No entanto, o REBAP indica que para edifícios e

pontes cuja operacionalidade tenha q ser mantida após um sismo intenso, deve-se reduzir o valor do coeficiente de comportamento em 30%.

#### 2.4.7. Classes de Ductilidade

Segundo o Artigo 33 do REBAP, as estruturas são classificadas como:

- Ductilidade Normal
- Ductilidade Melhorada

O Eurocódigo 8 introduz algumas alterações às classificações das ductilidades das estruturas (explicadas anteriormente), e por consequência, ao valor do coeficiente de comportamento de cada classe:

- Baixa Ductilidade (DCL)
- Média Ductilidade (DCM)
- Alta Ductilidade (DCH)

#### 2.4.8. Zonas Críticas

O RSA e REBAP não indicam nenhuma zona das estruturas que devem requerer uma especial atenção, quando sujeitas a acções sísmicas. O Eurocódigo 8 impõe que algumas zonas tenham disposições construtivas diferentes das restantes, as zonas críticas. Segundo o 5.1.2 do Eurocódigo 8 – Parte 1, zona crítica corresponde a uma zona de um elemento sísmico primário onde ocorrem combinações mais desfavoráveis de esforços e onde é possível ocorrer rótulas plásticas.

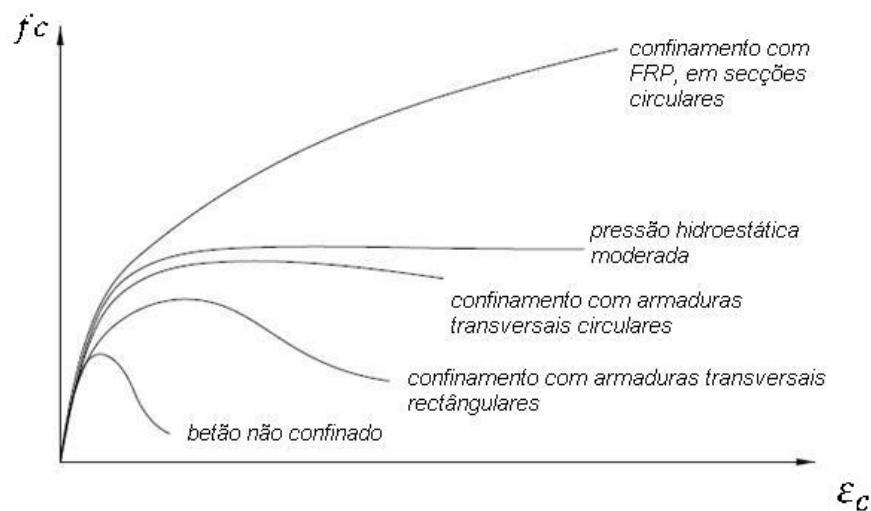
**Tabela 2.11 - Zonas Críticas**

<b>Elementos Estruturais</b>	<b>Ponto</b>	<b>Descrição</b>
Vigas	5.4.3.1.2 – DCM 5.5.3.1.2 – DCH	Comprimento da zona crítica, Taxas máximas e mínimas de armaduras, Espaçamento de armaduras transversais.
Pilares	5.4.3.2.2 – DCM 5.5.3.2.2 – DCH	Comprimento da zona crítica, Taxas máximas e mínimas de armaduras, Taxa mecânica volumétrica de armadura transversal, Espaçamento de armaduras transversais, Diâmetro das armaduras.
	5.4.3.2.2 (5)P – DCM	Pilar curto
	5.9	Pilar curto
Paredes	5.4.3.4.2 – DCM 5.5.3.4 – DCH	Altura da zona crítica, Taxa mecânica volumétrica de armadura, Posição do eixo neutro.
Colunas mistas totalmente revestidas	7.6.4	Comprimento da zona crítica, Taxa mecânica volumétrica de armadura, Diâmetro das armaduras.

## 2.5. Confinamento do betão

Já foi explicado que quando uma estrutura é sujeita a acções sísmicas ocorre libertação de energia, provocada por processos histeréticos. De forma a aumentar a extensão de compressão no núcleo da secção do elemento, e evitar a desagregação do betão quando sujeito aos ciclos histeréticos, recorre-se ao uso de armaduras transversais, proporcionando um maior confinamento do betão presente no núcleo. A quantificação deste confinamento é feita recorrendo-se a um coeficiente de confinamento, que pode ser determinado por vários modelos. No âmbito desta dissertação recorreu-se ao modelo de Mander, Priestley e Park (1988).

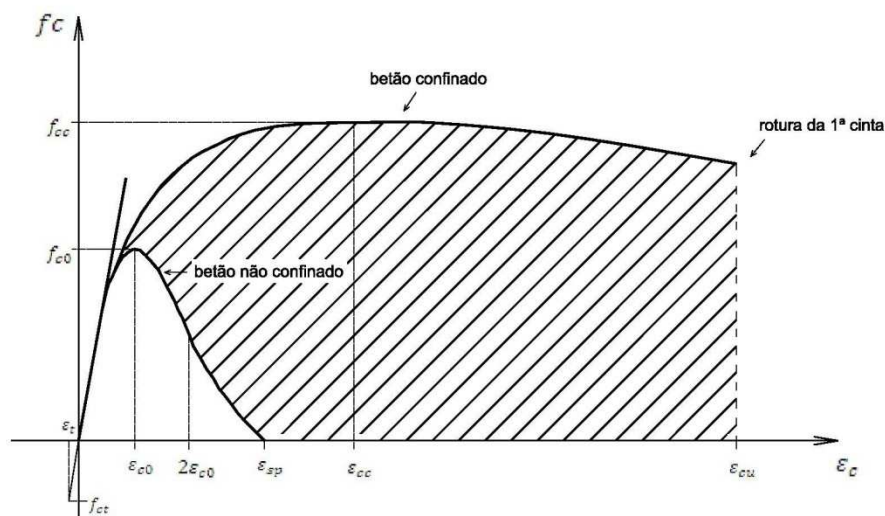
O betão é um material frágil que, devido á microfendilhação, sofre deformações quando sujeito a compressões elevadas, provocando perda de rigidez. Esta formação de fissuras, também descrita por “*softening*” poderá ser controlada se se aumentar o confinamento do betão, diminuindo assim a deformação transversal do betão, que leva a um aumento da ductilidade do elemento.



**Figura 2.19 – Diagrama tensão-deformação do betão submetido a diversos tipos de confinamento (Adaptado de (5))**

Como pode ser observado pela Figura 2.19, a tensão de compressão do betão,  $f_c$ , aumenta drasticamente, tal como a sua ductilidade.

Segundo o Modelo de Mander, Priestley e Park (1988), obtém-se um diagrama tensão-deformação para betão confinado, exemplificado na Figura 2.20.



**Figura 2.20 - Diagrama tensão-extensão para betão confinado com armaduras (Adaptado de (5))**

O coeficiente de confinamento é obtido através da seguinte expressão (6):

$$\text{coeficiente de confinamento} = f'_{cc}/f'_{c0} \quad (2.14)$$

Em que:

$f'_{cc}$  – Tensão máxima do betão confinado com armaduras de aço

$f'_{c0}$  – Tensão máxima do betão não confinado

A Tensão máxima do betão confinado com armaduras de aço,  $f'_{cc}$ , é dada pela seguinte expressão:

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left( -1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f'_l}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}} \right) \quad (2.15)$$

Em que:

$f'_l$  – Pressão efectiva de confinamento lateral exercida pelas armaduras transversais

A pressão efectiva de confinamento,  $f'_l$ , é calculada da seguinte forma

:

$$f'_l = k_e \times \rho \times f_y \quad (2.16)$$

Em que:

$k_e$  – Coeficiente de eficiência do confinamento

$\rho$  – Rácio do volume de armadura transversal de confinamento com o volume do núcleo de betão confinado

$f_y$  – Tensão de cedência do aço

Para determinação de  $\rho$ , recorre-se á seguinte expressão (que segundo a direcção desejada, poderá obter-se valores diferentes):

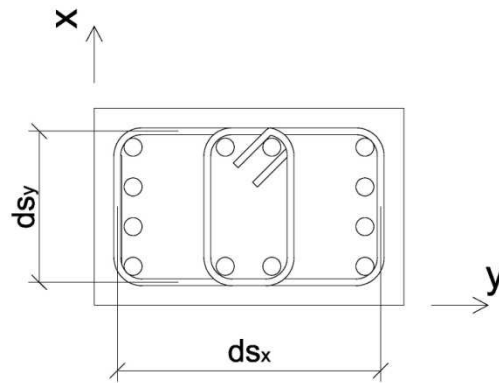
$$\rho = \frac{A_{sw}}{s \times d_s} \quad (2.17)$$

Em que:

$\frac{A_{sw}}{s}$  - Quantidade de armadura transversal

$d_s$  - Comprimento medido a partir do eixo da armadura transversal





**Figura 2.21 - Esquema de uma secção com armadura transversal**

Para cálculo do coeficiente efectivo de confinamento,  $k_e$ , para secções rectangulares, recorre-se á seguinte expressão:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{b_i^2}{6 \times b_0 \times h_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2 \times b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2 \times h_0}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.18)$$

Em que

$b_i$  – Distância entre varões consecutivos abraçados,

$b_0$  – Largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas),

$h_0$  – Altura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas),

$n$  – Número total de varões longitudinais abraçados lateralmente, por cintas ou por ganchos,

$s$  – Espaçamento das cintas,

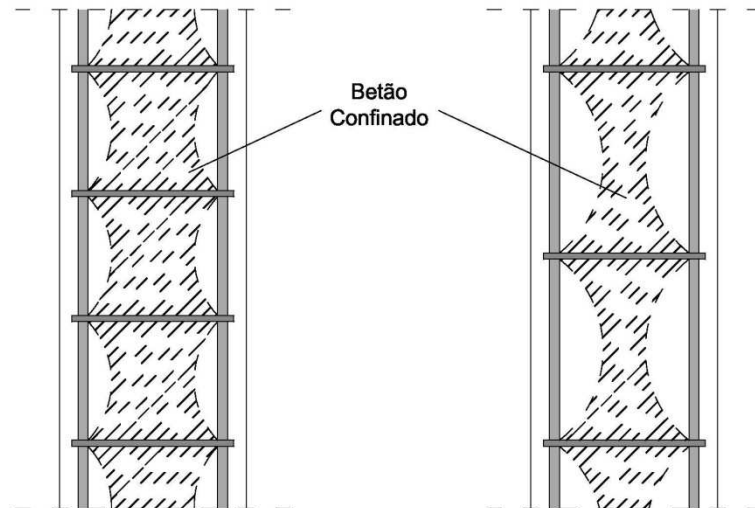
$\rho_{cc}$  - Rácio da área das armaduras longitudinais com a área do núcleo de betão confinado.

Geralmente, os valores obtidos do coeficiente de confinamento situam-se entre 1,0 (não confinado) e 1,3 para estruturas de betão armado.

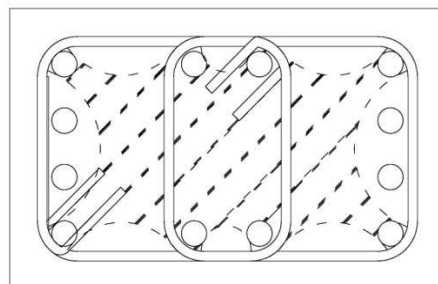
Como pode ser observado pelas expressões anteriores, o coeficiente de comportamento será tanto maior quanto:

- Maior quantidade de armadura transversal na secção,
- Menor espaçamento entre varões de armadura transversal, como pode ser verificado na Figura 2.22,

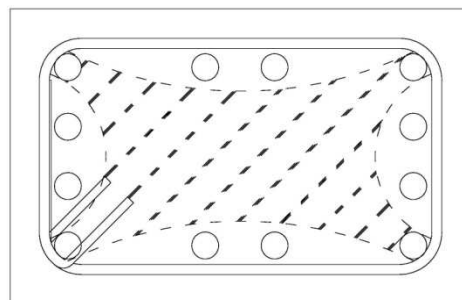
- Maior número de varões abraçados, de forma a aumentar a área efectivamente comprimida, como pode ser observada a diferença nas Figura 2.23 e Figura 2.24.



**Figura 2.22 - Núcleo de betão efectivamente confinado (Adaptado de (5))**



**Figura 2.23 - Núcleo efectivamente confinado com  $n=8$  varões abraçados (Adaptado de (5))**



**Figura 2.24 - Núcleo efectivamente confinado com  $n=4$  varões abraçados (Adaptado de (5))**

## 2.6. Estruturas de baixa ductilidade (DCL)

Para as estruturas de baixa ductilidade não é tida em conta a capacidade de dissipação de energia, dos elementos estruturais do edifício, sendo que os esforços são calculados recorrendo a uma análise elástica, sem considerar o comportamento não linear dos materiais. No entanto considera-se a redução do momento de inércia devido á fendilhação do betão nas vigas (7.1.2. do Eurocódigo 8 – Parte 1). Como já foi referenciado anteriormente, o valor do coeficiente de comportamento,  $q$ , situa-se entre os 1,5 e 2,0 para este tipo de estruturas.

O Eurocódigo 8 recomenda a utilização da classe de ductilidade DCL apenas para zonas de baixa sismicidade, ou para edifícios regulares de classe de importância não superior a II (em que neste caso, o Eurocódigo 8 indica que se deve adoptar algumas disposições construtivas e restrições geométricas previstas para outras classes de ductilidade).

Segundo o Eurocódigo 8 – Parte 1, não existem quaisquer recomendações para o projecto sísmico de estruturas de baixa ductilidade, havendo apenas umas referências 5.3:

- As estruturas DCL deverão respeitar os requisitos mínimos descritos na EN 1992 – 1 – 1:2004 (Eurocódigo 2),
- O aço utilizado deverá ser de classe B ou C da EN 1992 – 1 – 1:2004, Quadro C.1, para as armaduras dos elementos sísmicos primários,
- Independentemente do sistema estrutural e regularidade em altura, poderá utilizar-se um coeficiente de comportamento,  $q$ , até 1,5.

### 2.6.1. Classes de Aço

De acordo com o Anexo C do Eurocódigo 2, *Propriedades das armaduras compatíveis com a utilização da presente Norma*, a classificação dos aços encontra-se no seguinte quadro:

**Tabela 2.12 - Propriedades das armaduras**

Forma do produto		Varões e fios		
Classe		A	B	C
Valor característico da tensão de cedência $f_{yk}$ ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 a 600		
Valor mínimo de $k = (f_t/f_y)_k$		$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$
Valor característico da extensão à tensão máxima, $\varepsilon_{uk}$ (%)		$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$
Aptidão à dobragem		Ensaio de dobragem / desdobragem		
Resistência ao corte		-		
Tolerância máxima da massa nominal (varão ou fio isolado) (%)	Dimensão nominal do varão (mm) $\leq 8$ $> 8$	$\pm 6,0$ $\pm 4,5$		

### 2.6.2. Disposições Construtivas para armadura de esforço transverso

Segundo o 6.2. do Eurocódigo 2 Parte 1 – 1, a quantidade de armadura de esforço transverso necessário para o elemento estrutural resistir ao corte é obtida pela seguinte expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Rd,s}}{z \times f_{yd} \times \cot \theta} \quad (2.19)$$

Em que:

$A_{sw}$  – Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso,

$s$  – Espaçamento dos estribos,

$V_{Rd,s}$  – Valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura do esforço transverso na tensão de cedência,

$z$  – Braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Na verificação em relação ao

esforço transversal numa secção de betão armado sem esforço normal, poderá geralmente utilizar-se o valor aproximado  $z = 0,9d$ , em que  $d$  representa a altura útil da secção transversal,

$f_{ywd}$  – Valor de cálculo de tensão de cedência das armaduras de esforço transversal,

$\theta$  – Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga.

Além de ser necessário verificar o 6.2 do Eurocódigo 2 – Parte 1 – 1, também é preciso fazer a verificação da secção 9 da mesma Norma, relativamente a disposições construtivas, de forma a evitar roturas frágeis e formação de fendas largas. O 9.2.2. é referente às vigas, onde é indicado o limite mínimo da taxa de armaduras de esforço transversal, que é obtida pela seguinte expressão:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin \alpha} \quad (2.20)$$

Em que:

$\rho_w$  – Taxa de armadura de esforço transversal,

$b_w$  – Largura da alma do elemento,

$\alpha$  - Ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal.

Este valor não deverá ser inferior ao obtido pela seguinte expressão:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (2.21)$$

Em que:

$\rho_{w,min}$  – Taxa mínima de armadura de esforço transversal,

$f_{ck}$  – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade,

$f_{yk}$  – Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado.

O 9.2.2 também impõe o espaçamento máximo entre estribos, não devendo ultrapassar o seguinte valor:

$$s_{l,máx} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (2.22)$$

Para pilares, cuja maior dimensão  $h$  seja inferior a 4 vezes a menor dimensão  $b$ , deverá ser respeitado o 9.5.3. da mesma Norma.

O diâmetro mínimo das armaduras transversais não deverá ser inferior a 6mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais.

Relativamente ao espaçamento das armaduras transversais, deverá ser inferior a:

$$s_{cl,m\acute{a}x} = \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ vezes o diametro minimo dos var\~oes longitudinais} \\ a \text{ menor dimens\~ao do pilar} \\ 300mm \end{array} \right. \quad (2.23)$$

Também é indicado que, numa zona de compressão, nenhum varão longitudinal deverá ficar a uma distância superior a 150mm de um varão travado.

### 2.6.3. Disposições Construtivas para armadura longitudinal

Segundo o 9.2.1, a quantidade de armadura longitudinal mínima e máxima para as vigas deverá respeitar os seguintes valores:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad (2.24)$$

Em que:

$f_{ctm}$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples, e deverá ser determinado de acordo com a classe de resistência aplicável, de acordo com o Quadro 3.1. do Eurocódigo 2,

$b_t$  – Largura média da zona traccionada. No caso de uma viga em T com os banzos comprimidos, deverá considerar-se apenas a largura da alma no cálculo de  $b_t$ .

Caso haja secções que têm uma quantidade de armadura inferior a  $A_{s,min}$ , estas deverão ser consideradas como não armadas.

$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,04 \times A_c \quad (2.25)$$

Em que:

$A_c$  – Área da secção transversal do betão

Relativamente à quantidade de armadura mínima e máxima para pilares, estes encontram-se no 9.5 da mesma Norma.

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \times N_{Ed}}{f_{yk}} \text{ ou } 0,002A_c \text{ caso este valor seja maior} \quad (2.26)$$

Em que:

$N_{Ed}$  – Valor de cálculo do esforço normal de compressão

$$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c \quad (2.27)$$

Além destas verificações, também é indicado que o diâmetro a ser usado nas armaduras longitudinais deverá ser superior a 10mm.

Como pode ser observado, o dimensionamento de estruturas de baixa ductilidade não envolve grande complexidade e é relativamente rápido, se recorrer-se a um programa de cálculo estrutural como o SAP 2000, por exemplo.

## **2.7. Estruturas de média ductilidade (DCM)**

Para as estruturas de média ductilidade, de forma a aumentar a capacidade de dissipação de energia da estrutura, sem ocorrer rotura frágil, o respectivo projecto sísmico desta terá que respeitar algumas imposições do Eurocódigo 8, para além das referências do Eurocódigo 2 indicadas anteriormente. Os elementos estruturais deverão ser dotados de uma resistência adequada, e garantir os requisitos de deformação não linear nas zonas críticas, de modo a ser compatível com a ductilidade global da estrutura. O coeficiente de comportamento para este tipo de estruturas pode ser determinado recorrendo ao 5.2.2. do Eurocódigo 8 – Parte 1,

devendo no entanto ser inferior aos valores de referência apresentados no Quadro 6.2 do Eurocódigo 8 – Parte 1:

**Tabela 2.13 - Limite superior dos valores de referência dos coeficientes de comportamento para sistemas regulares em altura**

Tipo de Estrutura	DCM
a) Pórtico Simples	4
b) Pórtico com contraventamentos centrados	4 2
Contraventamentos diagonais	
Contraventamentos em V	
c) Pórtico com contraventamentos excêntricos	4
d) Pêndulo Invertido	2
e) Estruturas com núcleos ou paredes de betão	Ver Secção 5
f) Pórtico simples com contraventamento centrado	4
g) Pórticos simples com enchimentos	2 Ver Secção 7 4
Enchimentos de betão ou de alvenaria não ligados, em contacto com o pórtico	
Enchimentos de betão armado ligados	
Enchimentos isolados de pórticos simples (ver pórticos simples)	

Relativamente aos materiais a serem utilizados em projectos de estrutura de média ductilidade, deve-se recorrer a um betão de classe superior a C16/20, e um aço de classe B ou C nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários.

#### 2.7.1. Restrições Geométricas para Pilares e Vigas

Conforme o disposto no 5.4.1.2, existem algumas restrições geométricas a serem cumpridas caso se pretenda dimensionar estruturas de ductilidade média.

Relativamente às restrições geométricas para as vigas, o 5.4.1.2 indica que *deverá limitar-se a distância entre os eixos dos centros de gravidade a menos de  $b_c/4$ , em que  $b_c$  é a maior dimensão da secção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga.*



A largura  $b_w$  de uma viga primária deverá satisfazer a seguinte expressão:

$$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (2.28)$$

Em que:

$h_w$  – Altura da viga

Para pilares sísmicos primários de estruturas de ductilidade média é apenas referido que caso o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos,  $\theta$ , for superior a 0,1, então *as dimensões da secção transversal de pilares sísmicos primários não deverão ser inferiores a um décimo da maior distância entre o ponto de inflexão e as extremidades do pilar, para a flexão num plano paralelo à dimensão considerada do pilar*. O coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos é determinado pela seguinte expressão:

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h} \quad (2.29)$$

Em que:

$P_{tot}$  – Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projecto sísmica,

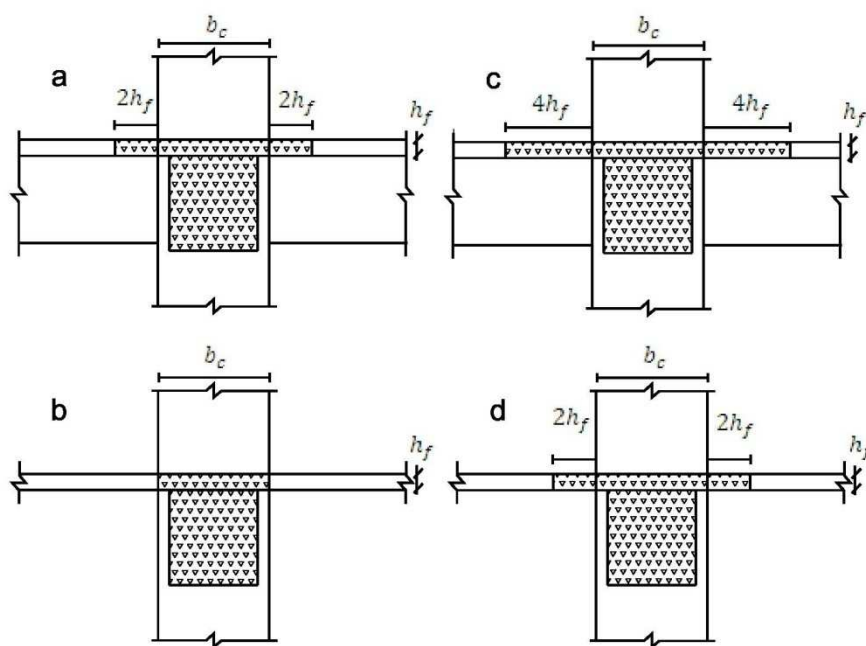
$d_r$  – Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos,

$V_{tot}$  - Força de corte sísmica total no piso considerado,

$h$  - Altura entre pisos.

## 2.7.2. Esforços de Cálculo para Vigas

Para cálculo dos esforços resistentes nas vigas primárias, considera-se a contribuição da armadura existente na largura efectiva do banzo,  $b_{eff}$ , descrito no 5.4.3.1.1 do Eurocódigo 8 – Parte 1.



**Figura 2.25 - Largura efectiva do banço  $b_{eff}$  para vigas ligadas a pilares (Adaptado de (4))**

Para determinação do  $b_{eff}$  para vigas primárias ligadas a pilares exteriores, considera-se  $b_{eff}$  igual à largura do pilar,  $b_c$ , caso não exista uma viga transversal (figura b)), e igual a  $b_c + 2 \times 2h_f$ , caso exista viga transversal de altura semelhante (figura a)). Para vigas primárias ligadas a pilares interiores, considera-se  $b_{eff}$  igual a  $b_c + 2 \times 2h_f$ , caso não exista uma viga transversal (figura d)), e igual a  $b_c + 2 \times 4h_f$ , caso exista viga transversal de altura semelhante (figura c)).

Relativamente aos valores dos esforços transversos, estes são determinados segundo a regra de cálculo pela capacidade real, com a viga sob a acção da carga transversal e os momentos na extremidade  $M_{i,d} (i = 1,2)$ , associados à formação de rótulas plásticas. Nas extremidades da viga deverão ser calculados dois valores de esforço transverso, o  $V_{Ed,máx,i}$  e  $V_{Ed,min,i}$ . Os momentos nas extremidades são determinados da seguinte forma:

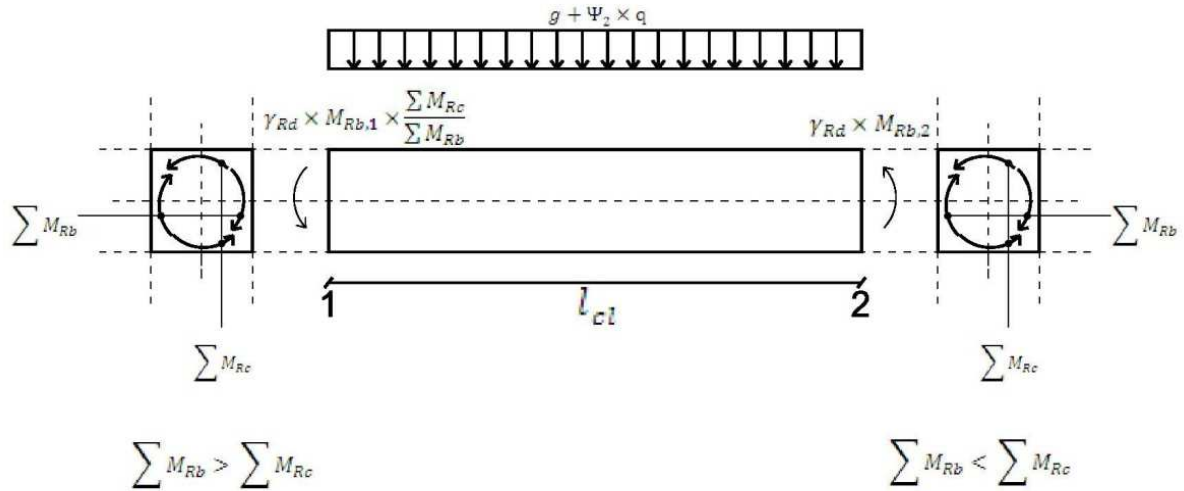
$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rb,i} \times \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (2.30)$$

Em que:

$\gamma_{Rd}$  – Coeficiente que tem em conta a possível sobre-resistência por endurecimento do aço, que, no caso das vigas de DCM, poderá ser considerado igual a 1,0.

$M_{Rb,i}$  – Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade  $i$  no sentido do momento flector sísmico,

$\sum M_{Rc}$  e  $\sum M_{Rb}$  – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares e soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que concorrem no nó.



**Figura 2.26 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (Adaptado de (4))**

Para cálculo do valor do esforço transversal máximo e mínimo recorre-se às seguintes expressões:

$$V_{Ed,m\acute{a}x,i} = \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} + \frac{(g + \Psi_2 \times q) \times l_{cl}}{2} \quad (2.31)$$

$$V_{Ed,min,i} = \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} - \frac{(g + \Psi_2 \times q) \times l_{cl}}{2} \quad (2.32)$$

### 2.7.3. Esforços de Cálculo para Pilares

Os valores dos esforços de cálculo transversos são determinados segundo a regra de cálculo pela capacidade real, com o pilar sob a acção da carga transversal e os momentos na extremidade  $M_{i,d} (i = 1,2)$ , associados à formação de rótulas plásticas. Os momentos nas extremidades são determinados da seguinte forma:

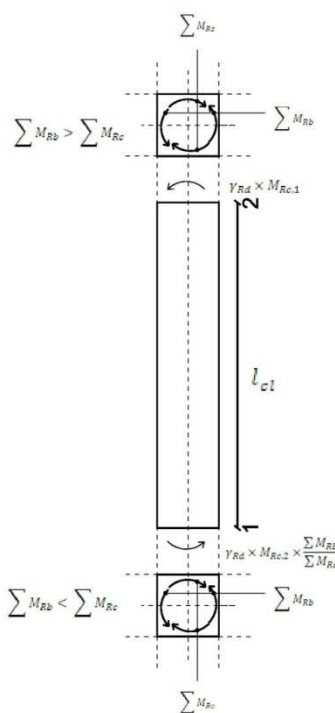
$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{RC,i} \times \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{RC}} \right) \quad (2.33)$$

Em que:

$\gamma_{Rd}$  – Coeficiente que tem em conta a sobrerresistência por endurecimento do aço e o confinamento do betão da zona de compressão da secção, considerado igual a 1,1,

$M_{RC,i}$  – Valor de cálculo do momento resistente da pilar na extremidade  $i$  no sentido do momento flector sísmico.

No entanto, como já foi dito no Capítulo sobre Ductilidade, o 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 – Parte 1 indica que o somatório de momentos resistentes dos pilares ligados ao nó deverá ser superior a 1,3 vezes o somatório de momentos resistentes das vigas ligadas ao nó ( $\sum M_{RC} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ ).



**Figura 2.27 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares (Adaptado de (4))**

Para cálculo do valor do esforço transversal á seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} \quad (2.34)$$

Segundo o 5.4.3.2.1 do Eurocódigo 8 – Parte 1, o valor do esforço normal reduzido  $\nu_d$  não deve ser superior a 0,65.

#### 2.7.4. Disposições construtivas para a ductilidade local relativas a vigas sísmicas primárias

Segundo o 5.4.3.1.2 do Eurocódigo 8 – Parte 1, deve-se considerar como zonas críticas as zonas de uma viga sísmica primária com uma extensão  $l_{cr} = h_w$ , a partir da secção transversal de extremidade na qual a viga tem ligação a um nó viga-pilar. No entanto, se uma viga sísmica primária suportar um elemento vertical descontínuo, a zona crítica deverá ser igual a  $2h_w$ .

Para verificar-se o requisito de ductilidade local nas zonas críticas, a viga deverá ter um factor de ductilidade em curvatura igual ou superior ao obtido através das expressões (2.1) ou (2.2). Pode-se considerar satisfeita esse requisito caso se cumpra as seguintes indicações:

- Na zona comprimida é colocada uma armadura de secção não inferior a metade da secção da armadura da zona traccionada.
- A taxa de armadura na zona traccionada  $\rho$  não excede um valor  $\rho_{m\acute{a}x}$  igual a:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \times \varepsilon_{sy,d}} \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.35)$$

Em que:

$\varepsilon_{sy,d}$  – Valor de cálculo da extensão de cedência do aço

Sendo  $\rho$  e  $\rho'$  as taxas de armadura da zona traccionada e da zona comprimida, normalizadas para  $bd$ . Caso a zona traccionada inclua uma laje, as armaduras da laje paralelas á viga e que se encontram no interior da largura efectiva do banzo,  $b_{eff}$ , são incluídas em  $\rho$ .

- A taxa de armadura da zona traccionada, ao longo de toda uma viga sísmica primária, não deverá ser inferior a um valor mínimo  $\rho_{min}$ :

$$\rho_{min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (2.36)$$

- Nas zonas críticas das vigas sísmicas primárias, as armaduras transversais deverão respeitar os seguintes requisitos:

- O diâmetro  $d_{bw}$  das armaduras de confinamento não deverão ser inferiores a 6mm,
- O espaçamento,  $s$ , das armaduras de confinamento (em milímetros) não deverá exceder:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \right\} \quad (2.37)$$

Em que:

$d_{bL}$  – Diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em milímetros)

- A primeira armadura de confinamento deve ser colocada a não mais de 50mm da secção de extremidade da viga

#### 2.7.5. Disposições construtivas para a ductilidade local relativas a pilares sísmicos primários

Segundo o 5.4.3.2.2 do Eurocódigo 8 – Parte 1, deve-se considerar como zonas críticas as zonas de um pilar sísmico primário com uma extensão  $l_{cr}$  (em metros), calculada da seguinte forma:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\} \quad (2.38)$$

Em que:

$h_c$  – Maior dimensão da secção transversal do pilar (em metros),

$l_{cl}$  – Comprimento livre do pilar (em metros)

Caso  $l_c/h_c < 3$ , toda a altura do pilar sísmico primário deverá ser considerada como zona crítica.

Relativamente à taxa total de armadura longitudinal, esta não deverá ser inferior a 1% nem superior a 4% (de acordo com o 5.4.3.2.2 1(P)).

De forma a verificar a ductilidade nas zonas críticas dos pilares sísmicos primários, o factor de ductilidade deverá ser, no mínimo, igual aos valores obtidos pelas expressões (2.1) ou (2.2).

Além do requisito indicado anteriormente, se na secção transversal foi atingido uma extensão no betão superior a  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ , a perda de resistência devida ao descasque do betão de recobrimento deverá ser compensada recorrendo-se a um confinamento adequado. Poderão considerar-se satisfeitos os requisitos de ductilidade local nas zonas críticas dos pilares de betão armado caso se verifique a seguinte expressão:

$$\alpha \times \omega_{wd} \geq 30 \times \mu_{\phi} \times \nu_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (2.39)$$

Em que:

$\omega_{wd}$  – Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas:

$$\omega_{wd} = \left[ \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (2.40)$$

$\mu_{\phi}$  – Valor necessário do factor de ductilidade em curvatura,

$\nu_d$  – Esforço normal reduzido de cálculo ( $\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}}$ ) (deverá ser obtido o  $\nu_d$  para o caso em que o  $N_{Ed}$  seja máximo),

$\varepsilon_{sy,d}$  – Valor de cálculo da extensão de cedência à tracção do aço,

$b_c$  – Largura bruta da secção transversal,

$b_0$  – Largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas),

$\alpha$  – Coeficiente de eficácia do confinamento, igual a  $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$

Para secções transversais rectangulares:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \times b_0 \times h_0) \quad (2.41)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \times b_0}\right) \times \left(1 - \frac{s}{2 \times h_0}\right) \quad (2.42)$$

Em que:

$h_0$  – Altura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas),

$n$  – Número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos,

$b_i$  - Distância entre varões consecutivos abraçados

A taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas,  $\omega_{wd}$ , deverá ter um valor mínimo de 0,08 na zona crítica na base dos pilares sísmicos primários.

Nas zonas críticas dos pilares sísmicos primários as armaduras transversais devem ter um diâmetro mínimo de 6mm, com um espaçamento que garanta alguma ductilidade, não superior a:

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175; 8d_{bL} \right\} \quad (2.43)$$

Em que:

$d_{bL}$  – Diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em milímetros)

$b_0$  – Dimensão mínima (em milímetros) do núcleo de betão (em relação ao eixo das cintas)

O 5.4.3.2.2 também indica que a distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou ganchos não é superior a 200mm.

#### 2.7.6. Disposições construtivas para Nós viga – pilar

Segundo o 5.4.3.3 do Eurocódigo 8 – Parte 1, as armaduras de confinamento horizontal nos nós viga – pilar deverão ser iguais ou superiores às especificadas no capítulo anterior (5.4.3.2.2(8) – (11) do Eurocódigo 8 – Parte 1).

No entanto o espaçamento entre cintas ou ganchos poderá ser aumentado para o dobro do valor obtido pela expressão (2.43), sem ultrapassar os 150mm, caso existam vigas que liguem aos quatro lados do nó cuja largura seja pelo menos  $\frac{3}{4}$  da dimensão paralela da secção transversal do pilar.

Além das indicações anteriores, deverá colocar-se um varão vertical intermédio, entre os varões de canto do pilar, em cada lado de um nó de ligação entre vigas e pilares sísmicos primários.



## 2.8. Comparação das verificações para estruturas DCL e estruturas DCM

Nas tabelas seguintes irão estar expostas as diferenças que existem entre projectos para estruturas com diferentes ductilidades.

**Tabela 2.14 - Comparação das verificações para dimensões e materiais entre DCL e DCM (vigas)**

	DCL	DCM
Dimensões	---	$b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}$
Aço	Classe B ou C	Classe B ou C
Betão	---	Superior a C16/20

**Tabela 2.15 - Comparação das verificações para dimensões e materiais entre DCL e DCM (pilares)**

	DCL	DCM
Dimensões	---	Caso $\theta > 0,1$ : $b_c \geq h_{pilar}/10$ $h_c \geq h_{pilar}/10$
Aço	Classe B ou C	Classe B ou C
Betão	---	Superior a C16/20

**Tabela 2.16 - Comparação da verificação de segurança, relativa às fundações, entre DCL e DCM**

	DCL	DCM
Fundações	Não é necessário um cálculo pela capacidade real	Os esforços nos elementos da fundação devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real, tendo em conta eventuais sobrerresistências

**Tabela 2.17 - Comparação das verificações para armadura de esforço transverso entre estruturas DCL e DCM (vigas)**

	DCL	DCM
Cálculo das armaduras de esforço transverso	$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Rd,s}}{z \times f_{ywd} \times \cot \theta}$	<p>Além de ter que respeitar o EC2 (mesmo método que DCL), terá que verificar o EC8:</p> $V_{Ed,máx,i} = \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} + \frac{(g + \Psi_2 \times q) \times l_{cl}}{2}$ <p>Calculando-se <math>\frac{A_{sw}}{s}</math> para o valor de <math>V_{Ed,máx,i}</math></p>
Taxa de armadura de esforço transverso	$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin \alpha}$	
Valor mínimo para a taxa de armadura de esforço transverso	$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$	
Espaçamento máximo entre armaduras de esforço transverso	$s_{l,máx} = 0,75d(1 + \cot \alpha)$	
Espaçamento máximo entre armaduras de esforço transverso – zona crítica	Não é contemplada a zona crítica para estruturas DCL	$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \right\}$
Diâmetro mínimo das armaduras de esforço transverso – zona crítica	---	6mm

**Tabela 2.18 - Comparação das verificações para armadura de esforço transversal entre estruturas DCL e DCM (pilares)**

	DCL	DCM
Cálculo das armaduras de esforço transversal	$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Rd,s}}{z \times f_{ywd} \times \cot \theta}$	<p>Além de ter que respeitar o EC2 (mesmo método que DCL), terá que verificar o EC8:</p> $V_{Ed} = \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}}$ <p>Calculando-se <math>\frac{A_{sw}}{s}</math> para o valor de <math>V_{Ed}</math></p>
Taxa de armadura de esforço transversal	$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin \alpha}$	
Valor mínimo para a taxa de armadura de esforço transversal	$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$	
Espaçamento máximo entre armaduras de esforço transversal	$s_{cl,m\acute{a}x} = \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ vezes o di\`ametro m\`ınimo dos var\`oes longitudinais} \\ \text{a menor dimens\~ao do pilar} \\ 300mm \end{array} \right.$	
Espaçamento máximo entre armaduras de esforço transversal – zona crítica	60% de $s_{cl,m\acute{a}x}$	$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175; 8d_{bL} \right\}$
Diâmetro mínimo das armaduras de esforço transversal	6mm ou ¼ do diâmetro máximo dos varões longitudinais	
Diâmetro mínimo das armaduras de esforço transversal – zona crítica	---	6mm

**Tabela 2.19 - Comparação das verificações para armadura longitudinal entre estruturas DCL e DCM (vigas)**

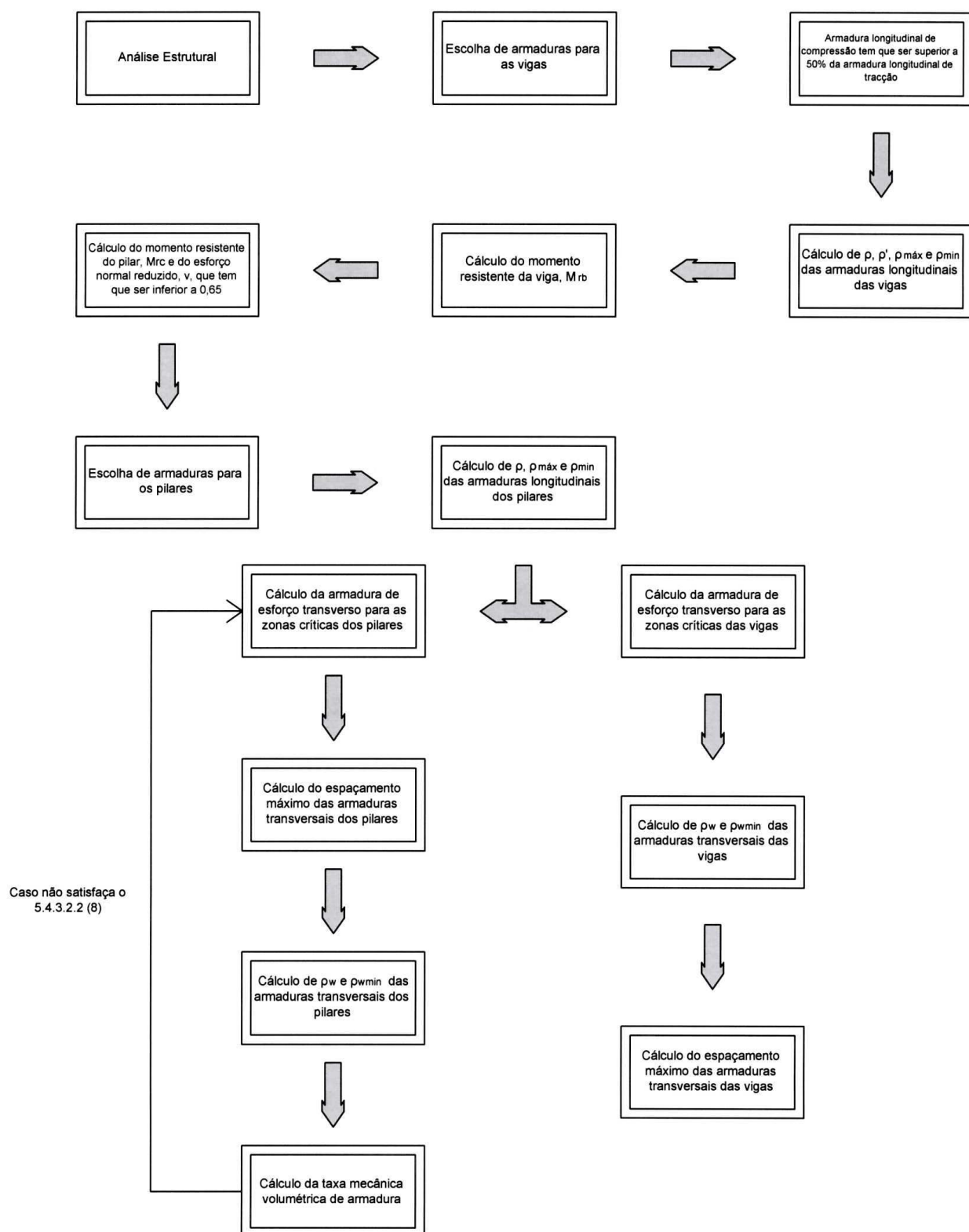
	DCL	DCM
Cálculo das armaduras longitudinais	<p>Pode-se calcular pelas tabelas de betão armado:</p> $A_s = \omega_{tot} \times \frac{b \times h}{f_{yd}/f_{cd}}$	<p>Calculado pelo mesmo método que DCL, tendo que respeitar:</p> $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$
Valor mínimo de armadura longitudinal	$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$	$A_{s \text{ compressão}} \geq 50\% \times A_{s \text{ de tracção}}$
Valor máximo de armadura longitudinal	$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c$	
Taxa de armadura longitudinal	---	$\rho = \frac{A_{s \text{ de tracção}}}{b \times d}$ $\rho' = \frac{A_{s \text{ de compressão}}}{b \times d}$
Valor máximo para a taxa de armadura longitudinal – zona crítica	---	$\rho_{máx} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \times \varepsilon_{sy,d}} \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Valor mínimo para a taxa de armadura longitudinal – zona crítica	---	$\rho_{min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$
Distância máxima entre varões abraçados	---	
Diâmetro mínimo das armaduras longitudinais – zona crítica	---	6mm

**Tabela 2.20 - Comparação das verificações para armadura longitudinal entre estruturas DCL e DCM (pilares)**

	DCL	DCM
Cálculo das armaduras longitudinais	<p>Pode-se calcular pelas tabelas de betão armado:</p> $A_s = \omega_{tot} \times \frac{b \times h}{f_{yd}/f_{cd}}$	<p>Calculado pelo mesmo método que DCL, tendo que respeitar:</p> $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$
Valor mínimo de armadura longitudinal	$A_{s,min} = \frac{0,10 \times N_{Ed}}{f_{yk}} \text{ ou } 0,002A_c \text{ caso este valor seja maior}$	
Valor máximo de armadura longitudinal	$A_{s,m\acute{a}x} = 0,04 \times A_c$	
Taxa de armadura longitudinal	---	$\rho = \rho' = \frac{A_s}{b \times h}$
Valor máximo para a taxa de armadura longitudinal – zona crítica	---	$\rho_{m\acute{a}x} = 0,04$
Valor mínimo para a taxa de armadura longitudinal – zona crítica	---	$\rho_{min} = 0,01$
Esforço normal reduzido máximo	---	$\nu_d \geq 0,65$
Distância máxima entre varões abraçados	150mm	200mm
Diâmetro mínimo das armaduras longitudinais	10mm	10mm

Como pode ser confirmado pelas tabelas anteriores, as principais diferenças entre os requisitos para estruturas de baixa ductilidade e estruturas de média ductilidade são ao nível dos espaçamentos das armaduras transversais e taxas de armaduras longitudinais, sendo a estrutura de ductilidade DCM bastante mais restritiva, pois além de ter que respeitar as verificações impostas pelo Eurocódigo 2, também tem mais algumas verificações no Eurocódigo 8. As verificações que o Eurocódigo 8 – Parte 1 impõe para estruturas DCM são com o objectivo principal de evitar a rotura por corte e formação de rótulas plásticas nas vigas (impondo momentos resistentes nos pilares 30% superiores aos das vigas que neles se apoiam), evitando assim o mecanismo plástico de piso flexível.

Na página seguinte apresenta-se um fluxograma que reflecte a ordem dos procedimentos que deverão ser efectuados de forma a cumprir as disposições construtivas exigidas pelo Eurocódigo 8 – Parte 1, para estruturas de média ductilidade (DCM):



**Figura 2.28 - Procedimento para verificar estruturas de classe de ductilidade DCM**

### 3. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR

Para esta dissertação recorreu-se à análise estática não linear das estruturas (*pushover*), nomeadamente o método N2. Segundo o 4.3.3.4.2 do Eurocódigo 8 – Parte 1, a análise em *pushover* é uma análise estática não linear sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico. Estas análises estão divididas em três fases (7):

- Definição da capacidade resistente estrutural, aplicando incrementalmente cargas ou deslocamentos horizontais,
- Definição da acção sísmica e da resposta final, obtendo-se o ponto de desempenho sísmico ou de deslocamento – alvo,
- Avaliação do desempenho da estrutura quando se atinge os pontos referidos no passo anterior.

Um dos métodos de análise não linear é o método N2, um método que apresenta-se no formato de aceleração – deslocamento, com a vantagem de ser bastante gráfico, e que é o adoptado pelo Eurocódigo 8. No Anexo B do Eurocódigo 8 – Parte 1 estão descritos os passos necessários para aplicação deste método:

#### **Passo 1 - Generalidades**

Procede-se inicialmente á modelação estrutural e aplicação de um espectro de resposta sobre a estrutura. Determina-se a curva de capacidade da estrutura, através da relação entre a força de corte na base e o deslocamento de controlo (pode ser considerado no centro de gravidade do ultimo piso), para valores de deslocamento entre 0 e o valor correspondente a 150% do deslocamento – alvo. No entanto, apenas se sabe qual o valor do deslocamento – alvo após a transformação da estrutura num sistema de 1 grau de liberdade e determinação do período correspondente. Pode-se então admitir um valor para o deslocamento – alvo baseado na opinião do projectista, ou através de uma aproximação designada “*Igualdade de Deslocamentos*”, em que o deslocamento inelástico espectral é igual ao deslocamento espectral elástico (8).

A distribuição de forças laterais normalizadas,  $\bar{F}_i$  é dada pela seguinte expressão:

$$\bar{F}_i = \bar{m}_i \phi_i \quad (3.1)$$



Em que:

$\bar{m}_i$  – Massa do piso  $i$ ,

$\phi_i$  – Deslocamentos normalizados.

Os deslocamentos são normalizados para que  $\phi_n = 1$ , em que  $n$  é o nó de controlo. Em consequência,  $\bar{F}_n = \bar{m}_n \phi_n$ .

## **Passo 2 – Transformação num sistema equivalente de um só grau de liberdade**

Como se quantificou a acção sísmica através de espectros de resposta, deve-se transformar o sistema de  $n$  graus de liberdade num sistema de um grau de liberdade. Calcula-se a massa de um sistema equivalente com um só grau de liberdade através da seguinte expressão:

$$m^* = \sum \bar{m}_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (3.2)$$

O coeficiente de transformação,  $\Gamma$ , é obtido por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum \bar{m}_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (3.3)$$

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

$$F^* = \frac{F_d}{\Gamma} \quad (3.4)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (3.5)$$

Em que:

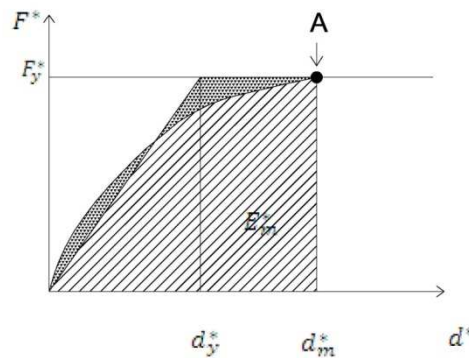
$F_d$  – Força de corte na base do sistema com vários graus de liberdade,

$d_n$  – Deslocamento do nó de controlo do sistema com vários graus de liberdade.

Desta forma, obtém-se o espectro da curva de capacidade resistente para um grau de liberdade.

### **Passo 3 – Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto – perfeitamente plástica**

A força de cedência  $F_y^*$ , que representa a resistência última do sistema idealizado, é igual à força de corte na base para formação do mecanismo plástico, ou seja, é o valor máximo que se obtém na expressão (3.4). De forma a obter-se o deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado com um só grau de liberdade,  $d_y^*$ , determina-se a rigidez do sistema de tal forma que sejam iguais as áreas sob as curvas força/deformação reais e idealizadas, como demonstrado na seguinte figura:



**Figura 3.1 - Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto – perfeitamente plástica, em que A representa a formação do mecanismo plástico (Adaptado de (4))**

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.6)$$

Em que:

$E_m^*$  - Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.

#### **Passo 4 – Determinação do período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade**

O período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade,  $T^*$ , é determinado pela seguinte expressão:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \times d_t^*}{F_t^*}} \quad (3.7)$$

#### **Passo 5 – Determinação do deslocamento – alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade**

O deslocamento – alvo da estrutura para o período  $T^*$ , é obtido pela seguinte expressão:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.8)$$

Em que:

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

A determinação do deslocamento – alvo depende das características dinâmicas do sistema, utilizando-se diferentes expressões para as estruturas de baixo período (inferior a  $T_c$ ) e para estruturas com períodos médios ou longos (superior ou igual a  $T_c$ ).

Para períodos curtos  $T^* < T_c$ :

Caso  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ , a resposta é elástica, determinando-se o deslocamento – alvo da seguinte maneira:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.9)$$

Caso  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ , a resposta não é linear, determinando-se o deslocamento – alvo da seguinte maneira:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (3.10)$$

Em que:

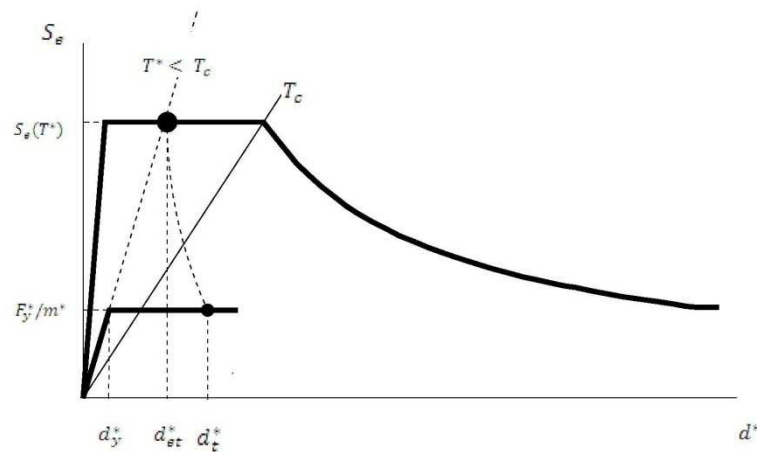
$q_u$  - Relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado  $S_e(T^*)$  e na estrutura com resistência limitada  $F_y^*/m^*$ .

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \times m^*}{F_y^*} \quad (3.11)$$

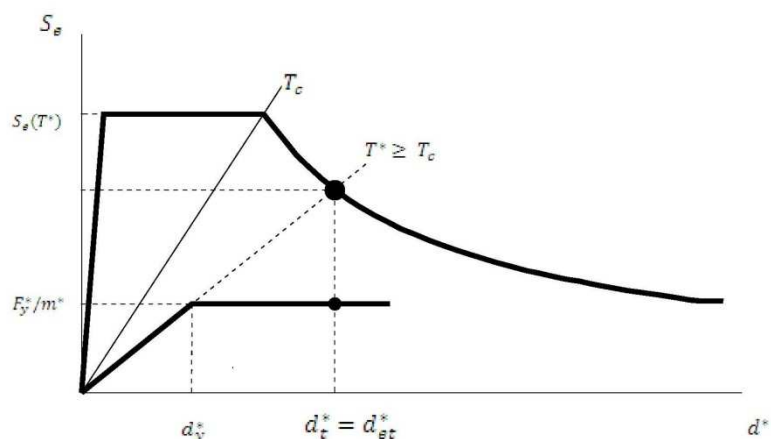
O Eurocódigo 8 indica que não é necessário tomar  $d_t^*$  com valor superior a  $3d_{et}^*$ .

Para períodos médios e longos  $T^* \geq T_c$ :

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.12)$$



**Figura 3.2 – Determinação do deslocamento – alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade – períodos curtos (Adaptado de (4))**



**Figura 3.3 - Determinação do deslocamento – alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade – períodos médios e longos (Adaptado de (4))**

### **Passo 6 – Determinação do deslocamento – alvo para o sistema com vários graus de liberdade**

O deslocamento – alvo para o sistema com vários graus de liberdade, correspondente ao nó de controlo, é obtido por:

$$d_t = \Gamma \times d_t^* \quad (3.13)$$

Após obtenção do deslocamento – alvo, aplica-se à estrutura uma distribuição de forças igual à indicada no Passo 1, até atingir  $150\%d_t$ , analisando depois os deslocamentos inter-pisos, rotações e esforços.

Antes de se ter feito o Caso de Estudo, realizou-se uma série de estudos de sensibilidade de forma a explorar algumas situações de projecto e quais as suas consequências para o comportamento sísmico da estrutura.

### 3.1. Estudo de Sensibilidade

Após a abordagem de alguns requisitos e disposições construtivas impostas pelos Eurocódigos, proceder-se-á ao dimensionamento de um pórtico de uma estrutura em betão armado, de modo a serem realizados estudos, que permitirão compreender melhor as consequências de ligeiras alterações de alguns parâmetros, para o comportamento sísmico da estrutura.

Para realização da análise e modelação estrutural recorreu-se a um programa de cálculo automático, SAP 2000 (12), e para a realização da análise estática não – linear recorreu-se ao programa Seismostruct (13).

Pretende-se fazer a comparação entre o comportamento sísmico de um pórtico irregular em altura e com dois tramos, dimensionado para DCL e DCM. Também será feita outra comparação, para a mesma estrutura, com coeficientes de confinamento diferentes, de forma a compreender-se a importância do confinamento no comportamento global da estrutura.

#### **Materiais**

Os materiais utilizados no pórtico, e suas características, encontram-se na seguinte tabela:

**Tabela 3.1 - Materiais utilizados no pórtico para o estudo de sensibilidade**

<b>Betão – C30/37</b>	
$f_{ck}$	30 MPa
$f_{cd}$	20 MPa
$f_{ctm}$	2.9 MPa
$E_{cm}$	33 GPa
<b>Aço – A400NR</b>	
$f_{yk}$	400 MPa
$f_{syd}$	348 MPa
$E_s$	200GPa
$\varepsilon_{syd}$	$1.74 \times 10^{-3}$

#### **Elementos Estruturais**

As dimensões e comprimentos dos elementos estruturais do pórtico encontram-se nas seguintes tabelas:

**Tabela 3.2 - Dimensões dos elementos estruturais do pórtico para o estudo de sensibilidade**

Elemento Estrutural	<i>b</i> (m)	<i>h</i> (m)
Pilar	0,30	0,60
Viga	0,30	0,50

**Tabela 3.3 - Comprimento dos elementos estruturais do pórtico para o estudo de sensibilidade (medido ao eixo)**

Elemento Estrutural	Comprimento (m)
Pilar (1º Piso)	4,0
Pilar (2º e 3º Piso)	3,0
Vigas	5,0

### **Acções**

As acções aplicadas no pórtico encontram-se na seguinte tabela:

**Tabela 3.4 - Acções aplicadas na viga para o estudo de sensibilidade**

Acção	Valor
Permanente	5 m x 5 KN/m <sup>2</sup> = 25 KN/m
Sobrecarga	5 m x 3 KN/m <sup>2</sup> = 15 KN/m

O valor da sobrecarga indicado na tabela anterior foi retirado do Quadro 6.2 do Eurocódigo 1 – Parte 1, para escritórios (categoria B).

Relativamente às combinações de acções, considerou-se para o dimensionamento do pórtico as seguintes combinações:

Equilíbrio Estático (EQU):

$$\gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (3.14)$$

Em que:

$\gamma_{G,j}$  – Coeficiente parcial para acções permanentes (igual a 1,35),

$G_{k,j}$  – Valor característico da acção permanente,

$\gamma_{Q,1}$  – Coeficiente parcial para a acção variável de base (igual a 1,50),

$Q_{k,1}$  – Valor característico da variável de base,

$\gamma_{Q,i}$  – Coeficiente parcial para as restantes acções variáveis (igual a 1,50),

$\Psi_{0,i}$  - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável,

$Q_{k,i}$  – Valor característico das restantes acções variáveis.

#### Sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (3.15)$$

Em que:

"P" – Valor representativo de uma acção de pré-esforço,

" $A_{Ed}$ " - Valor de cálculo de uma acção sísmica, em que  $A_{Ed} = \gamma_I \times A_{Ek}$ . Como o pórtico analisado pertence a uma estrutura corrente, o coeficiente de importância,  $\gamma_I$ , é igual á unidade,

$\Psi_{2,i}$  - Coeficiente para a determinação do valor quase – permanente de uma acção variável. Neste caso, como a estrutura pertence á categoria B (escritórios),  $\Psi_{2,i} = 0,3$ , segundo o quadro A1.1 do Eurocódigo 0.

#### Zonamento Sísmico e Tipo de Terreno

O pórtico a analisar faz parte de uma estrutura localizada em Lagos, num terreno tipo C. Para obtenção do espectro de cálculo, os valores dos parâmetros nas expressões (2.10) a (2.13) impostos pelo Eurocódigo 8 são os seguintes:

**Tabela 3.5 - Parâmetros a considerar para obtenção do espectro de cálculo**

<b>Zona Sísmica – 1.1 (terreno tipo C)</b>	
$a_{gR}$	2,5 m/s <sup>2</sup>
$S_{m\acute{a}x}$	1,6
$T_B$	0,1 s
$T_C$	0,6 s
$T_D$	2,0 s
<b>Zona Sísmica – 2.3 (terreno tipo C)</b>	
$a_{gR}$	1,7 m/s <sup>2</sup>
$S_{m\acute{a}x}$	1,6
$T_B$	0,1 s
$T_C$	0,25 s
$T_D$	2,0 s

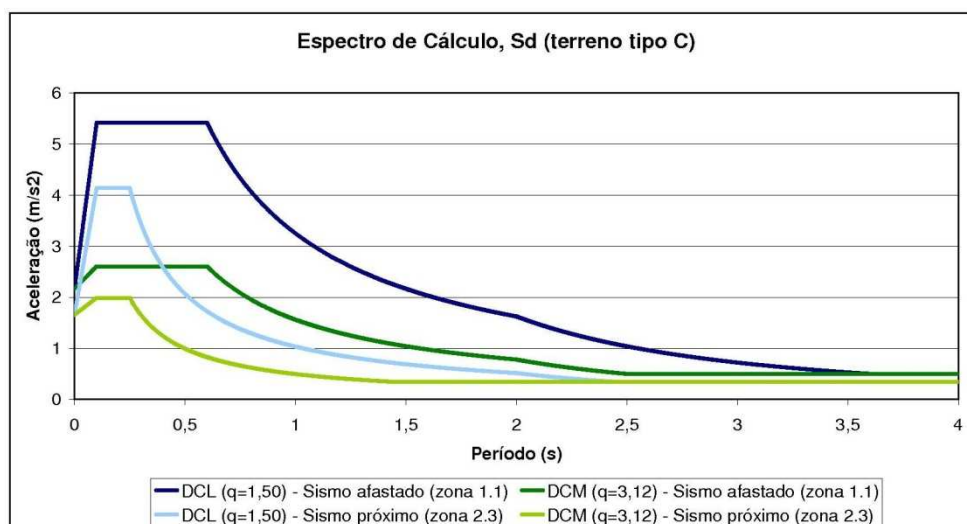


Relativamente ao coeficiente de comportamento, os valores utilizados encontram-se na seguinte tabela:

**Tabela 3.6 - Coeficiente de Comportamento do pórtico para o estudo de sensibilidade**

Classe de Ductilidade	Coeficiente de Comportamento, $q$
DCL	1,5
DCM	$3,0 \times 1,3 \times (1 - 0,20) = 3,12$

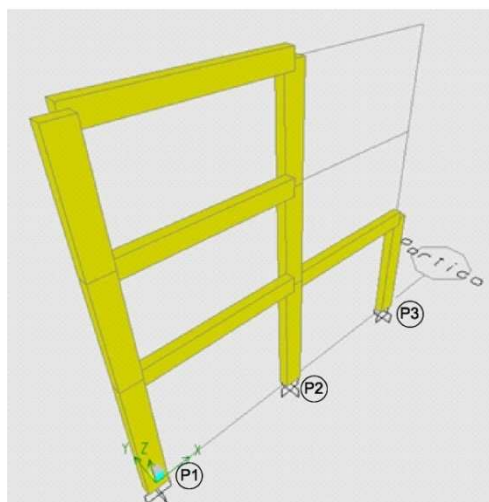
Desta forma, foram obtidos os seguintes espectros de cálculo:



**Figura 3.4 - Espectros de Cálculo para sismo próximo (zona 2.3) e sismo afastado (zona 1.1), num terreno tipo C**

### Análise Estrutural

Como pode ser observado, o sismo próximo será sempre menos condicionante que o afastado, de forma que se dimensionou o pórtico para este último. Quanto ao dimensionamento das fundações para as estruturas de classe de ductilidade DCM, ignorou-se o disposto no 4.4.2.6. (2)P, assumindo que os pilares no 1º piso encontravam-se perfeitamente encastrados. A modelação da estrutura encontra-se representado na seguinte figura:



**Figura 3.5 - Pórtico em estudo (SAP 2000)**

Para confirmar a modelação foi feita uma validação deste com base nas reacções verticais nas fundações do pórtico:

**Tabela 3.7 - Validação da modelação estrutural, com base nas reacções verticais nas fundações**

Elemento Estrutural	Carga – Manual	Carga – SAP
Pilares	135KN	---
Vigas	66KN	---
Acção exercida no pórtico pela carga permanente	500KN	---
Acção exercida no pórtico pela sobrecarga	300KN	---
Acção exercida no pórtico (acção de base = sobrecarga)	1396KN	1372KN
<b>Erro = 1,7%</b>		

O erro é bastante pequeno, de forma que pode-se considerar que a estrutura introduzida no programa de cálculo automática corresponde à idealizada.

Deste modo, obteve-se as seguintes frequências e períodos:

**Tabela 3.8 - Período, Frequência e Participação Modal**

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Participação Modal – Translação em x		Participação Modal – Translação em z	
			%	% Acumulado	%	% Acumulado
1	0,4677	2,1383	82,74	82,74	0	0
2	0,1701	5,8792	16,42	99,15	0	0
3	0,078	12,8224	0,84	99,99	0	0
4	0,0502	19,934	0	99,99	60,97	60,97
5	0,047	21,3014	0	99,99	21,99	82,97
6	0,0272	36,798	0	99,99	0	82,97
7	0,0223	44,929	0	100,00	12,37	95,34

O período fundamental da estrutura é igual a 0,4677 segundos, situando-se no patamar de aceleração constante. Isto significa que o pórtico irá sofrer o valor máximo de acelerações espectrais.

Foi também realizada a verificação dos deslocamentos máximos regulamentares, relativamente à limitação de danos imposta pelo 4.4.3 do Eurocódigo 8 – Parte 1.

**Tabela 3.9 - Verificação à limitação de danos do pórtico**

Piso	Deslocamento Relativo – Sismo Afastado $d_{r,v}$ (cm)	Deslocamento Relativo – Sismo Próximo $d_{r,v}$ (cm)	Deslocamento máximo $0,005h$ (cm)
1	0,434	0,347	2
2	0,453	0,357	1,5
3	0,36	0,287	1,5

Como se observa, confirma-se o disposto no 4.4.3.

### **Dimensionamento do Pórtico**

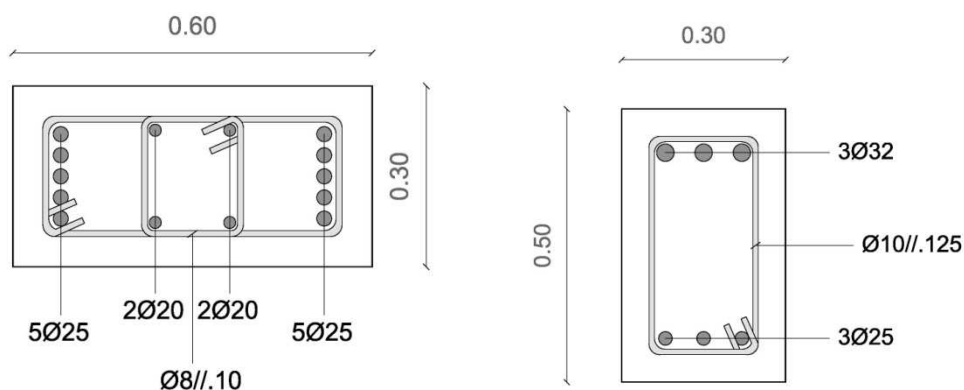
Após estas verificações iniciais, procedeu-se ao dimensionamento do pórtico para uma estrutura de classe de ductilidade baixa (DCL), obtendo-se as seguintes armaduras:

**Tabela 3.10 - Armadura Longitudinal do pórtico para classe de ductilidade DCL**

Elemento Estrutural		Armadura necessária	Armadura Adoptada	
Pilares		45,95 cm <sup>2</sup>	[5Φ25]x2+[2Φ20]x2	49,09 + 12,57 = 61,66 cm <sup>2</sup>
Vigas	Fibra Superior	24,10 cm <sup>2</sup>	3Φ32	24,13 cm <sup>2</sup>
	Fibra Inferior	13,10 cm <sup>2</sup>	3Φ25	14,73 cm <sup>2</sup>

**Tabela 3.11 - Armadura Transversal do pórtico para classe de ductilidade DCL**

Elemento Estrutural		Armadura necessária	Armadura Adoptada	
Pilares		9,50 cm <sup>2</sup> /m	Φ8//0.10	10,06 cm <sup>2</sup> /m
Vigas		11,36 cm <sup>2</sup> /m	Φ10//0.125	12,56 cm <sup>2</sup> /m



**Figura 3.6 - Pormenorização da secção dos pilares e vigas do pórtico (DCL)**

Relativamente ao dimensionamento do pórtico para uma estrutura de ductilidade média (DCM), obteve-se as seguintes armaduras, após verificação das disposições construtivas impostas pelo Eurocódigo 8 para esta classe de ductilidade:

**Tabela 3.12 - Armadura Longitudinal do pórtico para classe de ductilidade DCM**

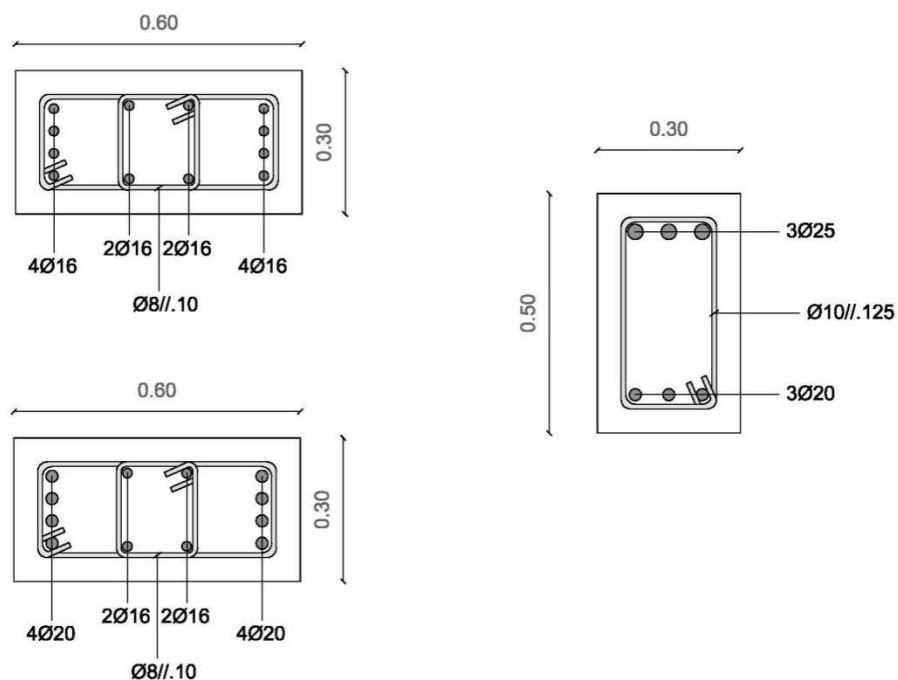
Elemento Estrutural		Armadura necessária (cm <sup>2</sup> )	Armadura Adoptada (cm <sup>2</sup> )	
Pilar – P1		15,54	[4Φ16]x2+[2Φ16]x2	16,08 + 8,04 = 24,12
Pilar – P2		14,24	[4Φ20]x2+[2Φ16]x2	25,13 + 8,04 = 33,17
Pilar – P3		22,41	[4Φ20]x2+[2Φ16]x2	25,13 + 8,04 = 33,17
Vigas	Fibra Superior	13,84	3Φ25	14,73
	Fibra Inferior	5,80	3Φ20	9,42

**Tabela 3.13 - Armadura Transversal do pórtico para classe de ductilidade DCM**

Elemento Estrutural	Armadura necessária (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura Adoptada (cm <sup>2</sup> /m)	
Pilares	0	Φ8//0.20	5,02
Vigas	9,9	Φ8//0.10	10,06

**Tabela 3.14 - Armadura Transversal do pórtico para classe de ductilidade DCM – zona crítica**

Elemento Estrutural	Armadura Adoptada (cm <sup>2</sup> /m)	
Pilares	Φ8//0.10	10,06
Vigas	Φ10//0.125	12,56



**Figura 3.7 - Pormenorização dos pilares e vigas do pórtico (DCM – zona crítica)**

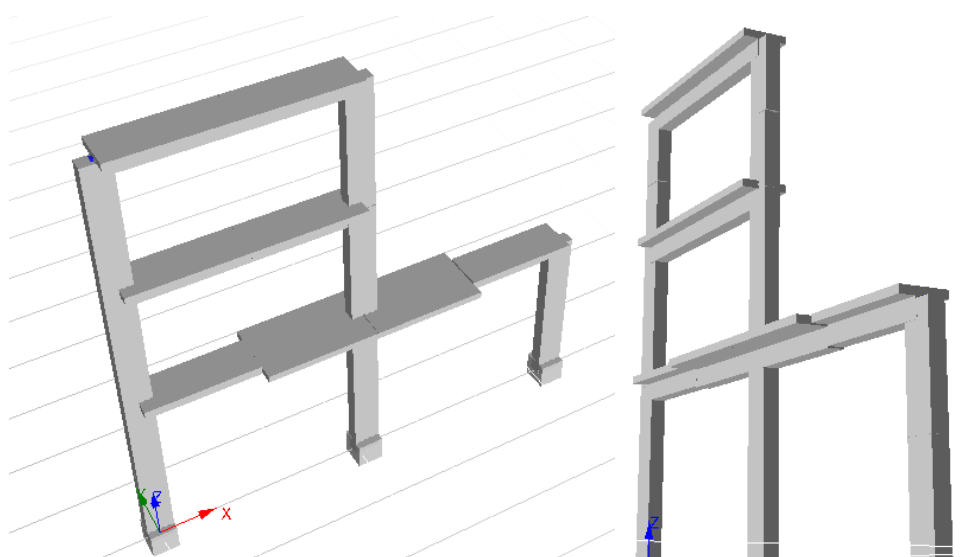
Considera-se a zona crítica dos elementos estruturais, constituintes do pórtico em estudo, as seguintes extensões, a partir da face da secção transversal de extremidade na qual o elemento tem ligação (como descrito no Subcapítulo relativo à regulamentação sobre estruturas DCM da presente dissertação):

**Tabela 3.15 - Extensão da zona crítica dos elementos estruturais do pórtico**

Elemento Estrutural	Extensão da zona crítica (m)
Pilares	0,67
Vigas	0,50

### 3.1.1. Análise Não – Linear do Pórtico – Comparação entre classe de ductilidade DCL e DCM

Após o dimensionamento do pórtico, recorreu-se ao programa Seismostruct de modo a realizar-se uma análise não – linear do mesmo, segundo o método N2. Inicialmente modelou-se o pórtico no programa, de acordo com a seguinte figura:



**Figura 3.8 – Pórtico em estudo (Seismostruct)**

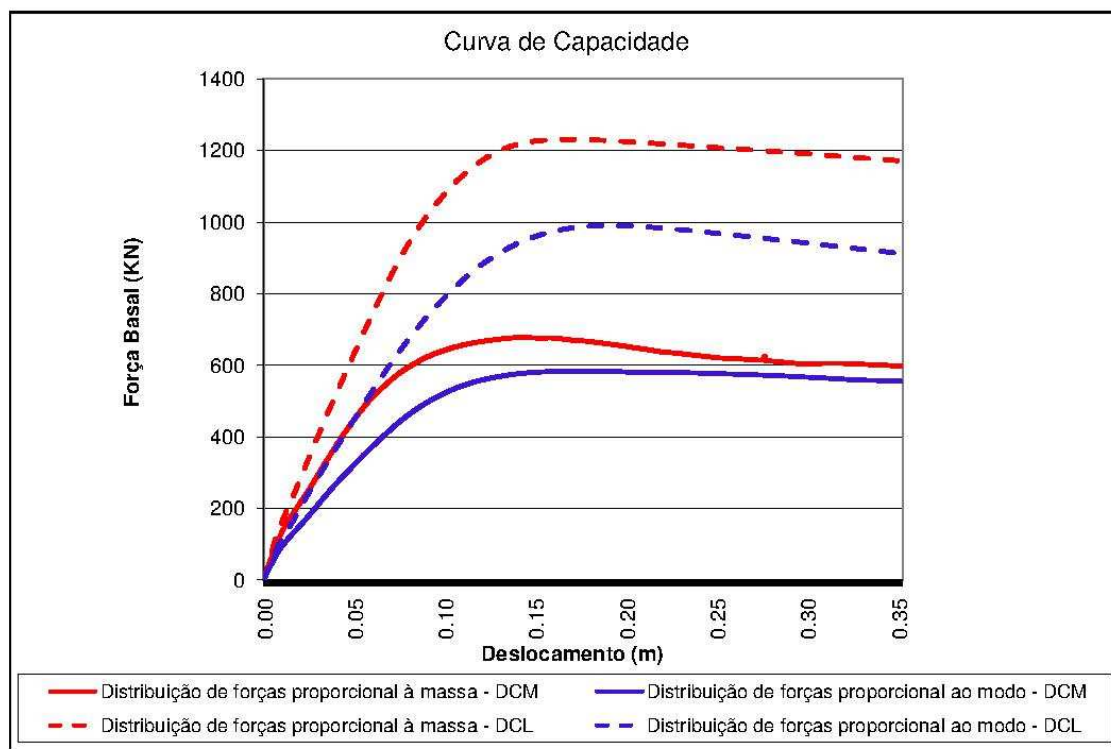
Para a análise não – linear do pórtico, foi modelada no Seismostruct a mesma estrutura que no SAP 2000, no entanto teve-se em conta o efeito rigidificador da laje em toda a extensão da viga, e não apenas na zona crítica, como descrito anteriormente no Subcapítulo relativo à regulamentação de estruturas DCM. De forma a poder-se efectuar uma comparação mais exacta entre os resultados do pórtico dimensionado com classe de ductilidade DCL e DCM, optou-se por considerar o efeito rigidificador da laje também na situação de classe de ductilidade DCL.

Após modelação da estrutura, procedeu-se ao 1º passo do método N2, indicado no início deste capítulo. Obteve-se as curvas de capacidade, para distribuição de forças uniforme (proporcional à massa) e para distribuição de forças triangular (proporcional ao modo, em que os deslocamentos são normalizados para que  $\phi_n = 1$ ), assumindo o deslocamento de controlo

igual a 0,35m. Considerou-se que a massa do 1º piso é sensivelmente o dobro dos restantes (visto que este é de dois tramos).

**Tabela 3.16 - Deslocamentos e distribuição de forças laterais dos pisos**

Piso	Massa do piso $m_i$ (ton)	Deslocamentos do 1º Modo $\phi_1$ (m)	Deslocamentos normalizados $\phi_i$ (m)	Distribuição de forças laterais normalizadas $\bar{F}_n$ (KN)
1	68,6	0,06037	0,3452674	23,685
2	34,3	0,1244	0,711467	24,403
3	34,3	0,17485	1	34,3



**Figura 3.9 - Curvas de Capacidade para DCL e DCM**

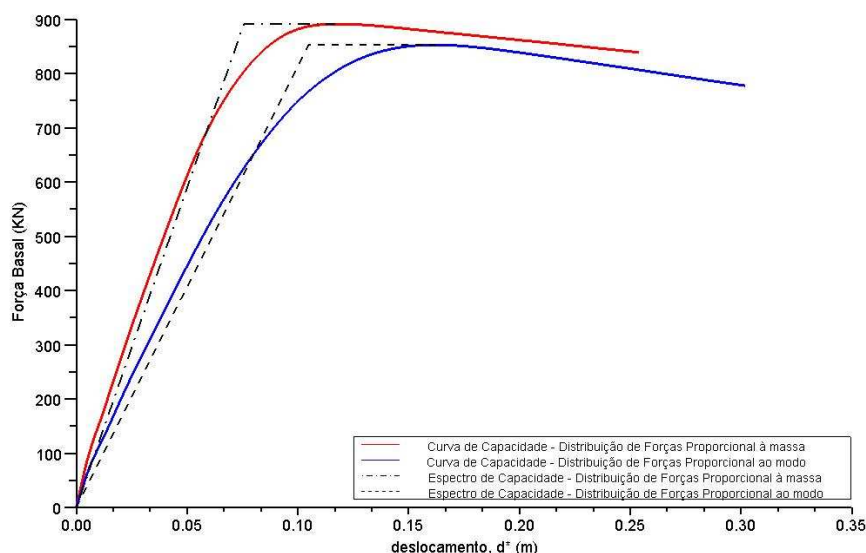
Como é possível analisar, o pórtico dimensionado com classe de ductilidade DCL tem muito mais resistência que o dimensionado pelo DCM, o que já era espectável, visto que os elementos estruturais dimensionados segundo as regras de DCL dependem apenas da sua reserva de resistência para suportar a acção sísmica, ao contrário dos elementos dimensionados segundo as regras de DCM, que além da sua capacidade resistente têm também uma boa capacidade de dissipação de energia.

De seguida transformou-se o sistema de  $n$  graus de liberdade para um sistema de um grau de liberdade, como indicado no 2º passo do método N2, que será igual tanto para estruturas de classe de ductilidade DCL como para DCM (visto que a massa e deslocamentos normalizados da estrutura são os mesmos).

**Tabela 3.17 - Coeficiente de transformação**

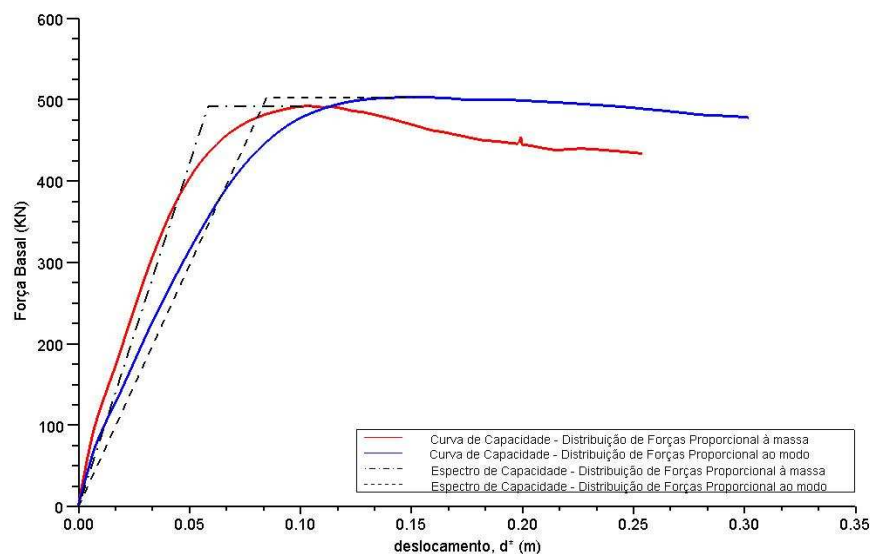
Curva de Capacidade	Coeficiente de transformação $\Gamma$
Distribuição proporcional à massa	1,3768
Distribuição proporcional ao modo	1,1599

Após obtenção do coeficiente de transformação, obteve-se a curva de capacidade resistente para o sistema de um grau de liberdade, através da determinação da Força de corte na base do sistema com um grau de liberdade,  $F_d$ , e o deslocamento do nó de controlo do sistema com um grau de liberdade,  $d_n$ . Após o cálculo desses parâmetros, determinou-se a força de cedência,  $F_y^*$ , que representa a formação da primeira rótula plástica, e o deslocamento respectivo,  $d_m^*$ , como indicado no 3º passo do método N2. Dessa forma, determina-se o deslocamento no limite de plasticidade do sistema de um só grau de liberdade,  $d_y^*$ , calculando-se a rigidez do sistema de modo a que sejam iguais as áreas sob a curva de capacidade e espectro de capacidade.



**Figura 3.10 - Espectro de Capacidade do pórtico para DCL**





**Figura 3.11 - Espectro de Capacidade do pórtico para DCM**

**Tabela 3.18 - Parâmetros do Espectro de Capacidade**

Classe de ductilidade		$F_y^*$ (KN)	$d_m^*$ (m)	$d_y^*$ (m)	$E_m^*$
Distribuição de forças proporcional à massa	DCL	893,8	0,122	0,076	74,86
	DCM	492,5	0,105	0,058	37,18
Distribuição de forças proporcional ao modo	DCL	854,1	0,164	0,105	95,31
	DCM	503	0,152	0,085	55,03

Após obtenção do espectro de capacidade, procede-se para o 4º passo, que consiste na determinação do período do sistema com um só grau de liberdade,  $T^*$ .

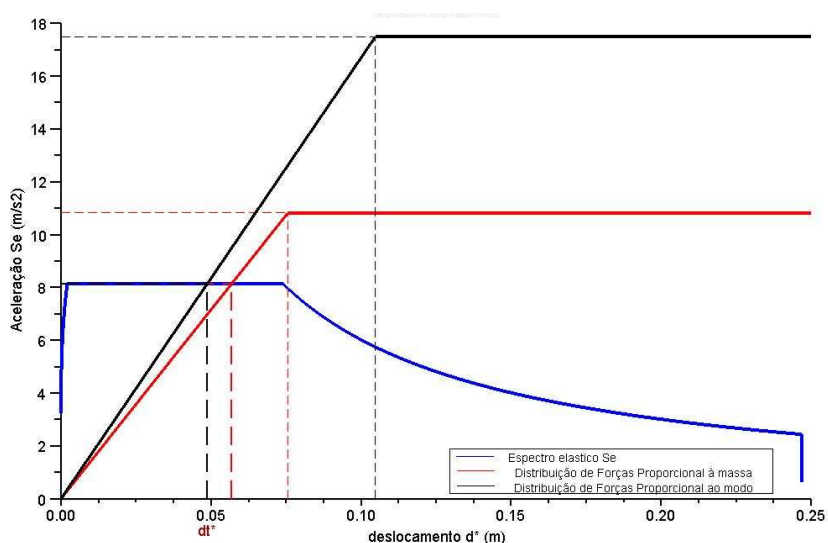
**Tabela 3.19 - Período do sistema com um só grau de liberdade**

Classe de ductilidade		$T^*$ (s)
Distribuição de forças proporcional à massa	DCL	0,5260
	DCM	0,6213
Distribuição de forças proporcional ao modo	DCL	0,4868
	DCM	0,5696

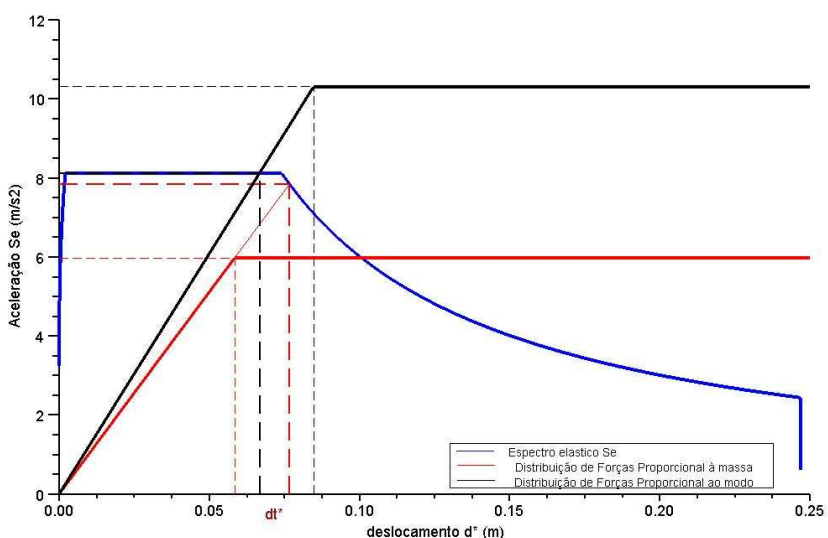
Uma vez calculados os parâmetros anteriores, procede-se à determinação do deslocamento – alvo para o sistema com um só grau de liberdade,  $d_t^*$ , para o período  $T^*$ , como descrito no 5º passo do método N2. A aceleração espectral elástica para o período do sistema de um só grau de liberdade,  $S_e(T^*)$ , é calculada segundo as expressões (2.6) a (2.9).

**Tabela 3.20 - Deslocamento - alvo para o sistema com um só grau de liberdade**

Classe de ductilidade		$T^*$ (s)		$S_e(T^*)$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_y^*/m^*$ (m/s <sup>2</sup> )	$d_{et}^*$ (m)	$d_t^*$ (m)
Distribuição de forças proporcional à massa	DCL	0,5260	$T^* < T_c$	8,125	$10,85 > 8,125$	0,057	0,057
	DCM	0,6213	$T^* \geq T_c$	7,85	---	0,077	0,077
Distribuição de forças proporcional ao modo	DCL	0,4868	$T^* < T_c$	8,125	$17,52 > 8,125$	0,049	0,049
	DCM	0,5696	$T^* < T_c$	8,125	$10,32 > 8,125$	0,067	0,067



**Figura 3.12 - Deslocamento - Alvo do sistema de um só grau de liberdade, para DCL**

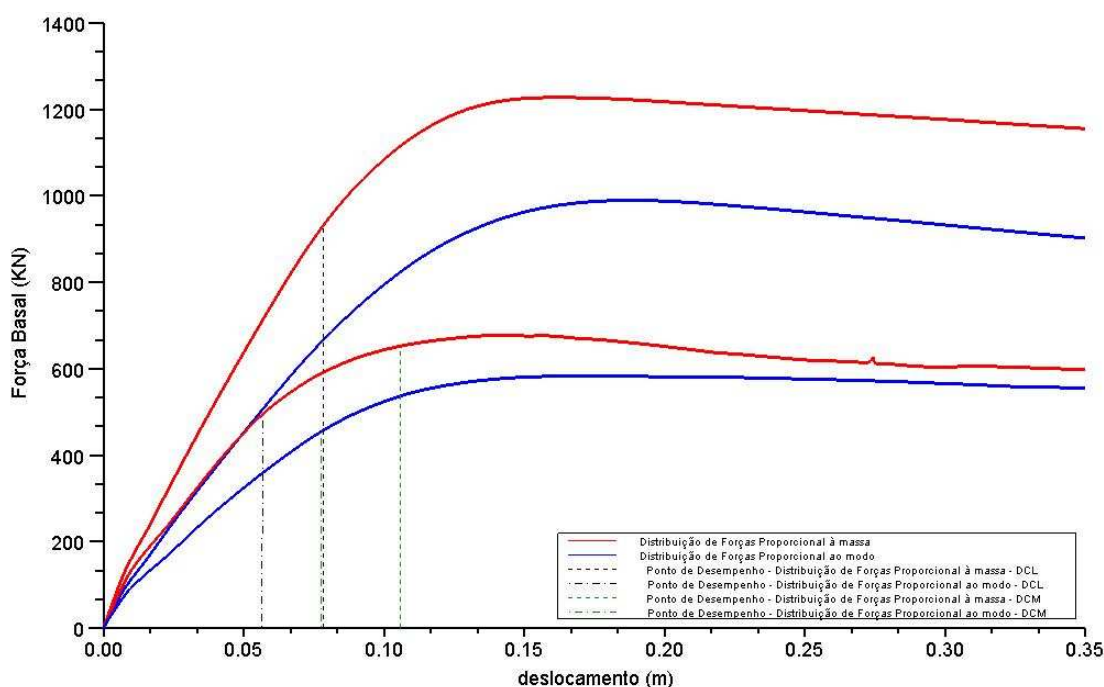


**Figura 3.13 - Deslocamento - Alvo do sistema de um só grau de liberdade, para DCM**

Com o deslocamento – alvo do sistema de um só grau de liberdade, é possível obter-se o deslocamento – alvo para o sistema inicialmente idealizado, com  $n$  graus de liberdade, como descrito no 6º passo do método N2.

**Tabela 3.21 - Deslocamento - Alvo do sistema idealizado**




Classe de ductilidade		$d_t$ (m)	$d_t \times 150\%$ (m)
Distribuição de forças proporcional á massa	DCL	0,078	<b>0,117</b>
	DCM	0,106	<b>0,158</b>
Distribuição de forças proporcional ao modo	DCL	0,056	<b>0,085</b>
	DCM	0,077	<b>0,116</b>

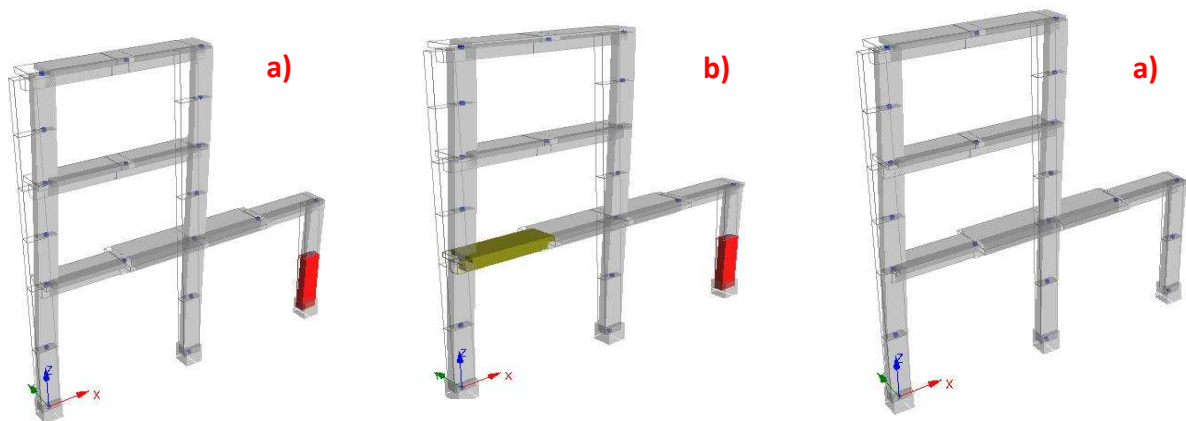


**Figura 3.14 - Ponto de desempenho do pórtico idealizado**

Verifica-se que, como o pórtico dimensionado para uma estrutura de classe de ductilidade DCL tenha maior capacidade resistente, possui deslocamentos inferiores ao pórtico dimensionado para uma estrutura de classe de ductilidade DCM. Isto significa que as estruturas de ductilidade DCL terão, em princípio, menor necessidade de dissipar energia que as estruturas de ductilidade DCM, sustentando o descrito no Eurocódigo 8.

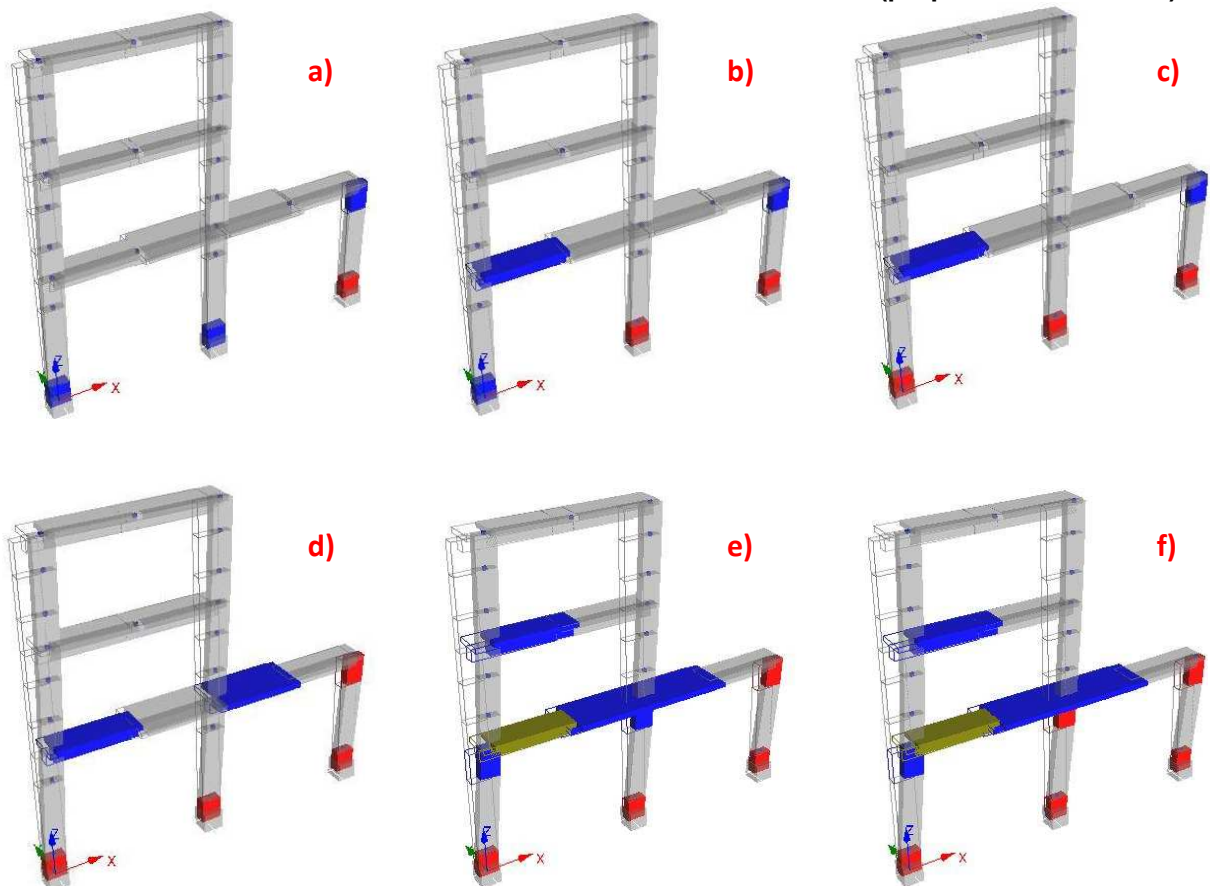
Após a obtenção do deslocamento – alvo do sistema idealizado, este é multiplicado por 150%, como imposição do Eurocódigo 8, e aplica-se um deslocamento igual ao pórtico, observando-se o seu comportamento, recorrendo ao programa Seismostruct.

-  – Corresponde ao esmagamento do betão do recobrimento  
**Legenda:**  – Corresponde ao esmagamento do betão do núcleo do pilar  
 – Corresponde ao esmagamento do betão do núcleo da viga



**Figura 3.15 - Formação das rótulas plásticas - DCL (proporcional à massa) a) 1ª; b) 2ª**

**Figura 3.16 – Inexistência de rótulas plásticas - DCL (proporcional ao modo)**



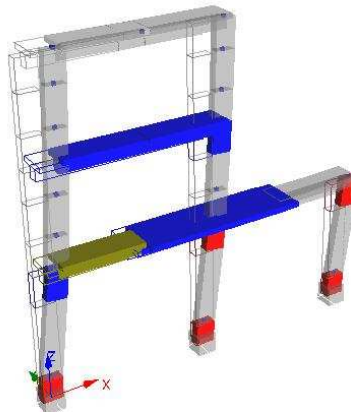
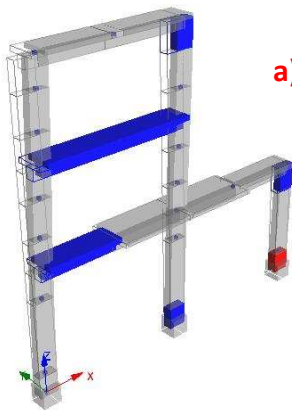
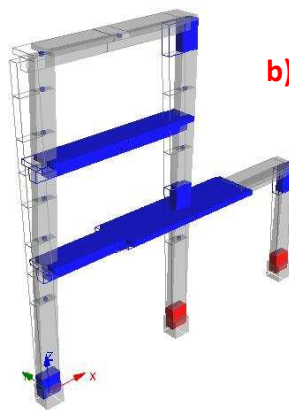


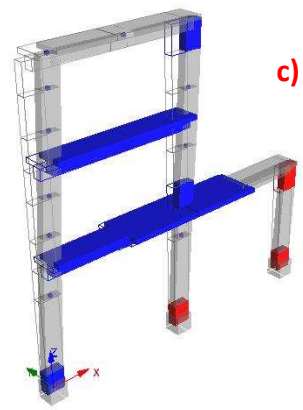
Figura 3.17 - Formação das rótulas plásticas - DCM (proporcional á massa) a) 1ª; b) 2ª; c) 3ª; d) 4ª; e) 5ª; f) 6ª



a)



b)



c)

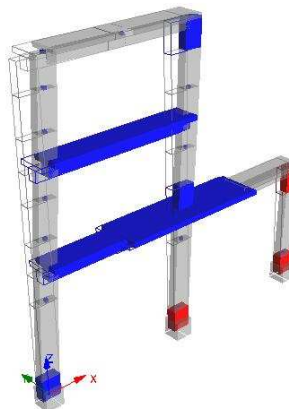


Figura 3.18 - Formação das rótulas plásticas - DCM (proporcional ao modo) a) 1ª; b) 2ª; c) 3ª

Tabela 3.22 - Comportamento do pórtico para as diferentes classes de ductilidade

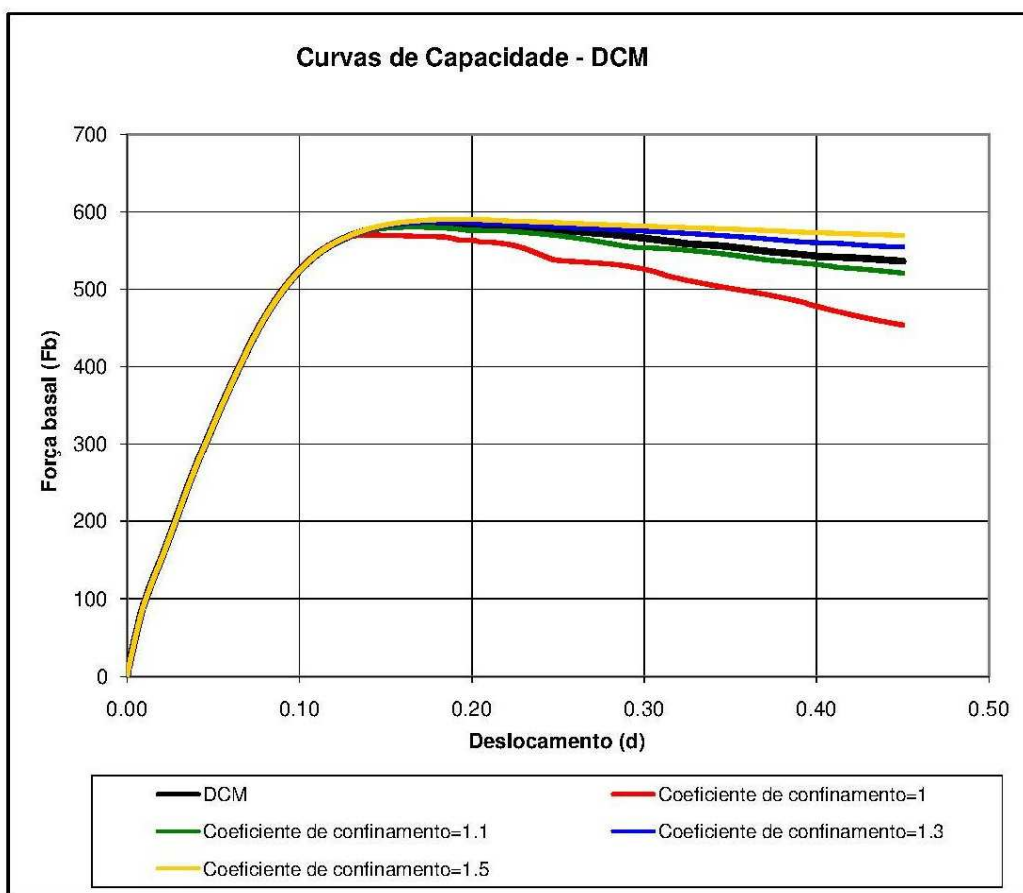
Figura	Elemento Estrutural afectado	Deslocament o no nó de controlo (m)	Força axial exercida no elemento estrutural (KN)	Momento exercido no elemento estrutural (KNm)
<b>Classe de Ductilidade DCL – distribuição de forças proporcional à massa</b>				
Figura 3.15 a)	Pilar	0,1092	29,7	89,2
Figura 3.15 b)	Viga	0,1155	488,5	528,1
Figura 3.15	---	<b>0,117</b>	---	---
<b>Classe de Ductilidade DCL – distribuição de forças proporcional ao modo</b>				
Figura 3.16	---	<b>0,085</b>	---	---
<b>Classe de Ductilidade DCM – distribuição de forças proporcional à massa</b>				
Figura 3.17 a)	Pilar	0,0627	278,5	435,5
Figura 3.17 b)	Pilar	0,0753	901,1	566,3
Figura 3.17 c)	Pilar	0,0785	163	296,5
Figura 3.17 d)	Pilar	0,0915	296,5	481
Figura 3.17 e)	Viga	0,1299	280,2	342,7
Figura 3.17 f)	Pilar	0,1394	951,9	613,3
Figura 3.17	---	<b>0,158</b>	---	---
<b>Classe de Ductilidade DCM – distribuição de forças proporcional ao modo</b>				
Figura 3.18 a)	Pilar	0,081	287,6	438,8
Figura 3.18 b)	Pilar	0,1067	1000,8	578
Figura 3.18 c)	Pilar	0,1142	297,3	475,6
Figura 3.18	---	<b>0,116</b>	---	---

Como pode ser observado pela tabela e figuras anteriores, o pórtico dimensionado para a classe de ductilidade DCL tem um óptimo comportamento, formando apenas rótula plástica no pilar P3 e numa viga do primeiro piso, sendo típico de um dimensionamento elástico. Relativamente ao pórtico dimensionado segundo as regras das estruturas de classe de ductilidade DCM, embora suporte maiores deslocamentos, forma um maior número de rótulas plásticas, o que significa que aproveita muito mais a capacidade dos materiais. Os pilares dimensionados para classe de ductilidade DCM absorvem esforços muito superiores aos dos dimensionados para classe de ductilidade DCL.

### 3.1.2. Comparação entre diferentes coeficientes de confinamento para a mesma estrutura

Outro objectivo deste estudo de sensibilidade é sensibilizar os projectistas relativamente à influência que a quantidade de armadura transversal (confinamento do núcleo) influi no comportamento global da estrutura, quando sujeita a acção sísmica. Para tal, aplicou-se coeficientes de confinamento (calculados como descrito no subcapítulo sobre o coeficiente de

confinamento) diferentes no mesmo pórtico do subcapítulo anterior, obtendo-se as diferentes curvas de capacidade (apenas se irá observar a curva de capacidade para uma distribuição de forças proporcionais ao modo de estruturas de classe de ductilidade DCM).

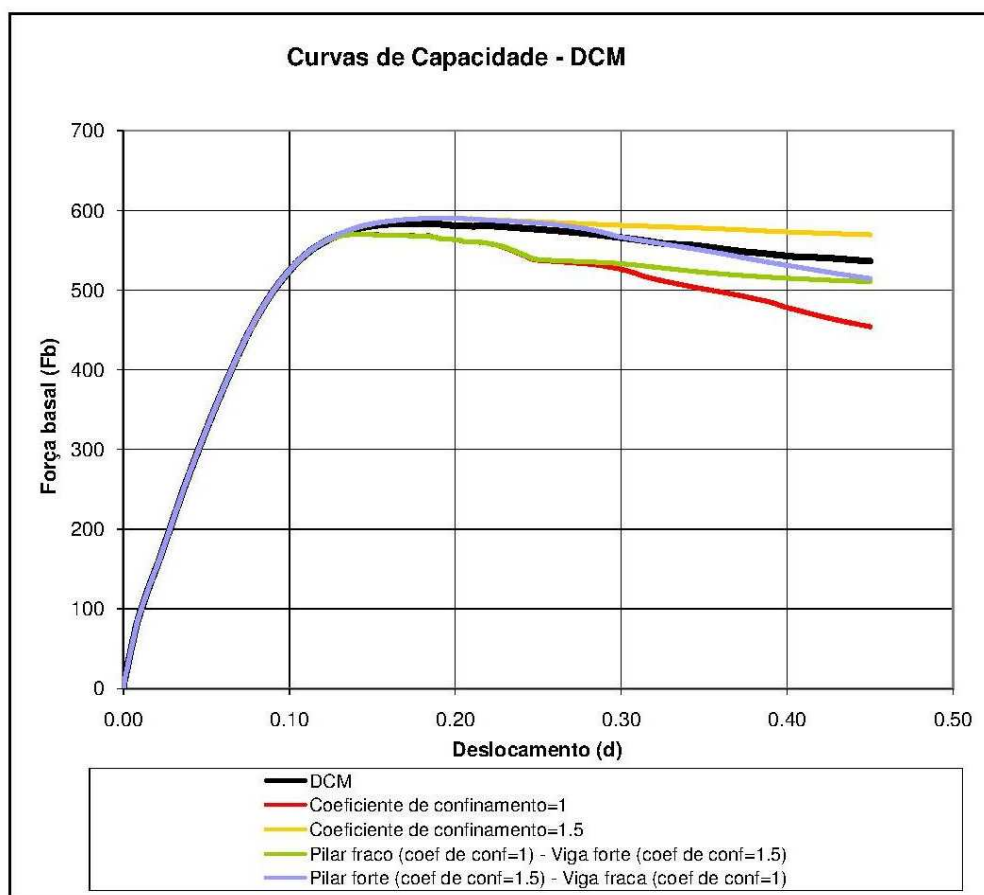


**Figura 3.19 - Curvas de Capacidade - distribuição de forças proporcionais ao modo, para DCM**

Conforme verificado, o aumento de confinamento do núcleo de betão não significa que a capacidade resistente do elemento estrutural aumente. No entanto, caso a estrutura sofra grandes deslocamentos, quanto maior for o confinamento do núcleo, maior capacidade tem o elemento de manter a sua resistência, ao contrário de um núcleo não confinado, que a partir dos 0,20m começa a perder uma quantidade de resistência considerável. Pode-se também observar que um pórtico cujos elementos estruturais tenham um coeficiente de confinamento igual a 1,1, tem uma capacidade de manter a sua resistência (para grandes deslocamentos) consideravelmente superior ao pórtico que não tem confinamento dos seus elementos estruturais. Além disso, pode compensar ter uma estrutura com os elementos estruturais com coeficiente de confinamento a rondar os 1,2 – 1,3, no entanto, não deverá compensar aumentar muito mais o confinamento, pois o aumento de resistência não é significativo, tendo em conta o custo económico que seria necessário para realizar esse melhoramento.



Foi feita também uma comparação entre pórticos com pilares bem confinados e vigas fracamente confinadas, e vice-versa, de forma a compreender qual dos elementos teria maior influência no comportamento da estrutura.



**Figura 3.20 - Curvas de Capacidade - distribuição de forças proporcionais ao modo, para DCM**

Observa-se que o comportamento da estrutura, quando sujeita a deslocamentos inferiores a 0,25m, está directamente relacionado com o confinamento dos pilares. No entanto, para deslocamentos superiores a 0,25m, uma estrutura com vigas bem confinadas tem um menor decréscimo de capacidade resistente do que a estrutura com pilares bem confinados, embora continue a ter uma resistência ligeiramente inferior. Segundo este estudo, para este pórtico, pode-se então depreender que, caso a estrutura seja dimensionada para ter deslocamentos inferiores a 0,25m, é preferível ter pilares bem confinados (garantindo no entanto que a viga resiste ao esforço transversal). Para a mesma estrutura, mas dimensionada para resistir a deslocamentos elevados, ter apenas especial atenção ao confinamento dos pilares será insuficiente, sendo necessário garantir um bom confinamento em todos os elementos estruturais constituintes da estrutura.



## 4. CASO DE ESTUDO

Após os estudos de sensibilidade realizados anteriormente sobre um pórtico, pretende-se neste Capítulo comparar as quantidades de armadura necessária para uma estrutura dimensionada, recorrendo ao SAP 2000, segundo:

- Classe de ductilidade DCL
- Classe de ductilidade DCM
- Classe de ductilidade normal – RSA / REBAP

### Descrição da estrutura

A estrutura a analisar será destinada a escritórios, situada em Lagos, num solo do tipo C. Será regular em altura e em planta com 4 pisos, cada um com 3 metros de altura e vigas com vãos de 5 metros. As lajes serão maciças, com uma espessura de 0,17 metros. Os acabamentos dos pisos serão feitos recorrendo a régua vibratória, aplicando-se uma tinta anti-derrapante resistente por cima. Irão ser utilizadas divisórias amovíveis, em gesso cartonado. Deste modo, admitiu-se que o valor das restantes cargas permanentes é significativamente reduzido, sendo desprezível.

Relativamente á estrutura dimensionada para classe de ductilidade DCL e DCM, esta será dimensionada com os espectros de cálculo do sismo afastado, que são os mais condicionantes, como já se observou no capítulo anterior. Quanto á estrutura dimensionada segundo os espectros do RSA, e regulamentação do REBAP, irão ser considerados tanto o sismo próximo como o sismo afastado.

Também como indicado no capítulo anterior, no dimensionamento da estrutura segundo a regulamentação imposta pelos Eurocódigos, ignorar-se-á o disposto no 4.4.2.6. (2)P, assumindo que os pilares no 1º piso encontram-se perfeitamente encastrados.

### Materiais

Os materiais utilizados na estrutura, e suas características, encontram-se na seguinte tabela:

**Tabela 4.1 - Materiais utilizados na estrutura em análise**

<b>Betão – C30/37</b>	
$f_{ck}$	30 MPa
$f_{cd}$	20 MPa
$f_{ctm}$	2.9 MPa
$E_{cm}$	33 GPa

Aço – A400NR	
$f_{yk}$	400 MPa
$f_{syd}$	348 MPa
$E_s$	200GPa
$\varepsilon_{syd}$	$1.74 \times 10^{-3}$

Tanto o betão como o aço respeitam as verificações impostas pelo Eurocódigo 8, visto que o betão é de classe superior a um C16/20 e o aço é de classe C.

### **Elementos Estruturais**

As dimensões dos elementos estruturais encontram-se na seguinte tabela:

**Tabela 4.2 - Dimensões dos elementos estruturais da estrutura em análise**

Elemento Estrutural	$b$ (m)	$h$ (m)
Pilar de canto	0,50	0,50
Pilar de fachada	0,40	0,70
Pilar central	0,70	0,70
Viga	0,30	0,60
Laje	Espessura = 0,17m	

O recobrimento adoptado será de 5 centímetros.

Considera-se que a viga tem uma altura útil  $d = 0,60 - 0,05 - 0,01 - \frac{0,02}{2} = 0,532m$ .

### **Acções**

As acções exercidas na estrutura encontram-se na seguinte tabela:

**Tabela 4.3 - Acções exercidas na estrutura em análise**

Acção	Valor
Peso próprio	$0,17m \times 25 \text{ KN/m}^3 = 4,25 \text{ KN/m}^2$
Sobrecarga	$3 \text{ KN/m}^2$

O valor da sobrecarga indicado na tabela anterior foi retirado do Quadro 6.2 do Eurocódigo 1 – Parte 1, para escritórios (categoria B), tendo o mesmo valor que o imposto pelo Artigo 35.1.1.b) do RSA.

Relativamente às combinações de acções para a estrutura dimensionada segundo as classes de ductilidade DCL e DCM, considerou-se para o dimensionamento do pórtico as mesmas combinações que no Capítulo anterior, Equilíbrio Estático (EQU) e Combinação Sísmica.

Para o dimensionamento da estrutura segundo a regulamentação imposta pelo RSA / REBAP, as combinações usadas são as seguintes:

Combinação Fundamental:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q [S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \Psi_{0j} \times S_{Qjk}] \quad (4.1)$$

Em que:

$S_{Gik}$  – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico,

$S_{Q1k}$  – Esforço resultante da acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico,

$S_{Qjk}$  – Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico,

$\gamma_{gi}$  – Coeficiente de segurança às acções permanentes ( $\gamma_g = 1,5$ ),

$\gamma_q$  – Coeficiente de segurança às acções variáveis ( $\gamma_q = 1,5$ ).

Combinação Sísmica:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^m \Psi_{2j} \times S_{Qjk} \quad (4.2)$$

Em que:

$S_{Ek}$  – Esforço resultante da acção variável considerada (neste caso a sísmica) como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico,

$\Psi_{2j}$  – Coeficiente  $\Psi$  correspondente à acção variável de ordem  $j$  ( $\Psi_2 = 0,4$ ).

### Zonamento Sísmico e Tipo de Terreno

Encontram-se na seguinte tabela, os parâmetros impostos pelo Eurocódigo 8 para determinação dos espectros de cálculo necessários para o dimensionamento da estrutura, segundo as classes de ductilidade DCL e DCM.

**Tabela 4.4 - Parâmetros a considerar para obtenção do espectro de cálculo segundo o Eurocódigo 8**

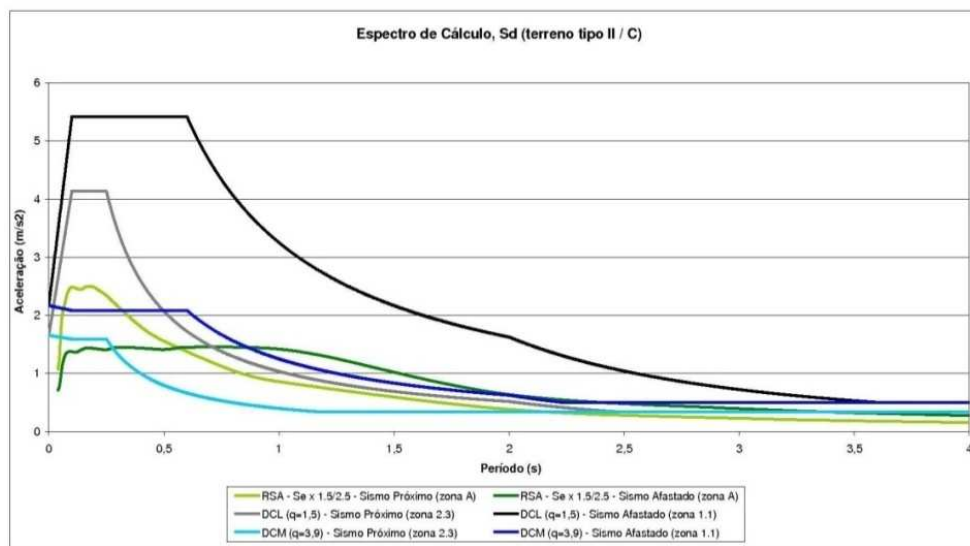
<b>Zona Sísmica – 1.1 (terreno tipo C)</b>	
$a_{gR}$	2,5 m/s <sup>2</sup>
$S_{máx}$	1,6
$T_B$	0,1 s
$T_C$	0,6 s
$T_D$	2,0 s
<b>Zona Sísmica – 2.3 (terreno tipo C)</b>	
$a_{gR}$	1,7 m/s <sup>2</sup>
$S_{máx}$	1,6
$T_B$	0,1 s
$T_C$	0,25 s
$T_D$	2,0 s

Relativamente ao coeficiente de comportamento, os valores utilizados encontram-se na seguinte tabela:

**Tabela 4.5 - Coeficiente de Comportamento do pórtico para o estudo de sensibilidade**

<b>Classe de Ductilidade</b>	<b>Coeficiente de Comportamento, <math>q</math></b>
DCL	1,5
DCM	$3,0 \times 1,3 = 3,9$
RSA / REBAP	2,5

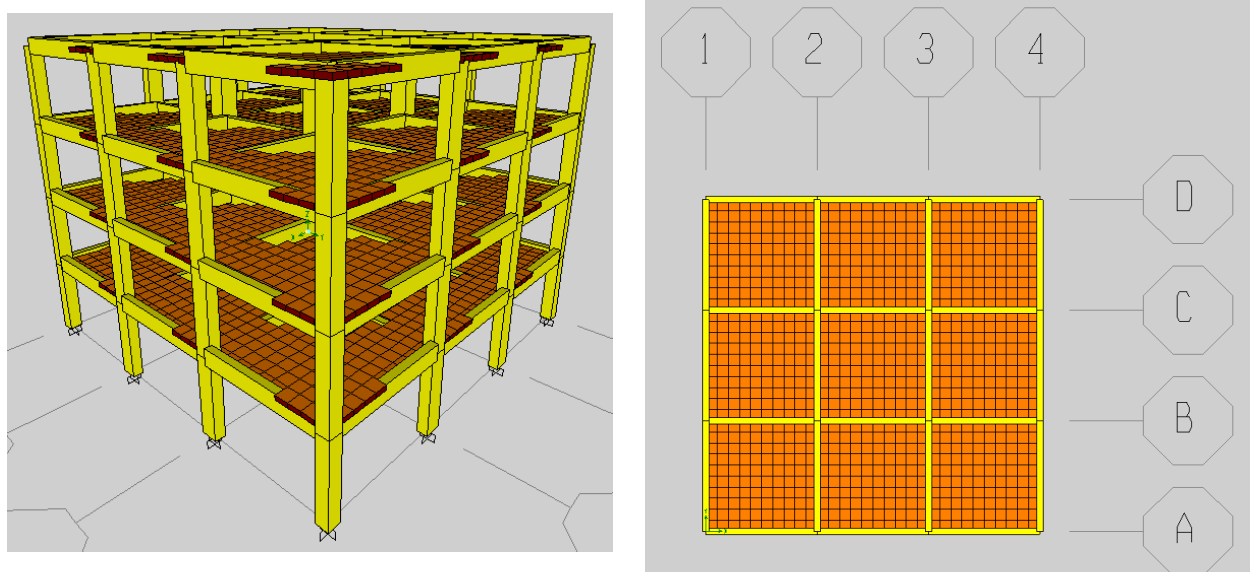
Desta forma, foram obtidos os seguintes espectros de cálculo:



**Figura 4.1 - Espectros de Cálculo para sismo próximo (zona 2.3 / zona A) e sismo afastado (zona 1.1 / zona A), num terreno tipo C**

### **Modelação Estrutural**

Recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP 2000 para modelar a estrutura em análise. Os pilares e vigas foram definidos como elementos de barra (*frame*), consistindo num único elemento finito, e as lajes foram definidas como elementos de casca (*shell*), em que cada um dos elementos finitos tem dimensão 0,50m x 0,50m, com a mesma espessura que a adoptada para a laje. A modelação da estrutura em análise encontra-se na seguinte figura:



**Figura 4.2 - Modelação da estrutura em estudo (SAP 2000)**

À semelhança do Capítulo anterior, foi feita uma validação da estrutura com base nas reacções verticais nas fundações:

**Tabela 4.6 - Validação do modelo estrutural, com base nas reacções verticais nas fundações**

<b>Elemento Estrutural</b>	<b>Carga – Manual</b>	<b>Carga – SAP</b>
Pilares de Canto	300KN	---
Pilares de Fachada	672KN	
Pilares Centrais	588KN	
<i>Pilares</i>	<i>1560KN</i>	
<i>Vigas</i>	<i>2160KN</i>	---
<i>Lajes</i>	<i>3825KN</i>	
<b>Peso total da estrutura</b>	<b>7545KN</b>	
Acção exercida no pórtico pela sobrecarga	2700KN	---
Acção exercida no pórtico (acção de base = sobrecarga)	14235,8KN	14235,8KN
<b>Erro = 0%</b>		

Visto que os valores obtidos por cálculo manual e pelo programa de cálculo automático foram iguais, considera-se que a estrutura introduzida no SAP 2000 corresponde à idealizada.

Deste modo, obteve-se os seguintes períodos e frequências:

**Tabela 4.7 - Período, Frequência e Participação Modal**

<b>Modo</b>	<b>Período (s)</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Participação Modal – Translação em x</b>		<b>Participação Modal – Translação em y</b>	
			<b>%</b>	<b>% Acumulado</b>	<b>%</b>	<b>% Acumulado</b>
<b>1</b>	0,4579	2,184	60,11	60,11	22,35	22,35
<b>2</b>	0,4579	2,184	22,35	82,46	60,11	82,46
<b>3</b>	0,3926	2,547	0,00	82,46	0,00	82,46
<b>4</b>	0,1396	7,1627	0,16	82,62	11,45	93,91
<b>5</b>	0,1396	7,1627	11,45	94,06	0,16	94,06
<b>6</b>	0,1211	8,2572	0,00	94,06	0,00	94,06
<b>7</b>	0,0749	13,357	0,00	94,06	4,34	98,40
<b>8</b>	0,0749	13,357	4,34	98,40	0,00	98,40
<b>9</b>	0,0719	13,91	0,00	98,40	0,00	98,40
<b>10</b>	0,0716	13,962	0,00	98,40	0,00	98,40
<b>11</b>	0,0716	13,97	0,12	98,52	0,01	98,41
<b>12</b>	0,0716	13,97	0,01	98,53	0,12	98,53

Como pode ser observado, o período fundamental da estrutura é igual a 0,4579 segundos, situando-se no patamar de acelerações constantes no espectro imposto pelo Eurocódigo 8, significando que a estrutura irá sofrer acelerações espectrais máximas. Relativamente ao espectro imposto pelo RSA / REBAP, segundo o período fundamental da estrutura, o sismo próximo irá ser mais condicionante que o afastado.

Foi também realizada a verificação dos deslocamentos máximos regulamentares, relativamente à limitação de danos imposta pelo 4.4.3 do Eurocódigo 8 – Parte 1.

**Tabela 4.8 - Verificação à limitação de danos do pórtico**

Piso	Deslocamento Relativo – Sismo Afastado $d_{r,v}$ (cm)	Deslocamento Relativo – Sismo Próximo $d_{r,v}$ (cm)	Deslocamento máximo $0,005h$ (cm)
1	0,485	0,282	1,5
2	0,74	0,423	1,5
3	0,618	0,352	1,5
4	0,381	0,219	1,5

Como pode ser observado, verifica-se o disposto no 4.4.3.

#### 4.1. Dimensionamento da estrutura segundo classe de ductilidade DCL

Após as verificações feitas inicialmente, procede-se agora ao dimensionamento da estrutura segundo a classe de ductilidade DCL, recorrendo ao programa de cálculo estrutural SAP 2000, obtendo-se os seguintes valores de quantidade de armadura necessária:

**Tabela 4.9 - Armadura Longitudinal da estrutura para classe de ductilidade DCL (Solução Inicial)**

Elemento Estrutural		Armadura Longitudinal necessária ( $cm^2$ )	Armadura Longitudinal Adoptada ( $cm^2$ )	
Pilar de Canto		78,4	16 $\Phi$ 25	78,5
Pilar de Fachada		92,9	20 $\Phi$ 25	98,5
Pilar Central		157,1	32 $\Phi$ 25	157,1
Vigas	Fibra Superior	27	6 $\Phi$ 25	29,45
	Fibra Inferior	21	5 $\Phi$ 25	24,54

As armaduras adoptadas terão que respeitar as verificações impostas pelo Eurocódigo 8 e Eurocódigo 2, descritas no 2º Capítulo (da tabela 2.17 á 2.20).

**Tabela 4.10 - Verificações impostas pelo Eurocódigo 2 para armaduras longitudinais**

Elemento Estrutural	Armadura longitudinal mínima ( $cm^2$ )	Armadura longitudinal máxima ( $cm^2$ )	Diâmetro mínimo (mm)
Pilar de Canto	5,00	100,00	10
Pilar de Fachada	5,60	112,00	
Pilar Central	9,80	196,00	
Vigas	3,01	72,00	---

**Tabela 4.11 - Armadura Transversal da estrutura para classe de ductilidade DCL (Solução Inicial)**

Elemento Estrutural	Armadura Transversal necessária ( $cm^2/m$ )	Armadura Transversal Adoptada ( $cm^2/m$ )	
Pilar de Canto	3,60	$\Phi 8//0.20$	5,02
Pilar de Fachada	7,80	$\Phi 10//0.20$	7,86
Pilar Central	1,90	$\Phi 8//0.20$	5,02
Vigas	13,80	$\Phi 10//0.10$	15,70

Tal como as armaduras longitudinais, as armaduras transversais terão que respeitar as verificações impostas pelo Eurocódigo 8 e Eurocódigo 2, descritas no 2º Capítulo. As armaduras transversais adoptadas serão verticais, fazendo um ângulo de 90º com o eixo longitudinal da viga. Como o pilar de fachada não tem todas as faces da mesma dimensão, é possível obter-se diferentes valores de taxa de armadura, consoante a direcção a ser analisada. A seguinte figura irá ilustrar qual o referencial que foi adoptado:



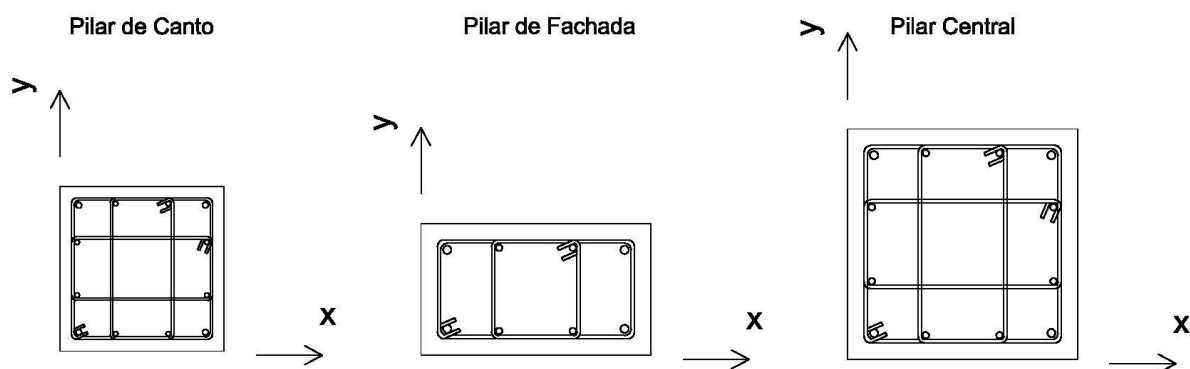


Figura 4.3 - Referencial adoptado

Tabela 4.12 - Verificações impostas pelo Eurocódigo 2 para armaduras transversais

Elemento Estrutural	Taxa de armadura de esforço transversal $\rho_w$ (%)		Taxa mínima de armadura de esforço transversal $\rho_{w,min}$ (%)	Espaçamento máximo entre armaduras de esforço transversal $S_{cl,max}$ (m)	Distância máxima entre varões abraçados (mm)	Distância máxima entre os varões abraçados adoptados (mm)
	$\rho_{w,x}$	$\rho_{w,y}$				
Pilar de Canto	0,10		0,11	0,30	150	155
Pilar de Fachada	0,20	0,11	0,11	0,30		222
Pilar Central	0,07		0,11	0,30		255
Vigas	0,52		0,11	0,40	---	---

Verifica-se que a solução inicial não cumpre as verificações mínimas impostas pelo Eurocódigo 2. Visto que a taxa de armadura de esforço transversal é inferior ao valor mínimo, e como a distância máxima existente entre varões abraçados não respeita o limite imposto pelo Eurocódigo 2, acrescentou-se mais armadura transversal.

**Tabela 4.13 - Armadura Transversal da estrutura para classe de ductilidade DCL (Solução Intermédia)**

Elemento Estrutural	Armadura Transversal Adoptada ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )		Taxa de armadura de esforço transverso $\rho_w$ (%)		Distância máxima entre os varões abraçados adoptados (mm)
			$\rho_{w,x}$	$\rho_{w,y}$	
Pilar de Canto	$3x[\Phi 8//0.20]$	15,06	0,20		65
Pilar de Fachada	$2x[\Phi 10//0.20]$	15,72	0,20	0,22	87
Pilar Central	$3x[\Phi 8//0.20]$	15,06	0,14		140
Vigas	$\Phi 10//0.10$	15,70	0,52		---

No entanto, além da verificação anterior, também tem que se respeitar o imposto no 6.2.3 do Eurocódigo 2, que indica qual o valor de armadura transversal necessária para um determinado esforço transverso aplicado.

A carga a actuar na viga ( $P_{sd}$ ), foi determinada com base no esforço transverso actuante nas extremidades desse mesmo elemento ( $V_{sd}$ ) para a combinação mais gravosa, de forma a obter-se uma carga uniformemente distribuída. No caso dos pilares, o  $P_{sd} = 0$ .

**Tabela 4.14 - Verificação do 6.2.3 do Eurocódigo 2**

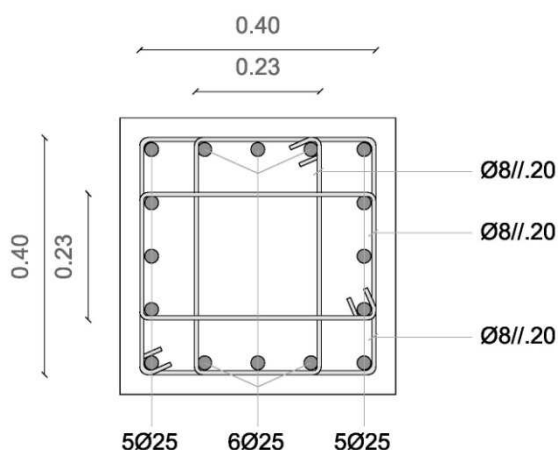
Elemento Estrutural	$V_{sd}$ (KN)	$z \times \cot g \theta$	$V_{sd(x)} = V_{sd} - P_{sd} \times z \times \cot g \theta$ (KN)	$A_{sw/s}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{sw/s}$ adoptada ( $\text{cm}^2$ )	
Pilar Canto	134	0,4788	134	10,01	$2x[\Phi 8//0.20]$	10,04
Pilar Fachada	272	0,5648	272	13,84	$\Phi 10//0.10$	15,70
Pilar Central	407	0,5648	407	20,71	$2x[\Phi 10//0.15]$	20,96
Viga	243	0,4788	196,5	11,79	$\Phi 10//0.10$	15,70

Visto que a solução adoptada tem que respeitar a distância máxima entre varões consecutivos abraçados, a solução final será a seguinte:

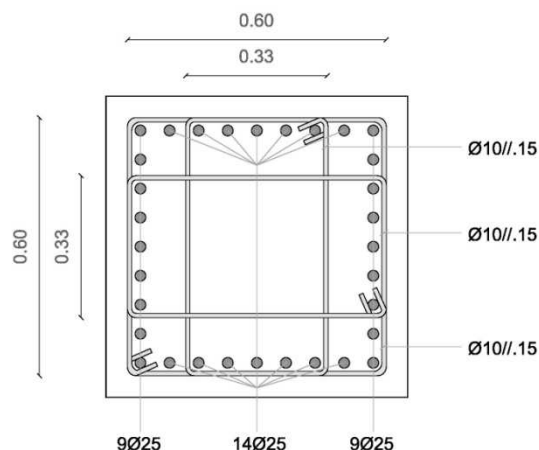
**Tabela 4.15 Armadura Transversal da estrutura para classe de ductilidade DCL (Solução Final)**

$A_{sw}/s$ adoptada ( $cm^2$ )	
$3x[\Phi 8//0.20]$	15,06
$2x[\Phi 10//0.10]$	31,40
$3x[\Phi 10//0.15]$	31,44
$\Phi 10//0.10$	15,70

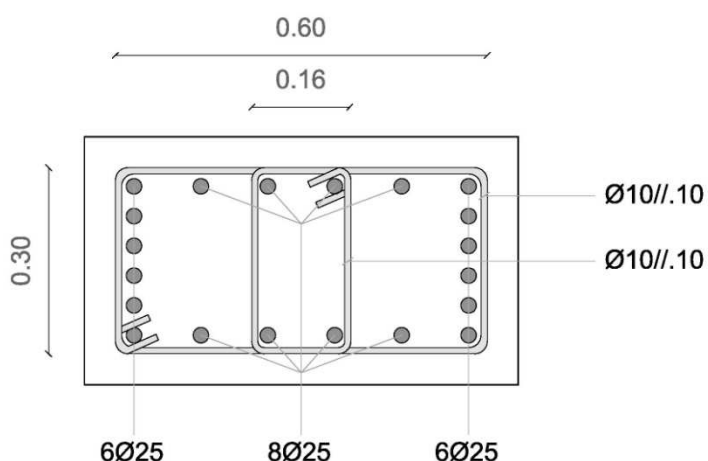
Visto que o diâmetro mínimo usado nas secções dos elementos estruturais é de  $8mm$ , também se verificou a imposição do Eurocódigo 2, cujo diâmetro mínimo regulamentar é de  $6mm$  ou  $\frac{1}{4} \times 0,25 = 6,25mm$ .



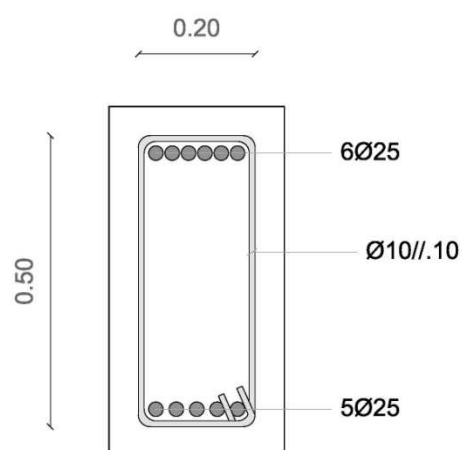
**Figura 4.4 - Pormenorização do Pilar de Canto (DCL)**



**Figura 4.5 - Pormenorização do Pilar Central (DCL)**



**Figura 4.6 - Pormenorização do Pilar de Fachada (DCL)**



**Figura 4.7 - Pormenorização da Viga (DCL)**

#### 4.2. Dimensionamento da estrutura segundo classe de ductilidade DCM

De seguida proceder-se-á ao dimensionamento da estrutura segundo a classe de ductilidade DCM, recorrendo ao programa de cálculo automático SAP 2000, obtendo-se os seguintes valores de quantidade de armadura necessária:

**Tabela 4.16 - Armadura Longitudinal da estrutura para classe de ductilidade DCM (Solução Inicial)**

Elemento Estrutural		Armadura Longitudinal necessária ( $\text{cm}^2$ )	Armadura Longitudinal Adoptada ( $\text{cm}^2$ )	
Pilar de Canto		21,7	8 $\Phi$ 20	25,13
Pilar de Fachada		23,5	8 $\Phi$ 20	25,13
Pilar Central		38,3	20 $\Phi$ 16	40,21
Vigas	Fibra Superior	10,5	4 $\Phi$ 20	12,57
	Fibra Inferior	6	2 $\Phi$ 20	6,28

**Tabela 4.17 - Armadura Transversal da estrutura para classe de ductilidade DCM (Solução Inicial)**

Elemento Estrutural		Armadura Transversal necessária ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	Armadura Transversal Adoptada ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )	
Pilar de Canto		---	$\Phi$ 8//0.20	5,02
Pilar de Fachada		---	$\Phi$ 8//0.20	5,02
Pilar Central		---	$\Phi$ 8//0.20	5,02
Vigas		4,40	$\Phi$ 8//0.20	5,02

Como já foi descrito no 2º Capítulo, os momentos resistentes dos pilares das estruturas de classe de ductilidade DCM estão dependentes dos momentos resistentes das vigas ( $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ ), de forma que inicialmente irá proceder-se às verificações impostas pelo Eurocódigo 8 e Eurocódigo 2 relativamente às armaduras longitudinais das vigas e posteriormente aos pilares. No entanto, as disposições construtivas a verificar são relativas à ductilidade local, numa determinada extensão denominada zona crítica (descrita no Subcapítulo referente à classe de ductilidade DCM).

**Tabela 4.18 - Extensão da zona crítica dos elementos estruturais**

Elemento Estrutural	Extensão da zona crítica (m)
Pilar de Canto	0,50
Pilar de Fachada	0,70
Pilar Central	0,70
Vigas	0,60

Para verificar as disposições construtivas, tanto para vigas como para pilares, é necessário anteriormente determinar o valor do factor de ductilidade em curvatura,  $\mu_\phi$ . Visto que o período fundamental da estrutura é  $T_1 = 0,4579s < T_c = 0,60s$ , então  $\mu_\phi = 1 + 2 \times (3,9 - 1) \times 0,4579/0,60 = 9,9106$ , de acordo com o 5.2.3.4 do Eurocódigo 8.

#### 4.2.1. Cálculo dos momentos resistentes das vigas e verificação das disposições construtivas para armaduras longitudinais nas vigas

Em conformidade com o 5.4.3.1.1, contabiliza-se uma determinada quantidade de armadura proveniente da laje, numa largura efectiva  $b_{eff}$  (como já descrito no 2º Capítulo). Considerou-se que a laje tinha uma distribuição de armaduras  $\Phi 8/0.20$ , com espessura  $h_f = 0,17m$ .

**Tabela 4.19 - Largura efectiva,  $b_{eff}$ , para vigas primárias (DCM)**

Viga	$b_{eff}$ (m)	Armadura longitudinal proveniente da laje	
Viga ligada a pilares interiores	$0,30 + 2(2 \times 0,17) = 0,98$	$4\Phi 8$	$2,01 \text{ cm}^2$
Viga ligada a pilares exteriores	$0,30 + 2(4 \times 0,17) = 1,66$	$8\Phi 8$	$4,02 \text{ cm}^2$

Antes de se proceder ao cálculo do momento resistente das vigas, verificar-se-á se foram cumpridas as imposições do Eurocódigo 8 (DCM) relativamente às disposições construtivas das armaduras longitudinais ( $A_s$ ) para ductilidade local (zona crítica). No entanto estas verificações serão realizadas apenas para a fibra superior das vigas que ligam a pilares interiores, visto que serão estas as mais condicionantes, de acordo com o ponto (4) (a) do 5.4.3.1.2 do Eurocódigo 8 – Parte 1 (porque têm maior quantidade de armadura).

**Tabela 4.20 - Verificação do 5.4.3.1.2 (4) (a) do Eurocódigo 8**

Elemento Estrutural		Armadura Longitudinal Adoptada ( $\text{cm}^2$ )		$A_{s,compress\tilde{a}o} \geq 50\% A_{s,trac\tilde{c}\tilde{a}o}$
Vigas	Fibra Superior	4 $\Phi$ 20+8 $\Phi$ 8	12,57+4,02=16,59	$6,28 \geq 50\% \times 16,59 = 8,30$
	Fibra Inferior	2 $\Phi$ 20	6,28	

Como se pode observar, a armadura existente na fibra á compressão não é suficiente, de forma que se acrescentou mais um varão de 20mm.

**Tabela 4.21 - Verificação do 5.4.3.1.2 (4) (a) do Eurocódigo 8**

Elemento Estrutural		Armadura Longitudinal Adoptada ( $\text{cm}^2$ )		$A_{s,compress\tilde{a}o} \geq 50\% A_{s,trac\tilde{c}\tilde{a}o}$
Vigas	Fibra Superior	4 $\Phi$ 20+8 $\Phi$ 8	16,59	$9,42 \geq 50\% \times 16,59 = 8,30$
	Fibra Inferior	3 $\Phi$ 20	9,42	

Após verificação do ponto anterior, procedeu-se à determinação da taxa de armadura existente na viga, de modo a cumprir as restantes imposições do Eurocódigo 8 relativamente às disposições construtivas para as armaduras longitudinais das vigas.

**Tabela 4.22 - Verificação dos limites impostos pelo Eurocódigo 8 á taxa de armadura nas vigas, nas zonas críticas**

Elemento Estrutural	$\rho = \frac{A_{s,trac\tilde{c}\tilde{a}o}}{b \times d}$	$\rho' = \frac{A_{s,compress\tilde{a}o}}{b \times d}$	$\rho_{m\acute{a}x}$	$\rho_{m\acute{i}n}$	$\rho_{m\acute{i}n} \leq \rho \leq \rho_{m\acute{a}x}$
Vigas	1,039%	0,591%	1,190%	0,363%	Verifica

Como pode ser observado, verificou-se as disposições construtivas para as armaduras longitudinais nas vigas, de forma que de seguida irá proceder-se ao cálculo do momento resistente das mesmas ( $M_{Rb}$ ).

**Tabela 4.23 - Momento Resistente das vigas ligadas a pilares exteriores**

Elemento Estrutural		$A_s$ ( $cm^2$ )	$b$ ( $m$ )	$d$ ( $m$ )	$\omega$	$\mu$	$M_{Rb}$ ( $KNm$ )
Viga	Fibra Superior	12,57+2,01=14,58	0,30	0,532	0,159	0,143	242,8
	Fibra Inferior	9,42	0,98	0,532	0,031	0,030	166,4

**Tabela 4.24 - Momento Resistente das vigas ligadas a pilares interiores**

Elemento Estrutural		$A_s$ ( $cm^2$ )	$b$ ( $m$ )	$d$ ( $m$ )	$\omega$	$\mu$	$M_{Rb}$ ( $KNm$ )
Viga	Fibra Superior	12,57+4,02=16,59	0,30	0,532	0,181	0,162	275,1
	Fibra Inferior	9,42	1,66	0,532	0,019	0,018	169,1

#### 4.2.2. Cálculo dos momentos resistentes dos pilares

Após cálculo do momento resistente das vigas ( $M_{Rb}$ ), procede-se ao cálculo do momento resistente dos pilares ( $M_{Rc}$ ), de acordo com o 4.4.2.3 do Eurocódigo 8. Os valores dos esforços actuantes nos pilares são os mesmos que foram utilizados pelo programa de cálculo automático, SAP 2000, para dimensionar as armaduras longitudinais, visto serem estes os mais desfavoráveis para o cálculo do momento resistente. O momento resistente dos pilares foi determinado como flexão simples, para cada direcção, contabilizando-se apenas as armaduras perpendiculares á direcção do eixo do momento. No entanto, foi posteriormente efectuada uma verificação recorrendo às tabelas da flexão desviada, com base nos esforços actuantes, comparando-se os valores de armaduras obtidos desta forma, com os obtidos segundo a flexão simples. A determinação dos momentos resistentes encontra-se nos Anexos (7.2.), apresentando-se de seguida apenas os resultados obtidos.

**Tabela 4.25 - Momento Resistente dos pilares**

Tipo de Pilar				Armadura adoptada (cm <sup>2</sup> )		b (m)	h (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	Mrc (KNm)
Piso 0 – 1	Canto	50x50	1	12Φ20	37,70	0,5	0,5	-71,1	112,5	187,5
			2					-49,8	84,1	187,5
	Fachada	40x70	1	16Φ20	50,27	0,4	0,7	-297	226,4	431,2
			2					-233,1	151,7	392,0
			1			0,7	0,4	-297	93,2	246,4
			2					-233,1	95,2	224,0
	Centro	70x70	1	28Φ16	56,30	0,7	0,7	-860	372	583,1
			2					-1135	9,5	651,7
Piso 1 – 2	Canto	50x50	1	12Φ20	37,70	0,5	0,5	-49,8	84,1	187,5
			2					-44,9	75,6	187,5
	Fachada	40x70	1	16Φ20	50,27	0,4	0,7	-233,1	151,7	392,0
			2					-149,4	134,1	372,4
			1			0,7	0,4	-233,1	95,2	224,0
			2					-149,4	80	212,8
	Centro	70x70	1	28Φ16	56,30	0,7	0,7	-1135	9,5	651,7
			2					-742,6	26	548,8
Piso 2 – 3	Canto	50x50	1	12Φ20	37,70	0,5	0,5	-44,9	75,6	187,5
			2					-24,3	61,8	187,5
	Fachada	40x70	1	16Φ20	50,27	0,4	0,7	-149,4	134,1	372,4
			2					-72,4	90,5	333,2
			1			0,7	0,4	-149,4	80	212,8
			2					-72,4	72,1	190,4
	Centro	70x70	1	28Φ16	56,30	0,7	0,7	-742,6	26	514,5
			2					-352,4	19,7	480,2

Não se efectuou a verificação para o último piso, visto que, segundo o ponto (6) do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 – Parte 1, este é dispensável para a estrutura em análise (tem vários pisos).

Além da verificação anterior, é também necessário verificar se as secções dos pilares resistem ao esforço axial actuante (5.4.3.2.1 (3)P do Eurocódigo 8 – Parte 1) e se a taxa de armadura longitudinal adoptada se encontra dentro dos limites (5.4.3.2.2 (1)P do Eurocódigo 8 – Parte 1).



**Tabela 4.26 - Verificação do 5.4.3.2.1 (3)P do Eurocódigo 8 - valor máximo do esforço normal reduzido**

Pilar	$Nsd_{máx}$ (KN)	$v_d = \frac{Nsd_{máx}}{Ac} \times f_{cd}$	$v_d \leq 0,65$
Canto	441	0,09	Verifica
Fachada	769	0,15	Verifica
Central	1580	0,32	Verifica

**Tabela 4.27 - Verificação dos limites impostos pelo Eurocódigo 8 á taxa de armadura nos pilares, nas zonas críticas**

Elemento Estrutural	Armadura Longitudinal Adoptada (cm <sup>2</sup> )		$\rho = \frac{A_s}{b \times h}$	$1\% \leq \rho \leq 4\%$
Pilar de Canto	12Φ20	37,70	1,51%	Verifica
Pilar de Fachada	16Φ20	50,27	1,80%	Verifica
Pilar Central	28Φ16	56,30	1,15%	Verifica

#### 4.2.3. Verificação das disposições construtivas para armaduras transversais nas vigas

De acordo com o 5.4.2.2 do Eurocódigo 8 – Parte 1, determina-se um esforço transverso  $V_{Ed,máx}$  e  $V_{Ed,min}$ , de acordo com os momentos resistentes actuates e uma carga distribuída (devido á combinação sísmica).

A carga a actuar na viga ( $P_{sd} = g + \Psi_2 \times q$ ), foi determinada com base no esforço transverso actuante nas extremidades da viga ( $V_{sd} = 50,6 \text{ KN}$ ), de forma a obter-se uma carga distribuída (visto que a actuante não é possível determinar devido á componente sísmica).

$$P_{sd} = \frac{50,6 \text{ KN} \times 2}{5 \text{ m}} = 20,24 \text{ KN/m}$$

Relativamente aos momentos a actuar nas extremidades da viga, estes serão multiplicados por dois coeficientes, um relativo á sobrerresistência ( $\gamma_{Rd} = 1,0$ ) e outro que será igual a 1,0 ou a  $\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}$ , escolhendo-se o menor dos dois valores. Como o  $\sum M_{Rc}$  é sempre superior ao  $\sum M_{Rb}$  (conforme o 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 – Parte 1), então o menor valor dos dois mencionados anteriormente será 1,0.

Deste modo, obtém-se o valor dos esforços transversos:

$$V_{Ed,m\acute{a}x} = \frac{P_{sd} \times l_{viga}}{2} + \frac{M_1 + M_2}{l_{viga}} = 50,6 + \frac{275,1 + 169,1}{5} = 139,45 \text{ KN}$$

$$V_{Ed,min} = \frac{P_{sd} \times l_{viga}}{2} - \frac{M_1 + M_2}{l_{viga}} = 50,6 - \frac{275,1 + 169,1}{5} = -38,25 \text{ KN}$$

Após determinação do esforço transversal actuante nas extremidades da viga, procede-se ao cálculo das armaduras de esforço transversal, de acordo com o 6.2.3 do Eurocódigo 2:

**Tabela 4.28 - Cálculo da Armadura transversal para as vigas (DCM)**

$V_{Ed,m\acute{a}x}$ (KN)	$z \times \cot \theta$	$V_{sd(x)} = V_{Ed,m\acute{a}x} - P_{sd} \times z \times \cot \theta$ (KN)	$A_{sw/s}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sw/s}$ adoptada (cm <sup>2</sup> )	
139,45	0,4788	129,76	7,79	Φ8//0.125	8,04

Em que  $\cot \theta = 1,0$ , porque a armadura transversal escolhida é vertical.

**Tabela 4.29 - Verificações impostas pelo Eurocódigo 2 para armaduras transversais**

Elemento Estrutural	Taxa de armadura de esforço transversal $\rho_w$ (%)	Taxa mínima de armadura de esforço transversal $\rho_{w,min}$ (%)	Espaçamento máximo entre armaduras de esforço transversal $S_{cl,m\acute{a}x}$ (m)
Vigas	0,27	0,11	0,40

**Tabela 4.30 - Disposições construtivas impostas pelo Eurocódigo 8 para as armaduras transversais nas vigas de estruturas de classe de ductilidade DCM (zona crítica)**

Elemento Estrutural	Espaçamento máximo entre armaduras de esforço transversal $s$ (m)	Diâmetro mínimo das armaduras de esforço transversal (mm)	Armadura de esforço transversal adoptada (cm <sup>2</sup> )	Verificação
Vigas	0,15	6	Φ8//0.125	Verifica

As disposições construtivas relativas às armaduras transversais das vigas, para estruturas de classe de ductilidade DCM estão verificadas, como pode ser observado.

#### 4.2.4. Verificação das disposições construtivas para armaduras transversais nos pilares

Conforme o estipulado no 5.4.2.3 do Eurocódigo 8 – Parte 1, determina-se o esforço transversal de acordo com os momentos resistentes actuantes, em que estes serão multiplicados por dois coeficientes, um relativo à sobrerresistência ( $\gamma_{Rd} = 1,1$ ) e outro que será igual a 1,0 ou a  $\sum M_{Rb} / \sum M_{Rc}$ , escolhendo-se o menor dos dois valores.

**Tabela 4.31 - Cálculo dos momentos em cada extremidade dos pilares**

Pilar	$\sum M_{Rb} / \sum M_{Rc}$			$M_{i,d} = 1,1 \times M_{Rc,i} \times \sum M_{Rb} / \sum M_{Rc}$ (KNm)		
	Piso 0 – 1	Piso 1 – 2	Piso 2 – 3	Piso 0 – 1	Piso 1 – 2	Piso 2 – 3
Canto	0,65	0,65	0,65	133,6	133,6	133,6
Fachada	0,50	0,54	0,58	235,8	230,9	237,6
	0,52	0,56	0,60	139,9	137,0	141,0
Central	0,36	0,37	0,45	257,9	265,3	252,8

**Tabela 4.32 - Cálculo da quantidade de armadura de esforço transversal para os pilares**

Pilar	$M_{i,d \text{ máx}}$ (KNm)	$V_{sd} = \frac{M_1 + M_2}{l_{\text{pilar}}} \text{ (KN)}$	h (m)	d (m)	$z \times \cot \theta$	$A_{sw/s}$ (cm <sup>2</sup> )
Canto	133,6	89,0	0,50	0,432	0,3888	6,58
Fachada	237,6	158,4	0,70	0,632	0,5688	8,00
	141,0	94,0	0,40	0,332	0,2988	9,04
Central	265,3	265,3	0,70	0,634	0,5706	8,91

**Tabela 4.33 - Armadura de esforço transversal adoptada para os pilares e sua respectiva taxa (Solução Intermédia)**

Pilar	$A_{sw/s}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sw/s}$ adoptada (cm <sup>2</sup> )	b (m)	$\rho_w$ (%)	$\rho_{w,min}$ (%)
Canto	6,58	Φ8//0.15	6,70	0,50	0,13
Fachada	8,00	Φ10//0.15	10,48	0,40	0,26
	9,04			0,70	0,15
Central	8,91	Φ10//0.175	8,98	0,70	0,13

Para verificar as disposições construtivas para ductilidade local (zona crítica), impostas pelo Eurocódigo 8, relativas às armaduras transversais dos pilares, é necessário cumprir o disposto no 5.4.3.2.2 da mesma Norma. Visto que não foi determinado o factor de ductilidade em curvatura,  $\mu_\phi$ , para a base dos pilares principais sísmicos, recorreu-se ao ponto (8) do 5.4.3.2.2 (em que deve ser verificada a expressão (2.39)), de forma a satisfazer os requisitos dos pontos

(6)P e (7)P (descrito no Subcapítulo relativo às estruturas DCM). No entanto, antes de se proceder à verificação do ponto (8), que envolve a determinação da taxa mecânica volumétrica, deve-se verificar o ponto (11).

**Tabela 4.34 - Verificação do ponto (11) do 5.4.3.2.2 do Eurocódigo 8**

Pilar	$A_{sw}/s$ adoptada ( $cm^2$ )		Espaçamento máximo entre cintas (cm)	Distância máxima entre varões longitudinais consecutivos abraçados (máximo = 200mm)
Canto	$\Phi 8//0.15$	6,70	16	121 mm
Fachada	$\Phi 10//0.15$	10,48	14,5	280 mm
Central	$\Phi 10//0.175$	8,98	12,8	242 mm

Como é possível observar, apenas o primeiro pilar tem armadura transversal suficiente para satisfazer as imposições do ponto (11). De forma a verificar o ponto referido anteriormente, foram escolhidas as seguintes soluções:

**Tabela 4.35 - Verificação do ponto (11) do 5.4.3.2.2 do Eurocódigo 8**

Pilar	$A_{sw}/s$ adoptada ( $cm^2$ )		Espaçamento máximo entre cintas (cm)	Distância máxima entre varões longitudinais consecutivos abraçados (máximo = 200mm)
Canto	$\Phi 8//0.15$	6,70	16	121 mm
Fachada	$2x[\Phi 10//0.125]$	25,12	14,5	140 mm
Central	$3x[\Phi 10//0.125]$	37,68	12,8	161 mm

Assim, procede-se de seguida à verificação do ponto (8) do 5.4.3.2.2 do Eurocódigo 8.

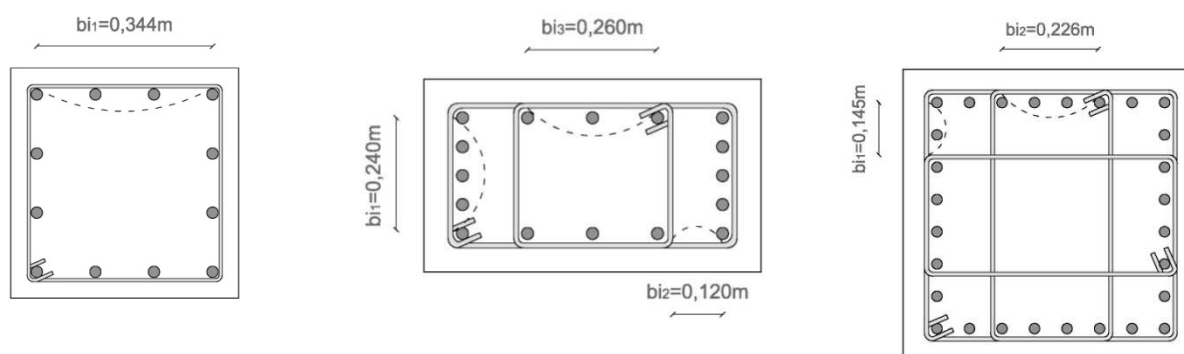
**Tabela 4.36 - Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas**

Pilar	$A_{sw}/s$ adoptada ( $cm^2$ )		Volume das cintas ( $cm^3$ )	Volume do núcleo ( $cm^3$ )	$\omega_{wd} = \left[ \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$
Canto	$\Phi 8//0.15$	6,70	643,40	$160 \times 10^3$	0,0700
Fachada	$2x[\Phi 10//0.125]$	25,12	2120,58	$180 \times 10^3$	0,2050
Central	$3x[\Phi 10//0.125]$	37,68	4142,19	$360 \times 10^3$	0,2002

**Tabela 4.37 - Coeficiente de eficácia do confinamento**

Pilar	$b_0$ (m)	$h_0$ (m)	$\sum_n b_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$s$ (m)	$\alpha_n$	$\alpha_s$	$\alpha$
Canto	0,392	0,392	0,473	0,150	0,487	0,654	0,318
Fachada	0,290	0,590	0,308	0,125	0,700	0,701	0,491
Central	0,590	0,590	0,372	0,125	0,822	0,799	0,657

A distância entre varões consecutivos abraçados,  $b_i$ , encontra-se esquematizada na seguinte figura:



**Figura 4.8 - Representação do  $b_i$  nos pilares (canto – esquerda, fachada – meio, central – direita)**

**Tabela 4.38 - Verificação do 5.4.3.2.2 (8) do Eurocódigo 8**

Pilar	$\omega_{wd}$	$\alpha$	$\alpha \times \omega_{wd}$	$30 \times \mu_\phi \times \nu_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035$	Verificação
Canto	0,0700	0,318	0,022	0,023	<b>Não Verifica</b>
Fachada	0,2050	0,491	0,101	0,075	<b>Verifica</b>
Central	0,2002	0,657	0,132	0,159	<b>Não Verifica</b>

A solução das armaduras transversais escolhidas para os pilares de canto e centrais não satisfaz o ponto (8). De modo a verificar o ponto (8), tem que se aumentar o valor do produto entre o coeficiente de eficácia de confinamento e a taxa mecânica volumétrica de cintas. Para tal, pode-se aumentar o diâmetro das cintas, ou diminuir o espaçamento das mesmas, sendo que no primeiro caso iria apenas aumentar o valor da taxa mecânica volumétrica, enquanto no segundo caso iria aumentar o coeficiente de eficácia de confinamento além da taxa mecânica volumétrica.

A fim de dar cumprimento ao ponto (8) do 5.4.3.2.2 do Eurocódigo 8, diminuiu-se o espaçamento entre as cintas.

**Tabela 4.39 - Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas**

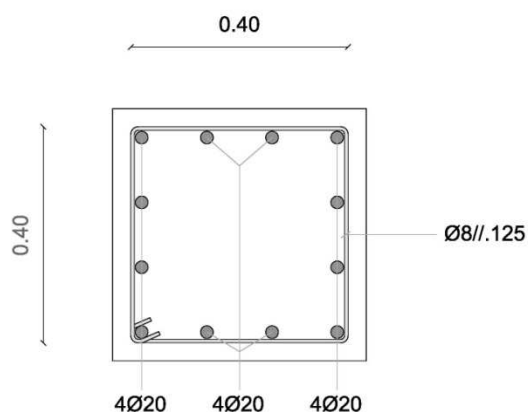
Pilar	$A_{sw}/s$ adoptada ( $cm^2$ )		Volume das cintas ( $cm^3$ )	Volume do núcleo ( $cm^3$ )	$\omega_{wd} =$ $\left[ \frac{\text{volume das cintas } f_{yd}}{\text{volume do núcleo de betão } f_{cd}} \right]$
Canto	$\Phi 8//0.125$	8,04	723,82	$160 \times 10^3$	0,0787
Fachada	$2 \times [\Phi 10//0.125]$	25,12	2120,58	$180 \times 10^3$	0,2050
Central	$3 \times [\Phi 10//0.100]$	47,10	5062,68	$360 \times 10^3$	0,2447

**Tabela 4.40 - Coeficiente de eficácia do confinamento**

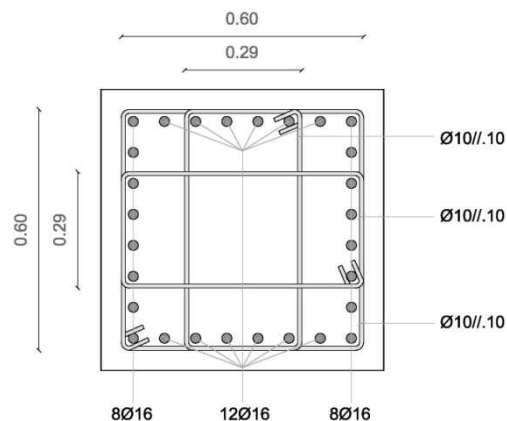
Pilar	$b_0$ (m)	$h_0$ (m)	$\sum_n b_i^2$ ( $m^2$ )	$s$ (m)	$\alpha_n$	$\alpha_s$	$\alpha$
Canto	0,392	0,392	0,473	0,125	0,487	0,707	0,344
Fachada	0,290	0,590	0,308	0,125	0,700	0,701	0,491
Central	0,590	0,590	0,372	0,100	0,822	0,838	0,688

**Tabela 4.41 - Verificação do 5.4.3.2.2 (8) do Eurocódigo 8**

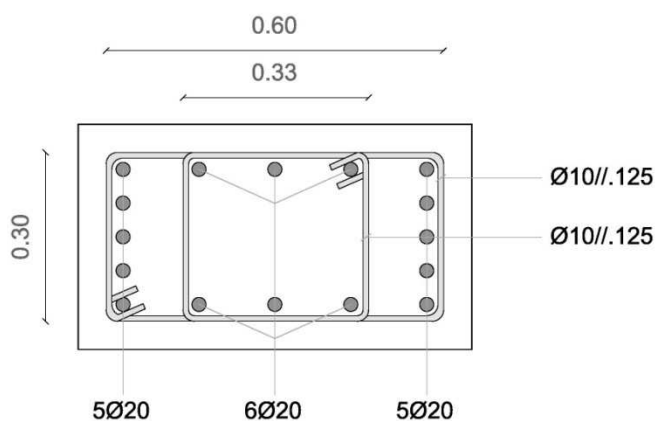
Pilar	$\omega_{wd}$	$\alpha$	$\alpha \times \omega_{wd}$	$30 \times \mu_\phi \times \nu_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035$	Verificação
Canto	0,0787	0,344	0,027	0,023	Verifica
Fachada	0,2050	0,491	0,101	0,075	Verifica
Central	0,2447	0,688	0,168	0,159	Verifica



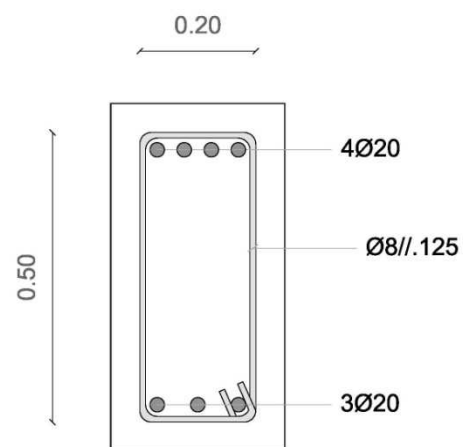
**Figura 4.9 - Pormenorização do Pilar de Canto (DCM)**



**Figura 4.10 - Pormenorização do Pilar Central (DCM)**



**Figura 4.11 - Pormenorização do Pilar de Fachada (DCM)**



**Figura 4.12 - Pormenorização da Viga (DCM)**

### 4.3. Dimensionamento da estrutura segundo RSA / REBAP

Após dimensionamento da estrutura em estudo segundo a regulamentação dos Eurocódigos, procede-se agora ao dimensionamento segundo o RSA / REBAP, recorrendo ao programa de cálculo automático SAP 2000, obtendo-se os seguintes valores necessários de quantidade de armaduras:

**Tabela 4.42 - Armadura Longitudinal da estrutura dimensionada segundo RSA / REBAP (Solução Inicial)**

Elemento Estrutural		Armadura Longitudinal necessária ( $cm^2$ )	Armadura Longitudinal Adoptada ( $cm^2$ )	
Pilar de Canto		18,6	12 $\Phi$ 16	24,13
Pilar de Fachada		18,1	12 $\Phi$ 16	24,13
Pilar Central		23,3	12 $\Phi$ 16	24,13
Vigas	Fibra Superior	8,8	3 $\Phi$ 20	9,42
	Fibra Inferior	4,3	3 $\Phi$ 16	6,03

**Tabela 4.43 – Esforço Transverso aplicado nos elementos estruturais segundo RSA / REBAP**

Elemento Estrutural	Esforço transverso Aplicado, $V_{sd}$ (KN)	Contribuição do betão para a resistência ao esforço transverso, $V_{cd}$ (KN)
Pilar de Canto	47	98
Pilar de Fachada	53	143
	85	75
Pilar Central	128	143
Vigas	101	120

Como pode ser observado, o próprio betão é suficiente para resistir ao esforço transverso, de forma que se irá adoptar apenas a armadura transversal mínima.

As armaduras obtidas terão que respeitar algumas disposições construtivas indicadas no REBAP, como limites de quantidade de armadura e espaçamento entre varões longitudinais consecutivos abraçados.



**Tabela 4.44 - Armadura Longitudinal máxima e mínima regulamentar para pilares (REBAP)**

Elemento Estrutural	Armadura Longitudinal Inicialmente Adoptada ( $cm^2$ )		$A_{s,min} = 0,6\% A_c$ ( $cm^2$ )	$A_{s,max} = 8\% A_c$ ( $cm^2$ )	Armadura Longitudinal Adoptada ( $cm^2$ )	
Pilar de Canto	12 $\Phi$ 16	24,13	15,0	200	12 $\Phi$ 16	24,13
Pilar de Fachada	12 $\Phi$ 16	24,13	16,8	224	12 $\Phi$ 16	24,13
Pilar Central	12 $\Phi$ 16	24,13	29,4	392	16 $\Phi$ 16	32,17

**Tabela 4.45 - Armadura Longitudinal máxima e mínima regulamentar para vigas (REBAP)**

Elemento Estrutural		Armadura Longitudinal Adoptada ( $cm^2$ )		$A_{s,min} = \frac{0,15 \times b \times d}{100}$ ( $cm^2$ )	$A_{s,max} = 4\% A_c$ ( $cm^2$ )	$A_{s,min}$ de apoio ( $cm^2$ )
Vigas	Fibra Superior	3 $\Phi$ 20	9,42	2,39	72	2,99
	Fibra Inferior	3 $\Phi$ 16	6,03			

**Tabela 4.46 - Armadura Transversal mínima e espaçamento máximo regulamentar (REBAP) (Solução Inicial)**

Elemento Estrutural	$A_{sw}/s$ min ( $cm^2/m$ )	Espaçamento máximo entre cintas (cm)	Armadura Transversal Adoptada ( $cm^2/m$ )	
Pilar de Canto	---	24	$\Phi$ 8//0.20	5,02
Pilar de Fachada	---	24	$\Phi$ 8//0.20	5,02
Pilar Central	---	19,2	$\Phi$ 8//0.20	5,02
Vigas	3,00	30	$\Phi$ 8//0.20	5,02

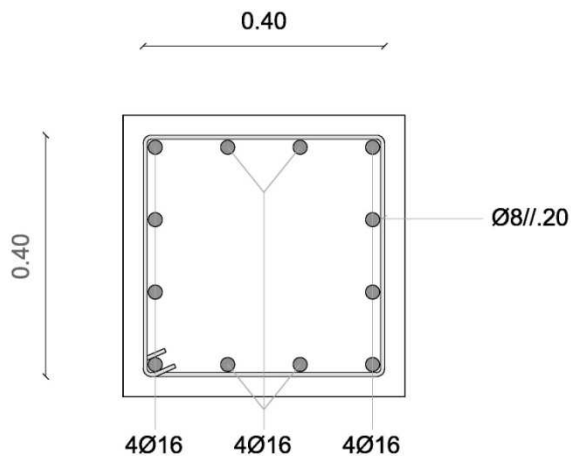
**Tabela 4.47 - Distância máxima entre varões longitudinais (REBAP)**

<b>Elemento Estrutural</b>	<b>Distância máxima entre varões longitudinais (cm)</b>	<b>Distância máxima existente entre varões longitudinais (cm)</b>	<b>Distância máxima entre varões longitudinais consecutivos abraçados (Art.º 122.3 do REBAP – máximo = 150mm)</b>
Pilar de Canto	30	10,7	123
Pilar de Fachada		17,3	173
Pilar Central		25,2	268
Vigas	7,5	7,5	---

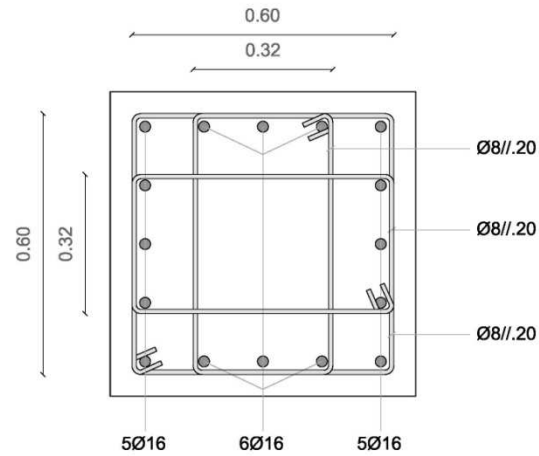
Visto que a distância máxima entre varões longitudinais consecutivos abraçados não respeita o indicado no Artigo 122.3 do REBAP, tem que adicionar mais armadura de esforço transverso.

**Tabela 4.48 - Armadura Transversal e Distância máxima entre varões longitudinais (REBAP) (Solução Final)**

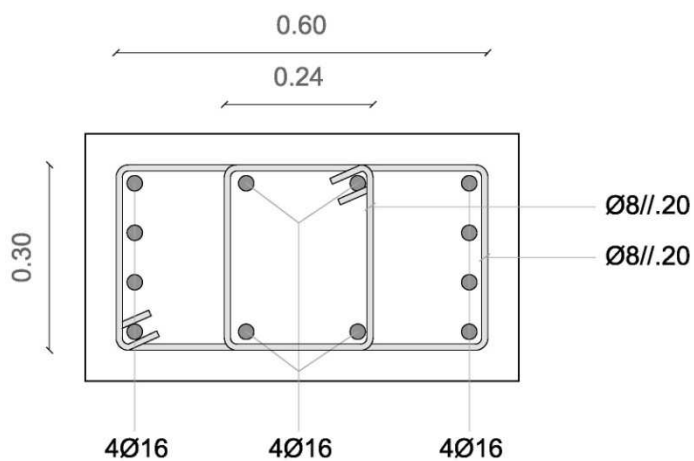
<b>Armadura Transversal Adoptada (cm<sup>2</sup>/m)</b>		<b>Distância máxima entre varões longitudinais consecutivos abraçados (Art.º 122.3 do REBAP – máximo = 150mm)</b>
$\Phi 8//0.20$	5,02	123
$2x[\Phi 8//0.20]$	10,04	73
$3x[\Phi 8//0.20]$	15,06	125
$\Phi 8//0.20$	5,02	---



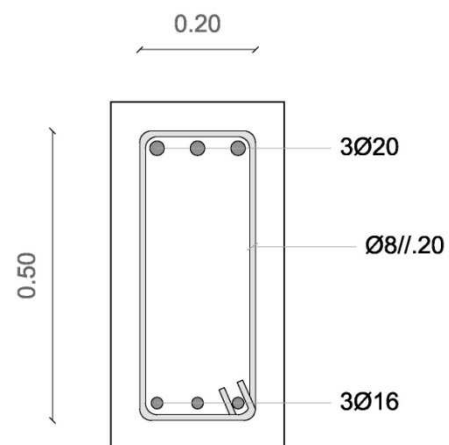
**Figura 4.13 - Pormenorização do Pilar de Canto (RSA/REBAP)**



**Figura 4.14 - Pormenorização do Pilar Central (RSA/REBAP)**



**Figura 4.15 - Pormenorização do Pilar de Fachada (RSA/REBAP)**



**Figura 4.16 - Pormenorização da Viga (RSA/REBAP)**

#### 4.4. Comparação entre os resultados obtidos (DCL / DCM / RSA – REBAP)

As armaduras obtidas para a estrutura em análise, segundo diferentes classes de ductilidade e regulamentação, encontram-se na seguinte tabela:

Tabela 4.49 - Armadura Longitudinal Adoptada (DCL / DCM / RSA - REBAP)

Elemento Estrutural		Armadura Longitudinal Adoptada ( $cm^2$ )					
		DCL		DCM		RSA / REBAP	
Pilar de Canto		16 $\Phi$ 25	78,50	12 $\Phi$ 20	37,70	12 $\Phi$ 16	24,13
Pilar de Fachada		20 $\Phi$ 25	98,20	16 $\Phi$ 20	50,27	12 $\Phi$ 16	24,13
Pilar Central		32 $\Phi$ 25	157,10	28 $\Phi$ 16	56,30	16 $\Phi$ 16	32,17
Vigas	Fibra Superior	6 $\Phi$ 25	29,45	4 $\Phi$ 20	12,57	3 $\Phi$ 20	9,42
	Fibra Inferior	5 $\Phi$ 25	24,54	3 $\Phi$ 20	9,42	3 $\Phi$ 16	6,03

Tabela 4.50 - Armadura Transversal Adoptada (DCL / DCM / RSA - REBAP)

Elemento Estrutural		Armadura Transversal Adoptada ( $cm^2/m$ )					
		DCL		DCM		RSA / REBAP	
Pilar de Canto		3x[ $\Phi$ 8//0.20]	15,06	$\Phi$ 8//0.125	8,04	$\Phi$ 8//0.20	5,02
Pilar de Fachada		2x[ $\Phi$ 10//0.10]	31,40	2x[ $\Phi$ 10//0.125]	25,12	2x[ $\Phi$ 8//0.20]	10,04
Pilar Central		3x[ $\Phi$ 10//0.15]	31,44	3x[ $\Phi$ 10//0.100]	47,10	3x[ $\Phi$ 8//0.20]	15,06
Vigas		$\Phi$ 10//0.10	15,70	$\Phi$ 8//0.125	8,04	$\Phi$ 8//0.20	5,02

Deste modo, obteve-se o seguinte quadro, que compara a quantidade de armadura necessária para cada um dos dimensionamentos referidos neste Capítulo:

Tabela 4.51 - Quantidade de Armadura Longitudinal

Quantidade de Armadura Longitudinal ( $m^3$ )			
Elemento estrutural	DCL	DCM	RSA / REBAP
<b>Pilares</b>	2,0736	0,9338	0,5019
<b>Vigas</b>	2,5915	1,0555	0,7416
<b>TOTAL</b>	<b>4,6651</b>	<b>1,9893</b>	<b>1,2435</b>
Relação			
	DCL	DCM	RSA / REBAP
<b>DCL</b>	---	234,5%	375,2%
<b>DCM</b>	42,6%	---	160,0%
<b>RSA / REBAP</b>	26,7%	62,5%	---

Tabela 4.52 - Quantidade de Armadura Transversal

Quantidade de Armadura Transversal ( $m^3$ )			
Elemento estrutural	DCL	DCM	RSA / REBAP
Pilares	0,4900	0,4443	0,1648
Vigas	0,5313	0,2725	0,1711
<b>TOTAL</b>	<b>1,0213</b>	<b>0,7167</b>	<b>0,3360</b>
Relação			
	DCL	DCM	RSA / REBAP
DCL	---	142,5%	304,0%
DCM	70,2%	---	213,3%
RSA / REBAP	32,9%	46,9%	---

Tabela 4.53 - Quantidade de Armadura

Quantidade de Armadura ( $m^3$ )			
Elemento estrutural	DCL	DCM	RSA / REBAP
<b>TOTAL</b>	<b>5,6864</b>	<b>2,7061</b>	<b>1,5795</b>
Relação			
	DCL	DCM	RSA / REBAP
DCL	---	210,1%	360,0%
DCM	47,6%	---	171,3%
RSA / REBAP	27,8%	58,4%	---

A estrutura dimensionada para uma classe de ductilidade DCL, no terreno e zona em análise, irá necessitar de maior quantidade de armadura total, tanto como de armadura longitudinal como transversal, pois os esforços provocados pelo espectro imposto pelo Eurocódigo 8 são muito mais gravosos que os restantes.

Outro aspecto relevante, é que a estrutura dimensionada para o espectro do RSA tem menor quantidade de armadura, transversal ou longitudinal, do que a estrutura dimensionada para o espectro do Eurocódigo 8 (tanto para  $q = 1,5$  ou  $q = 3,9$ ). De salientar que a quantidade de armadura necessária para uma estrutura de classe de ductilidade DCL é cerca de 3,5 vezes superior à necessária para a mesma estrutura, mas segundo o espectro do RSA.

No entanto, visto que no Algarve é obrigatório o dimensionamento das estruturas para classe de ductilidade DCM, é importante sensibilizar todos os agentes relacionados com a área da construção civil que, com a entrada em vigor da NP EN 1998-1 (2010), será necessário 170% da quantidade de aço utilizada actualmente, para a zona de Lagos.

Tabela 4.54 – Custo da Armadura Longitudinal €

Elemento estrutural	DCL	DCM	RSA / REBAP
Pilares	12.616	5608	3014
Vigas	15.767	6339	4454
<b>TOTAL</b>	<b>28.383</b>	<b>11.948</b>	<b>7468</b>
<b>Diferenças entre custos €</b>			
	<b>DCL</b>	<b>DCM</b>	<b>RSA / REBAP</b>
DCL	---	+16435	+20914
DCM	-16435	---	+4479
RSA / REBAP	-20914	-4479	---

Tabela 4.55 – Custo da Armadura Transversal €

Elemento estrutural	DCL	DCM	RSA / REBAP
Pilares	3614	2762	1061
Vigas	3295	1753	1101
<b>TOTAL</b>	<b>6909</b>	<b>4516</b>	<b>2162</b>
<b>Diferenças entre custos €</b>			
	<b>DCL</b>	<b>DCM</b>	<b>RSA / REBAP</b>
DCL	---	+2393	+4747
DCM	-2393	---	+2354
RSA / REBAP	-4747	-2354	---

Tabela 4.56 – Custo total da armadura €

Elemento estrutural	DCL	DCM	RSA / REBAP
<b>TOTAL</b>	<b>35.292</b>	<b>16.463</b>	<b>9630</b>
<b>Diferenças entre custos €</b>			
	<b>DCL</b>	<b>DCM</b>	<b>RSA / REBAP</b>
DCL	---	+18.828	+25.661
DCM	-18.828	---	+6833
RSA / REBAP	-25.661	-6833	---

Como se observa, para a estrutura em análise, caso esta fosse dimensionada como sendo uma estrutura de classe de ductilidade DCL, sairia cerca de 26.000 euros mais cara do que a estrutura dimensionada pelo RSA / REBAP, só em aço. No entanto, de acordo com a NP EN 1998-1 (2010), a estrutura teria de ser dimensionada com classe de ductilidade DCM, quando situada no Algarve, o que implicaria que se iria gastar mais 7000 euros em aço do que a mesma estrutura projectada com a regulamentação actual (RSA / REBAP), o que equivale a cerca de 70% de custos adicionais, só em aço.

## 5. DISCUSSÃO DE RESULTADOS, CONCLUSÕES E PROPOSTAS FUTURAS

Após realização da presente dissertação, com base nos estudos e comparações que foram realizados, verificou-se claras diferenças entre alguns aspectos, tanto entre estruturas dimensionadas como classe de ductilidade DCL e DCM, como entre regulamentações diferentes, Eurocódigos e RSA / REBAP.

Inicialmente realizou-se uma comparação entre os regulamentos em vigor (RSA / REBAP) e o Eurocódigo 8 / Eurocódigo 2, onde foram observadas algumas diferenças bastante significativas. Com o Eurocódigo 8, foi introduzido uma nova classe de ductilidade (DCH), e a própria regularidade em altura das estruturas é considerada no cálculo do coeficiente de comportamento para estruturas de ductilidade melhorada (o que permite às estruturas terem um coeficiente de comportamento o mais adequado possível à sua morfologia). Outro aspecto está relacionada com a introdução do Requisito de limitação de danos, por parte do Eurocódigo 8, impondo um limite aos deslocamentos relativos entre pisos, requisito este que não existe no RSA. O Eurocódigo 8 também é mais detalhado no que respeita ao zonamento do território nacional, havendo a introdução de 2 novas zonas para o sismo afastado, e à caracterização dos terrenos, introduzindo mais 2 novos tipos, além dos especiais.

Relativamente aos espectros de aceleração sísmica, também foram encontradas diferenças significativas entre as regulamentações analisadas. Em Lagos, para terrenos mais rígidos, a envolvente dos espectros impostos pelo RSA é quase sempre inferior à envolvente dos espectros impostos pelo Eurocódigo 8, à excepção de estruturas com períodos bastante baixos, que apenas estruturas DCL são mais gravosas. Só estruturas com coeficiente de comportamento superior a 3,5 – 4,0 terão um espectro de aceleração semelhante ao preconizado pelo RSA. Para terrenos bastante brandos (nomeadamente o D), os espectros do Eurocódigo 8 são muito mais gravosos, podendo ser até 4,5 vezes superiores aos do RSA, no caso das estruturas DCL.

Também se verificou que a principal diferença entre o dimensionamento segundo a classe de ductilidade DCL e a DCM prende-se com a introdução da verificação de disposições construtivas para ductilidade local (zonas críticas) nesta última, tais como uma quantidade de armadura de esforço transversal e espaçamento entre varões longitudinais consecutivos abraçados devidamente adequados, entre outros.

Outra conclusão desta dissertação está relacionada com a comparação dos resultados obtidos para uma análise estática não – linear de um pórtico pertencente a uma estrutura de classe de ductilidade DCL e DCM. Como já seria espectável, a estrutura de classe de ductilidade DCL tem uma curva de capacidade muito superior à da mesma estrutura, mas para classe de ductilidade DCM, o que significa que esta última tem um comportamento menos resistente que a primeira. No entanto, o pórtico DCM tem um deslocamento – alvo superior ao obtido para o

pórtico DCL, o que significa que necessita de ter maior capacidade de plastificação que este último, traduzindo-se numa maior capacidade de dissipação de energia. Uma vez que o pórtico da estrutura DCM suporta maiores deslocamentos, este irá formar um maior número de rótulas plásticas. Para a zona em análise, Lagos, conforme os resultados obtidos, a estrutura dimensionada segundo a classe de ductilidade DCL irá ter menores danos (visto que tem menores deslocamentos), mas também deverá ser muito mais cara que a estrutura dimensionada segundo a classe de ductilidade DCM, visto que contém muito mais quantidade de armadura.

Pode-se então depreender que, tendo em conta os espectros indicados pela nova regulamentação, os edifícios construídos com base no RSA / REBAP, situados no Algarve, deverão ter um nível de segurança inferior. Isto porque esses edifícios, embora tenham acelerações espectrais semelhantes aos da estrutura com classe de ductilidade DCM (recomendado para o Algarve); sendo até mesmo inferiores para solos mais brandos; não têm as mesmas exigências que as existentes no Eurocódigo 8, nomeadamente para as zonas críticas, que influenciam bastante o comportamento sísmico global e local da estrutura. Esta incerteza torna então pertinente a questão da reavaliação do comportamento sísmico das infra-estruturas cruciais para a protecção civil e de segurança pública, de forma a serem feitos os reforços estruturais necessários para prevenir o colapso das mesmas.

Outra conclusão que se pretende atingir com esta dissertação incide na relação custo/benefício entre o dimensionamento de uma estrutura (cuja situação seja idêntica à presente nesta dissertação) segundo as classes de dimensionamento DCL e DCM, e também segundo o RSA / REBAP. Como foi possível observar, a estrutura dimensionada com classe de ductilidade DCL tem maior quantidade total de armadura que as restantes, entre o dobro e o quadruplo. Relativamente à quantidade de armadura existente nos edifícios actuais (que respeitem o RSA / REBAP), esta é consideravelmente inferior à que irá existir no futuro, devendo por isso ser realizados estudos que analisem a segurança estrutural daqueles.

Quanto ao custo da obra relativo à quantidade de aço, a estrutura DCL irá gastar praticamente o dobro em aço do que a estrutura DCM. No entanto um projecto para uma estrutura DCL é bastante mais simples do que um projecto para a mesma estrutura, mas com classe de ductilidade DCM. Uma outra vantagem que a estrutura DCL poderá ter, nomeadamente na situação em análise, é apresentar um comportamento bastante mais resistente que a estrutura DCM, visto que toda a sua integridade estrutural está dependente apenas da capacidade resistente dos seus elementos, ao contrário da estrutura DCM, cujos elementos estruturais terão que apresentar uma capacidade de dissipação de energia bastante superior (que é mais difícil de garantir a quando da execução da estrutura). No entanto, a estrutura DCM poderá suportar maiores deslocamentos. No Algarve, onde será necessário projectar estruturas com classe de ductilidade DCM (por indicação do Anexo Nacional ao Eurocódigo 8), será previsível que, para uma estrutura semelhante à analisada, localizada em Lagos, se gaste 170% mais em aço do que actualmente (segundo o RSA / REBAP), aumentando consequentemente o custo



final da obra. Esta ordem de grandeza não é necessariamente igual para outras localidades do Algarve.

Pode-se então inferir que, para uma estrutura semelhante à analisada, compensa mais fazer uma estrutura segundo a classe de ductilidade DCM (mesmo que o projecto desta seja ligeiramente mais caro). Nesta situação, o custo final da obra significa uma poupança de cerca de 19.000 euros.

Após realização da presente dissertação, propõe-se que sejam realizados futuros estudos semelhantes ao realizado, mas para diferentes zonas do Algarve, e diferentes tipos de terreno. Deste modo será possível perceber qual o verdadeiro impacto que a mudança de regulamentação irá trazer à nossa sociedade.

## **BIBLIOGRAFIA**

(1) MARTINS, J. G. e FERREIRA, I. **Estruturas de Ductilidade Melhorada**, Porto : Universidade Fernando Pessoa, 2006.

(2) LOPES, M. Sismos e Edifícios, 1.<sup>a</sup> ed. Mafra: Rolo & Filhos II S,A, 2008. ISBN 978-972-8620-11-0.

(3) RSA. "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes", Porto : Porto Editora, Decreto - Lei nº 235/83, de 31 de Maio.

(4) EUROCÓDIGO 8. "Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1:Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios", Edição: Março 2010. Caparica: Instituto Português da Qualidade.

(5) RODRIGUES, C. M. C.. **Comportamento às acções cíclicas de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos**. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, 2005. Dissertação de Doutoramento.

(6) MANDER, J.B.; PRIESTLEY, M. J. N. ; PARK, R. Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete. **Journal of Structural Engineering, Michigan. ISSN 0733-9445. Vol. 114 (1988), p. 1804-1825.**

(7) BENTO, R.; FALCÃO, S. ; RODRIGUES, F.. **Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares**. Minho : Universidade do Minho, 2004. SÍSMICA 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. p. 866-874.

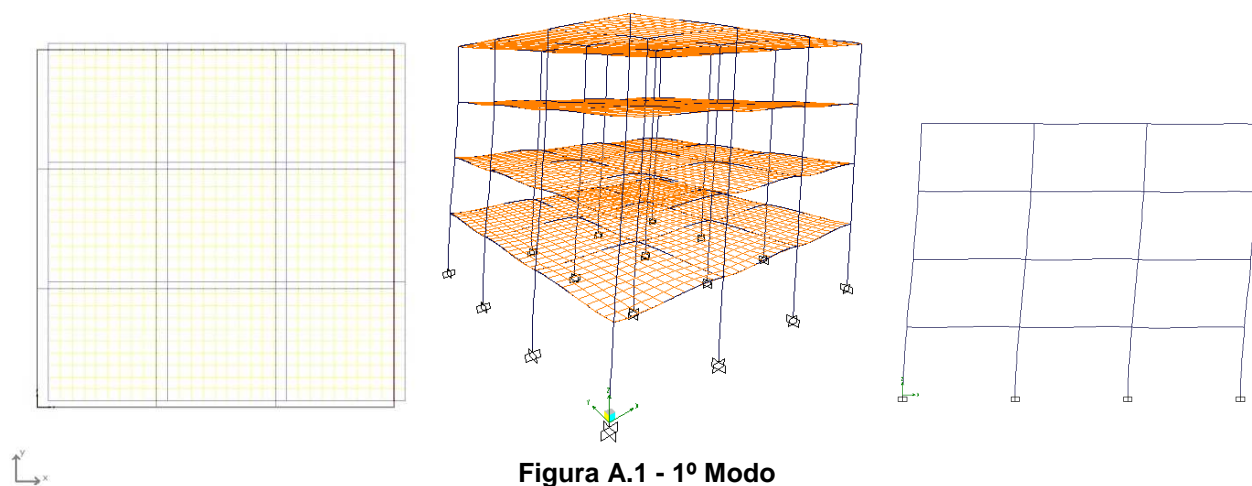
- (8) BENTO, R. e FALCÃO, S.. **Avaliação sísmica de estruturas com base em análises estáticas não lineares - metodologia**. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), Lisboa. SÉRIE I, nº 51 (2002), p. 3-11.
- (7) REBAP. "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado". Porto : Porto Editora, Decreto - Lei nº 349-C/83, de 30 de Julho.
- (9) EUROCÓDIGO. "Bases para o projecto de estruturas", Edição: Dezembro 2009. Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- (10) EUROCÓDIGO 1. "Acções em estruturas - Parte 1-1:Acções gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios", Edição: Dezembro 2009. Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- (11) EUROCÓDIGO 2. "Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", Edição: Março 2010. Caparica: Instituto Português da Qualidade.
- (12) SAP 2000 Version 10. "Structural Analysis Program". University Avenue, Berkeley, California, USA, 2005.
- (13) SEISMOSTRUCT Version 5.2.1. Via Boezio 10, 27100 Pavia, Italy, 2011.

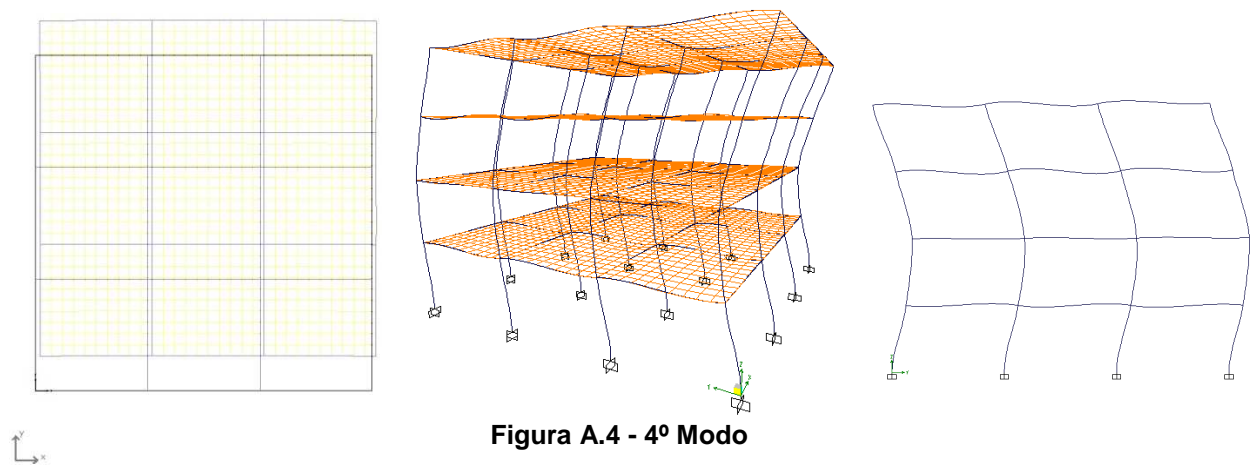
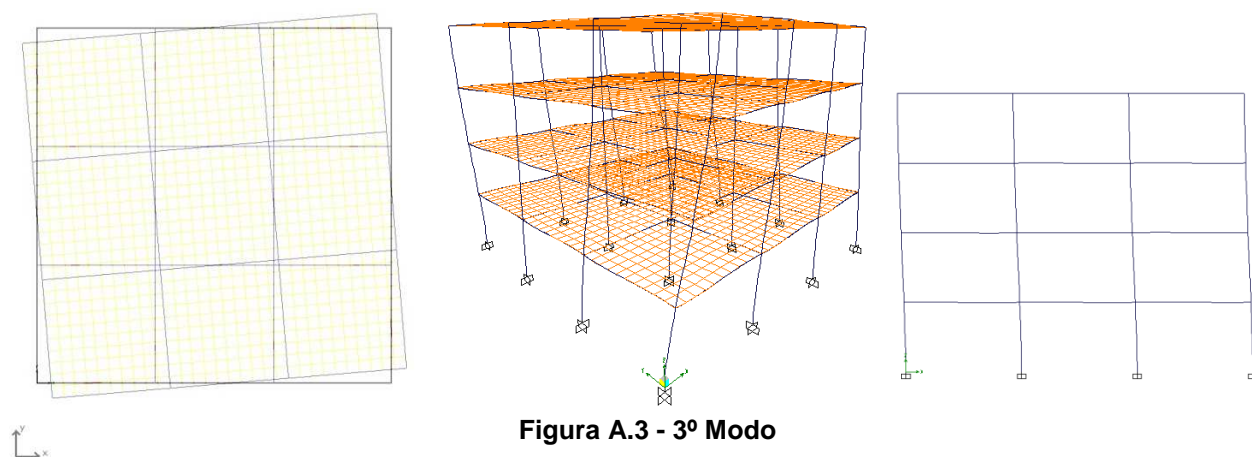
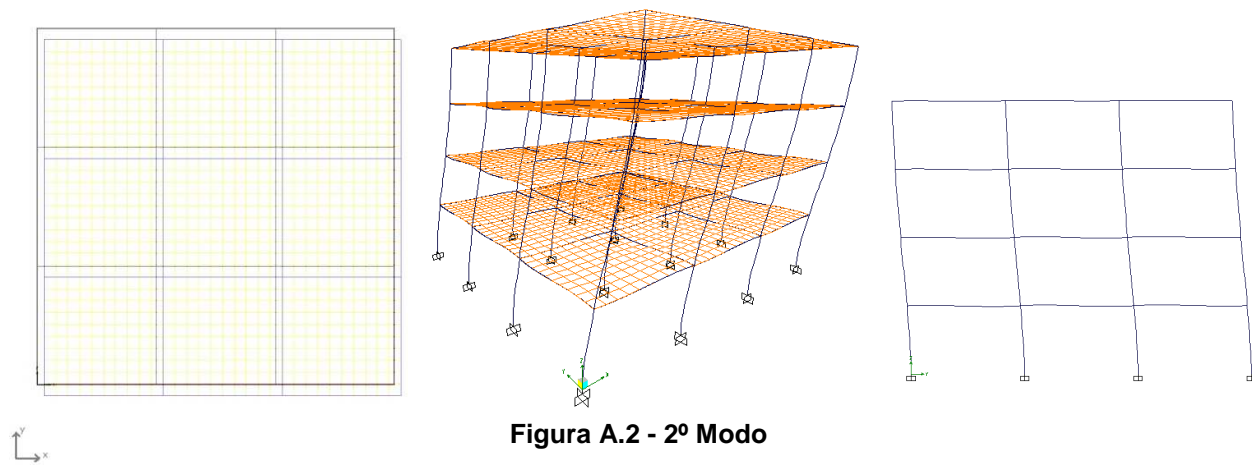
## ANEXOS

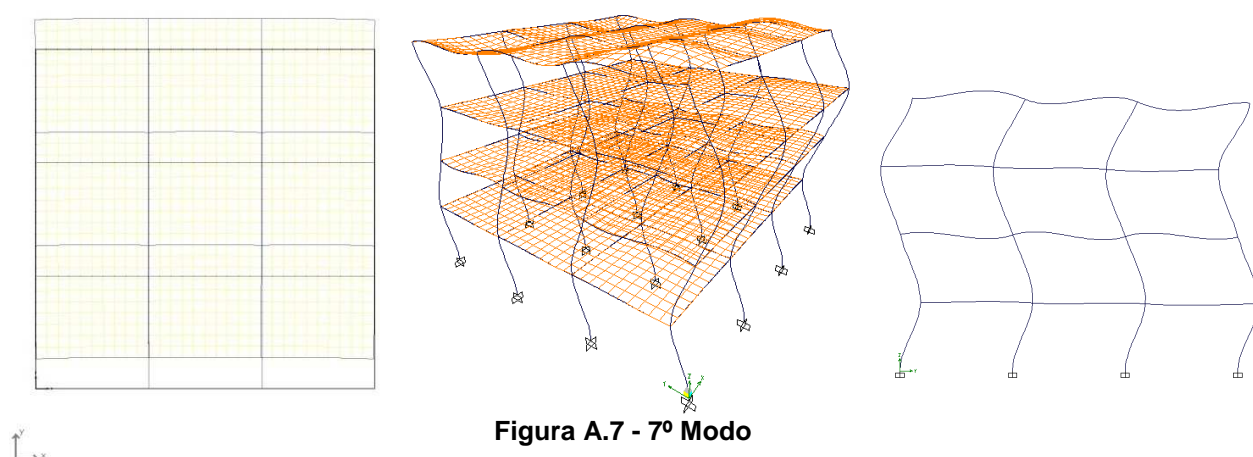
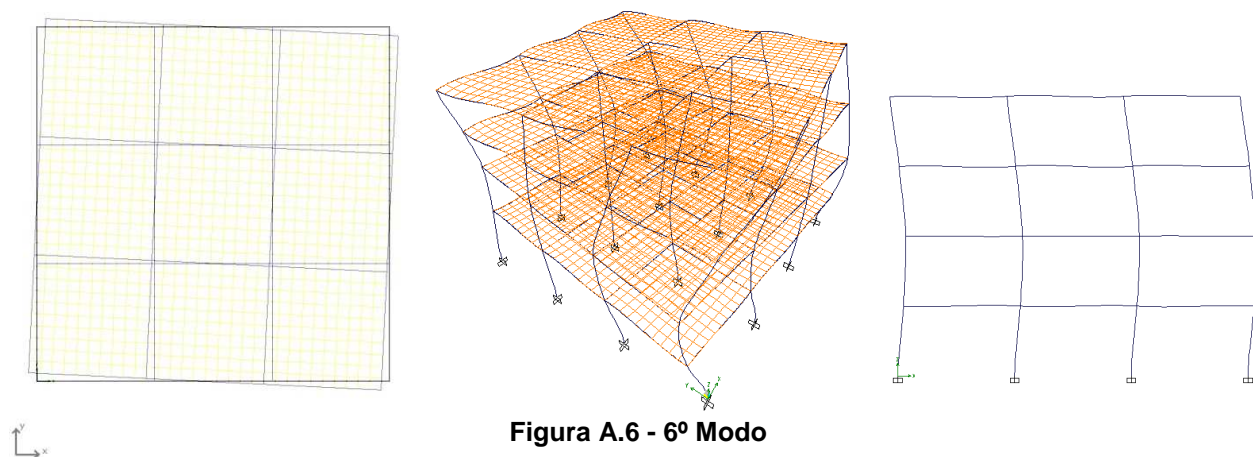
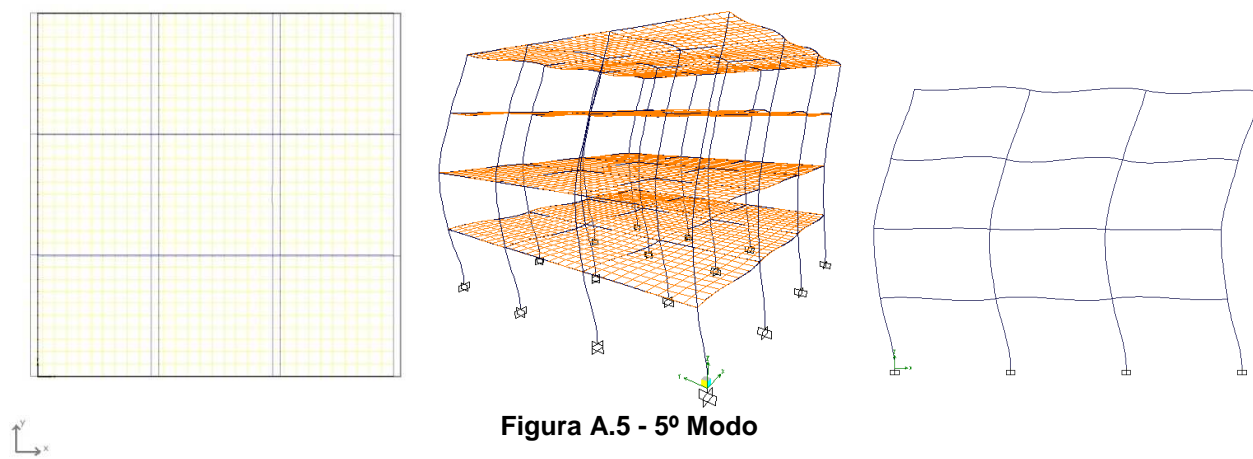
### A.1. MODOS DE VIBRAÇÃO

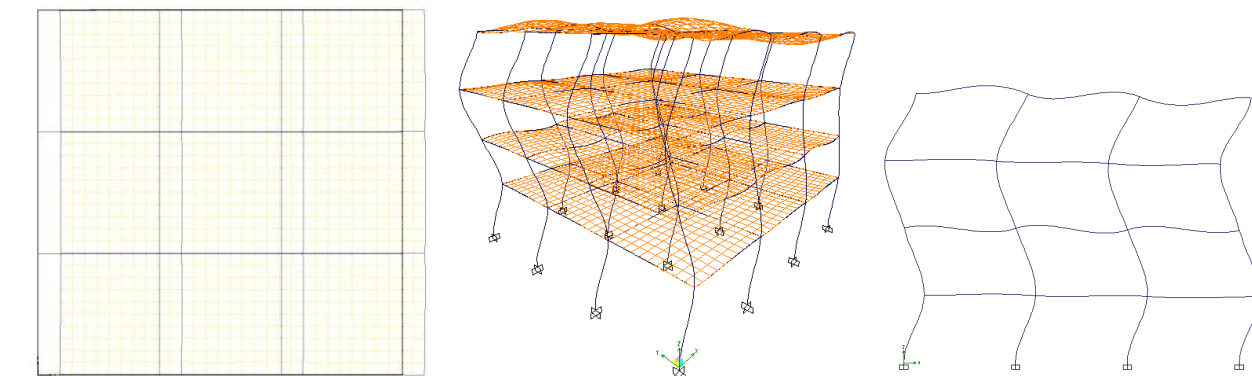
Tabela A.1 - Período, Frequência e Participação Modal

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Participação Modal – Translação em x		Participação Modal – Translação em y	
			%	% Acumulado	%	% Acumulado
1	0,4579	2,184	60,11	60,11	22,35	22,35
2	0,4579	2,184	22,35	82,46	60,11	82,46
3	0,3926	2,547	0,00	82,46	0,00	82,46
4	0,1396	7,1627	0,16	82,62	11,45	93,91
5	0,1396	7,1627	11,45	94,06	0,16	94,06
6	0,1211	8,2572	0,00	94,06	0,00	94,06
7	0,0749	13,357	0,00	94,06	4,34	98,40
8	0,0749	13,357	4,34	98,40	0,00	98,40
9	0,0719	13,91	0,00	98,40	0,00	98,40
10	0,0716	13,962	0,00	98,40	0,00	98,40
11	0,0716	13,97	0,12	98,52	0,01	98,41
12	0,0716	13,97	0,01	98,53	0,12	98,53

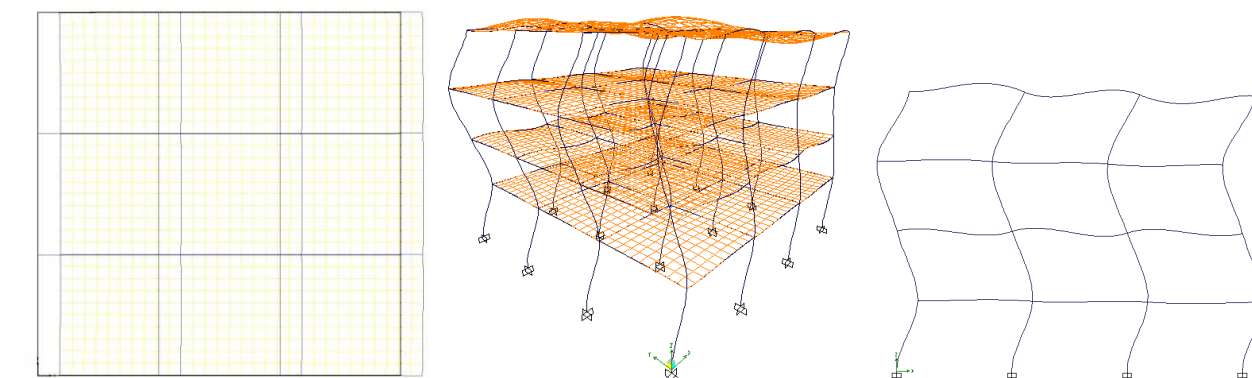




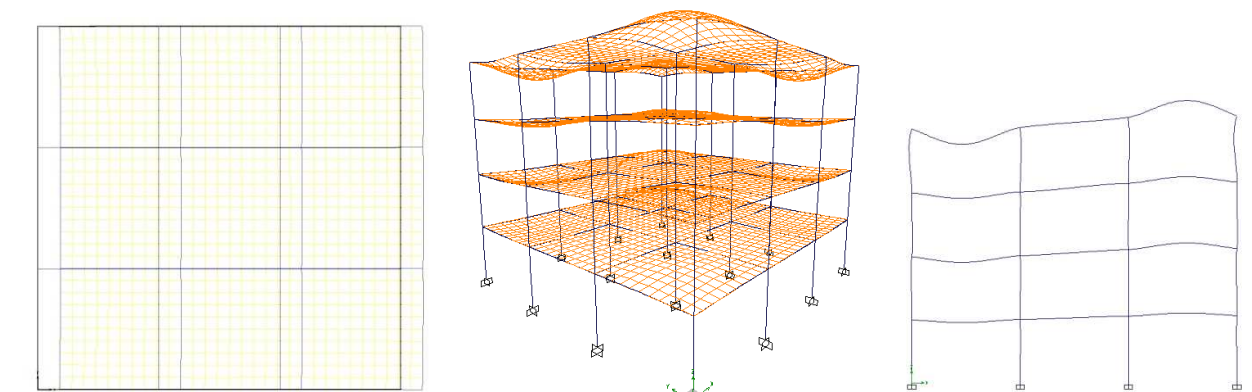




**Figura A.8 - 8º Modo**

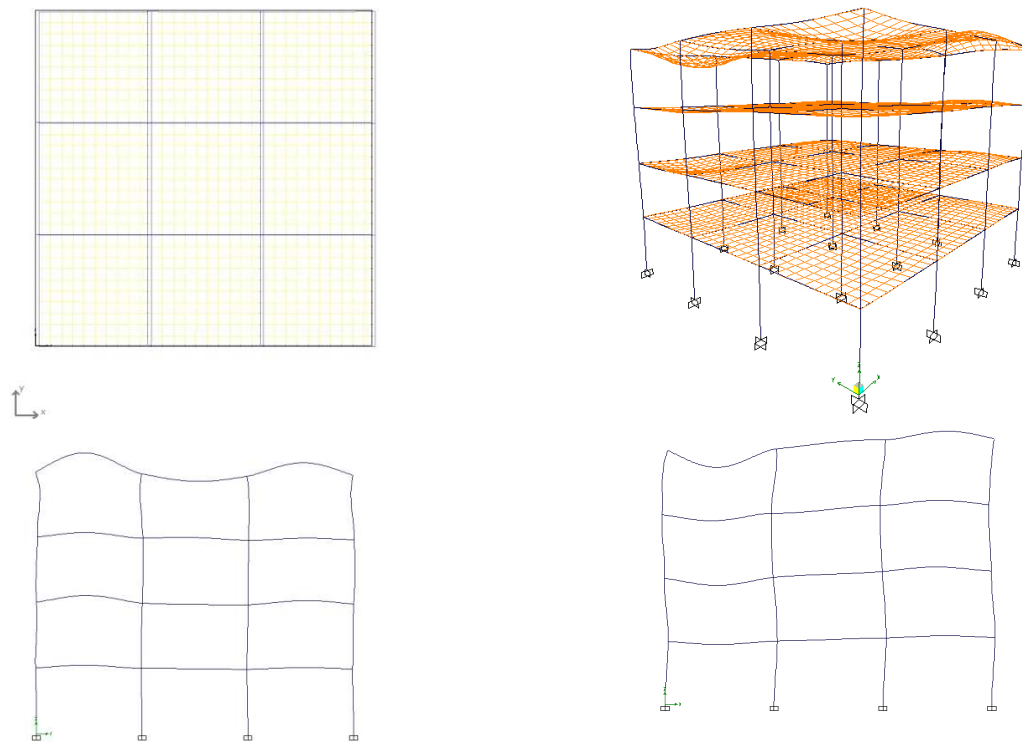


**Figura A.9 - 9º Modo**

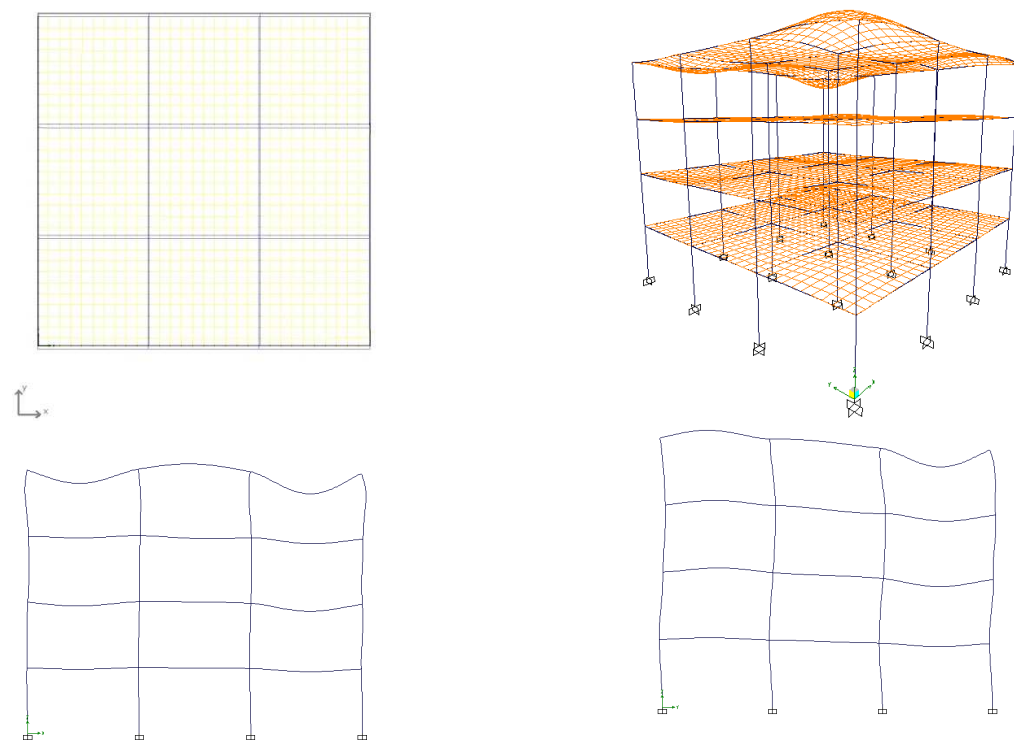


**Figura A.10 - 10º Modo**





**Figura A.11 - 11º Modo**



**Figura A.12 - 12º Modo**

## A.2. CÁLCULO DOS MOMENTOS RESISTENTES DOS PILARES

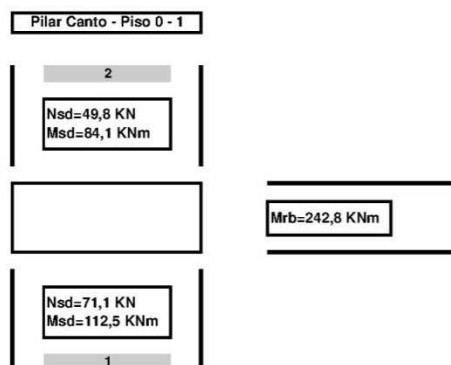


Figura A.13 - Nó Pilar de Canto - Viga (Piso 0 - 1)

Tabela A.2 - Momento Resistente do Pilar de Canto (Piso 0 - 1)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (kN)	Msd (kNm)	$\nu$	$\omega$	$\mu$	Mrc (kNm)
Canto	50x50	1	6 $\Phi$ 20	18.85	0.5	0.5	-71.1	112.5	-0.01	0.13	0.060	150.0
		2					-49.8	84.1	-0.01		0.060	150.0

Tabela A.3 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Canto – Piso 0 – 1)

Pilar	Msd (kNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (kNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (kNm)	Mrc (kNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	112.5	315.7	57.2%	180.6	150.0	<b>Não Verifica</b>
2	84.1		42.8%	135.0	150.0	<i>Verifica</i>

Tem que se aumentar um varão por cada face do pilar 8 $\Phi$ 20  $\rightarrow$  12 $\Phi$ 20 ( $A_s=37,70cm^2$ )



Tabela A.4 - Momento Resistente do Pilar de Canto (Piso 0 - 1)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$v$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
Canto	50x50	1	8 $\Phi$ 20	25,13	0.5	0.5	-71.1	112.5	-0.01	0.17	0.075	187.5
		2					-49.8	84.1	-0.01		0.075	187.5

Tabela A.5 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Canto – Piso 0 – 1)

Pilar	Msd (KNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	112.5	315.7	57.2%	180.6	187.5	Verifica
2	84.1		42.8%	135.0	187.5	Verifica

Pilar de Fachada - Piso 0 - 1

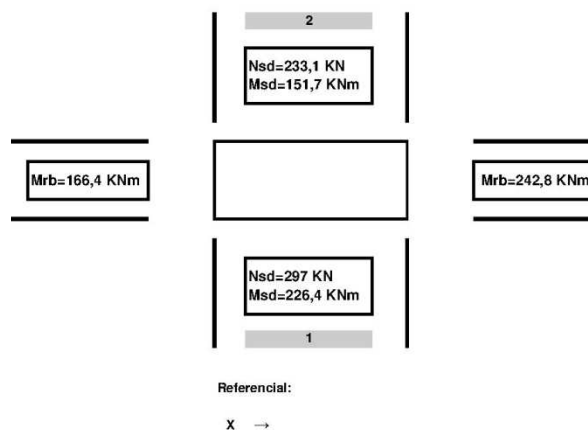


Figura A.14 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 0 - 1)

Tabela A.6 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 0 - 1)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$v$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	6 $\Phi$ 20	18.85	0.4	0.7	-297	226.4	-0.05	0.12	0.080	313.6
		2					-233.1	151.7	-0.04	0.12	0.070	274.4

Tabela A.7 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 0 – 1)

Pilar	Msd (KNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	226.4	532.0	59.9%	318.6	313.6	<b>Não Verifica</b>
2	151.7		40.1%	213.5	274.4	Verifica

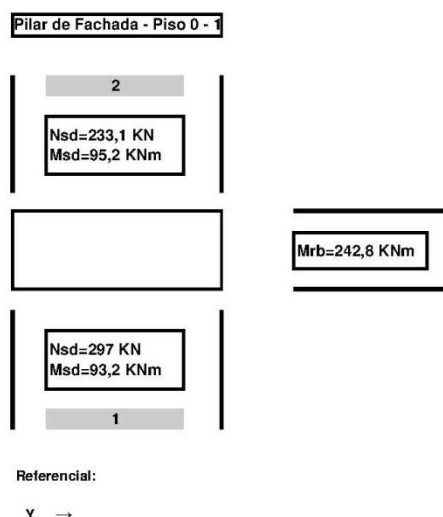
Tem que se aumentar um varão por cada face do pilar  $8\Phi 20 \rightarrow 12\Phi 20$  ( $A_s=37,70\text{cm}^2$ )

Tabela A.8 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 0 - 1)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada (cm <sup>2</sup> )		b (m)	h (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	v	ω	μ	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	8Φ20	25.13	0.4	0.7	-297	226.4	-0.05	0.16	0.090	352.8
		2					-233.1	151.7	-0.04	0.16	0.085	333.2

Tabela A.9 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 0 – 1)

Pilar	Msd (KNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	226.4	532.0	59.9%	304.4	352.8	Verifica
2	151.7		40.1%	227.6	333.2	Verifica



**Figura A.15 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 0 - 1)**

**Tabela A.10 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 0 - 1)**

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$\nu$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	8Φ20	25.13	0.7	0.4	-297	93.2	-0.05	0.16	0.090	201.6
		2					-233.1	95.2	-0.04	0.16	0.085	190.4

**Tabela A.11 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 0 – 1)**

Pilar	Msd (KNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	93.2	315.7	49.5%	156.2	201.6	Verifica
2	95.2		50.5%	159.5	190.4	Verifica

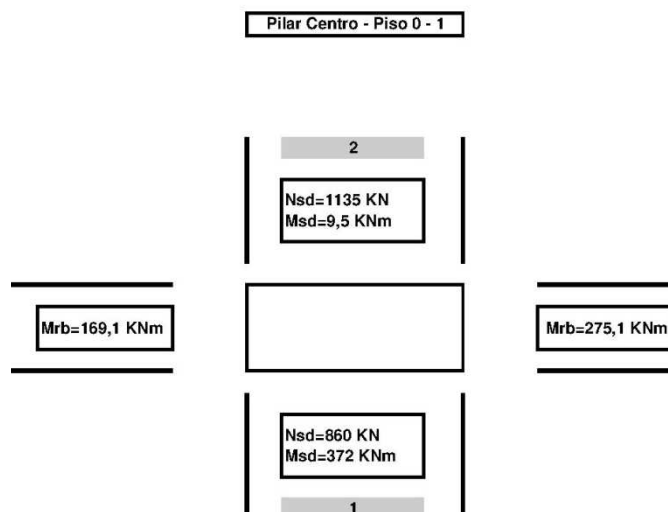


Figura A.16 - Nó Pilar Central - Viga (Piso 0 - 1)

Tabela A.12 - Momento Resistente do Pilar Central (Piso 0 - 1)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$\nu$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
Centro	70x70	1	12 $\Phi$ 16	24.13	0.7	0.7	-860	372	-0.09	0.09	0.075	514.5
		2					-1135	9.5	-0.12	0.09	0.085	583.1

Tabela A.13 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar Central – Piso 0 – 1)

Pilar	Msd (KNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	372	577.5	97.5%	563.1	514.5	<b>Não Verifica</b>
2	9.5		2.5%	14.4	583.1	<b>Verifica</b>

Tem que se aumentar um varão por cada face do pilar 20 $\Phi$ 16 → 24 $\Phi$ 16 ( $A_s=48,26cm^2$ )

Tabela A.14 - Momento Resistente do Pilar Central (Piso 0 - 1)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$\nu$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
---------------	--	--	------------------------------	--	---------	---------	----------	-----------	-------	----------	-------	-----------

<b>Centro</b>	<b>70x70</b>	<b>1</b>	14Φ16	28.15	0.7	0.7	-860	372	-0.09	0.10	0.080	548.8
		<b>2</b>					-1135	9.5	-0.12	0.10	0.090	617.4

**Tabela A.15 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar Central – Piso 0 – 1)**

Pilar	Msd (KNm)	1,3 x ΣMrb (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	ΣMrc ≥ 1,3 x ΣMrb
<b>1</b>	372	577.5	97.5%	563.1	548.8	<b>Não Verifica</b>
<b>2</b>	9.5		2.5%	14.4	617.4	<b>Verifica</b>

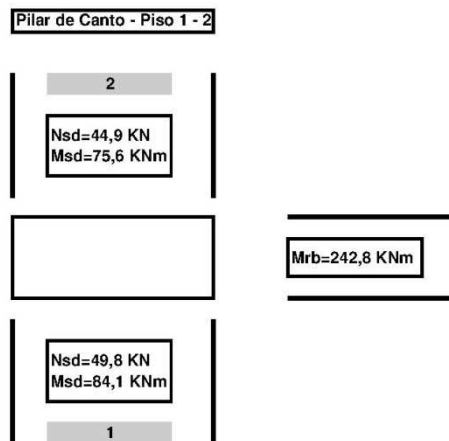
**Tem que se aumentar um varão por cada face do pilar 24Φ16 → 28Φ16 (As=56,3cm<sup>2</sup>)**

**Tabela A.16 - Momento Resistente do Pilar Central (Piso 0 - 1)**

Tipo de Pilar			Armadura adoptada (cm <sup>2</sup> )		b (m)	h (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	v	ω	μ	Mrc (KNm)
Centro	70x70	1	16Φ16	32.17	0.7	0.7	-860	372	-0.09	0.11	0.085	583.1
		2					-1135	9.5	-0.12	0.11	0.095	651.7

**Tabela A.17 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar Central – Piso 0 – 1)**

Pilar	Msd (KNm)	1,3 x ΣMrb (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	ΣMrc ≥ 1,3 x ΣMrb
<b>1</b>	372	577.5	97.5%	563.1	583.1	<b>Verifica</b>
<b>2</b>	9.5		2.5%	14.4	651.7	<b>Verifica</b>



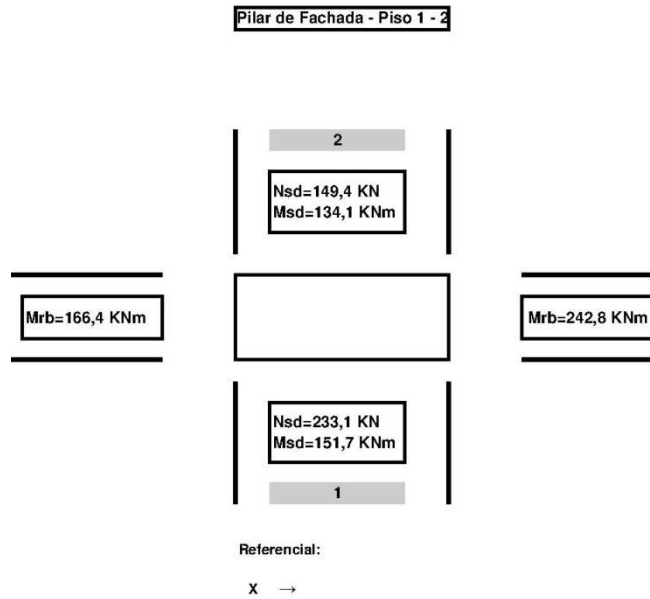
**Figura 0.17 - Nó Pilar de Canto - Viga (Piso 1 - 2)**

**Tabela A.18 - Momento Resistente do Pilar de Canto (Piso 1 - 2)**

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (kN)	Msd (kNm)	$v$	$\omega$	$\mu$	Mrc (kNm)
Canto	50x50	1	8 $\Phi$ 20	25,13	0.5	0.5	-49.8	84.1	-0.01	0.17	0.075	187.5
		2					-44.9	75.6	-0.01		0.075	187.5

**Tabela A.19 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Canto – Piso 1 – 2)**

Pilar	Msd (kNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (kNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (kNm)	Mrc (kNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	84.1	315.7	52.7%	166.2	187.5	Verifica
2	75.6		47.3%	149.4	187.5	Verifica



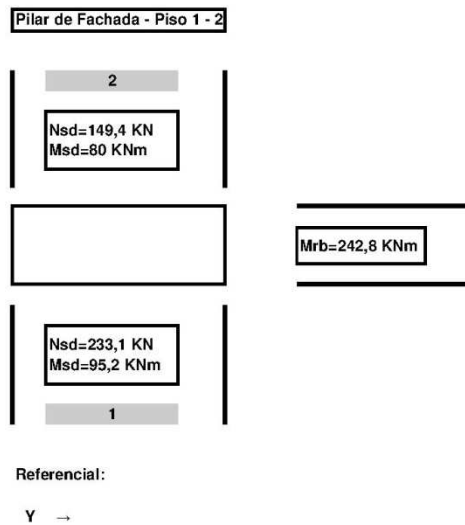
**Figura A.18 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 1 - 2)**

**Tabela A.20 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 1 - 2)**

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$v$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	8Φ20	25.13	0.4	0.7	-233.1	151.7	-0.04	0.16	0.090	352.8
		2					-149.4	134.1	-0.03	0.16	0.080	313.6

**Tabela A.21 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 1 – 2)**

Pilar	Msd (KNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	151.7	532.0	53.1%	282.4	352.8	Verifica
2	134.1		46.9%	249.6	313.6	Verifica



**Figura A.19 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 1 - 2)**

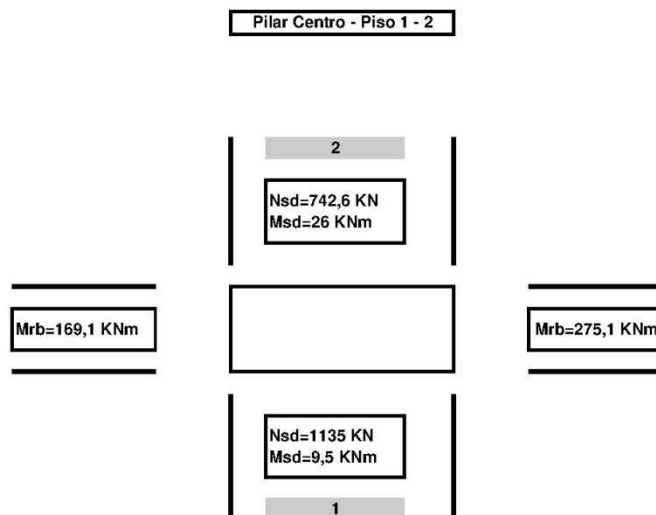
**Tabela A.22 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 1 - 2)**

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$\nu$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	8Φ20	25.13	0.7	0.4	-233.1	95.2	-0.04	0.16	0.090	201.6
		2					-149.4	80	-0.03	0.16	0.080	179.2

**Tabela A.23 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 1 – 2)**

Pilar	Msd (KNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	95.2	315.7	54.3%	171.5	201.6	Verifica
2	80		45.7%	144.1	179.2	Verifica





**Figura A.20 - Nó Pilar Central - Viga (Piso 1 - 2)**

**Tabela A.24 - Momento Resistente do Pilar Central (Piso 1 - 2)**

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$\nu$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
Centro	70x70	1	16 $\Phi$ 16	32.17	0.7	0.7	-1135	9.5	-0.12	0.11	0.095	651.7
		2					-742.6	26	-0.08	0.11	0.080	548.8

**Tabela A.25 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar Central – Piso 1 – 2)**

Pilar	Msd (KNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	9.5	577.5	26.8%	154.5	651.7	Verifica
2	26		73.2%	423.0	548.8	Verifica

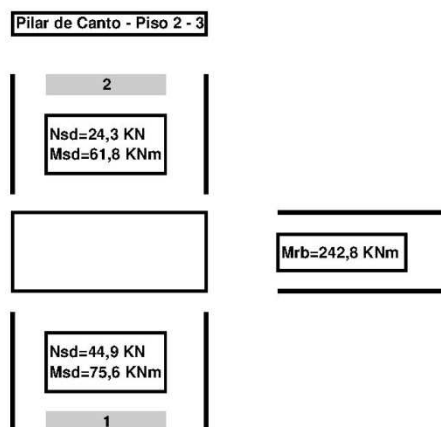


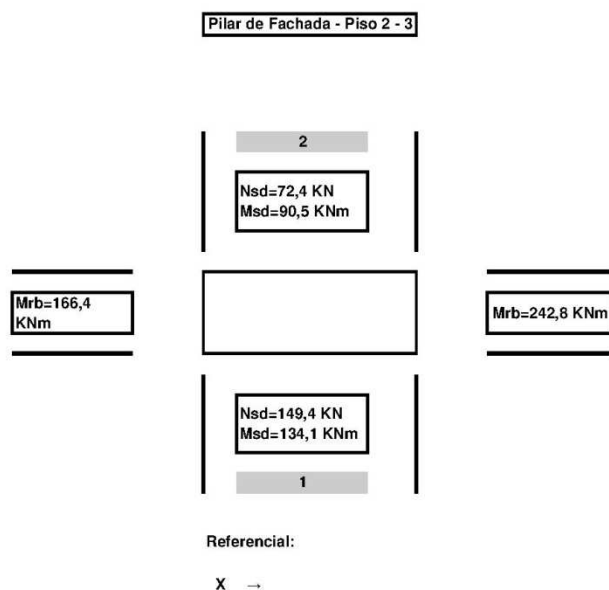
Figura A.21 - Nó Pilar de Canto - Viga (Piso 2 - 3)

Tabela A.26 - Momento Resistente do Pilar de Canto (Piso 2 - 3)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$\nu$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
Canto	50x50	1	8 $\Phi$ 20	25,13	0.5	0.5	-44.9	75.6	-0.01	0.17	0.075	187.5
		2					-24.3	61.8	-0.005		0.075	187.5

Tabela A.27 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Canto – Piso 2 – 3)

Pilar	Msd (KNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	75.6	315.7	55.0%	173.7	187.5	Verifica
2	61.8		45.0%	142.0	187.5	Verifica



**Figura A.22 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 2 - 3)**

**Tabela A.28 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 2 - 3)**

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$v$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	8Φ20	25.13	0.4	0.7	-149.4	134.1	-0.03	0.16	0.080	313.6
		2					-72.4	90.5	-0.01	0.16	0.075	294.0

**Tabela A.29 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 2 – 3)**

Pilar	Msd (KNm)	$1,3 \times \sum Mrb$ (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	$\sum Mrc \geq 1,3 \times \sum Mrb$
1	134.1	532.0	59.7%	317.7	313.6	<b>Não Verifica</b>
2	90.5		40.3%	214.4	294.0	<i>Verifica</i>

**Tem que se aumentar um varão por cada face do pilar 12Φ20 → 16Φ20 ( $A_s=50,27cm^2$ )**

Tabela A.30 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 2 - 3)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada (cm <sup>2</sup> )		b (m)	h (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	v	ω	μ	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	10Φ20	31.42	0.4	0.7	-149.4	134.1	-0.03	0.20	0.095	372.4
		2					-72.4	90.5	-0.01	0.20	0.085	333.2

Tabela A.31 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 2 – 3)

Pilar	Msd (KNm)	1,3 x ΣMrb (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	ΣMrc ≥ 1,3 x ΣMrb
1	134.1	532.0	59.7%	317.7	372.4	Verifica
2	90.5		40.3%	214.4	333.2	Verifica

Visto que teve-se que alterar a quantidade de armadura neste último piso, também nos pisos inferiores a este terá que se voltar a determinar o valor do momento resistente, embora já não seja necessária a verificação do 4.4.2.3. do Eurocódigo 8, porque o momento resistente irá aumentar.

Tabela A.32 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 0 - 1)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada (cm <sup>2</sup> )		b (m)	h (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	v	ω	μ	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	10Φ20	31.42	0.4	0.7	-297	226.4	-0.05	0.20	0.110	431.2
		2					-233.1	151.7	-0.04	0.20	0.100	392.0

Tabela A.33 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 0 - 1)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada (cm <sup>2</sup> )		b (m)	h (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	v	ω	μ	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	10Φ20	31.42	0.7	0.4	-297	93.2	-0.05	0.20	0.110	246.4
		2					-233.1	95.2	-0.04	0.20	0.100	224.0

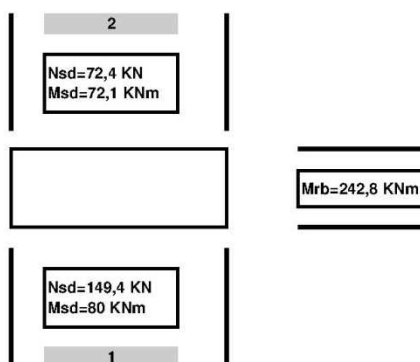
Tabela A.34 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 1 - 2)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$\nu$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	10 $\Phi$ 20	31.42	0.4	0.7	-233.1	151.7	-0.04	0.20	0.100	392.0
		2					-149.4	134.1	-0.03	0.20	0.095	372.4

Tabela A.35 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 1 - 2)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada ( $cm^2$ )		$b$ (m)	$h$ (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	$\nu$	$\omega$	$\mu$	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	10 $\Phi$ 20	31.42	0.7	0.4	-233.1	95.2	-0.04	0.20	0.100	224.0
		2					-149.4	80	-0.03	0.20	0.095	212.8

Pilar de Fachada - Piso 2 - 3



Referencial:

Y →

Figura A.23 - Nó Pilar de Fachada - Viga (Piso 2 - 3)

Tabela A.36 - Momento Resistente do Pilar de Fachada (Piso 2 - 3)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada (cm <sup>2</sup> )		b (m)	h (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	v	ω	μ	Mrc (KNm)
Fachada	40x70	1	10Φ20	31.42	0.7	0.4	-149.4	80	-0.03	0.20	0.095	212.8
		2					-72.4	72.1	-0.01	0.20	0.085	190.4

Tabela A.37 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar de Fachada – Piso 2 – 3)

Pilar	Msd (KNm)	1,3 x ΣMrb (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	ΣMrc ≥ 1,3 x ΣMrb
1	80	315.7	52.6%	166.0	212.8	Verifica
2	72.1		47.4%	149.6	190.4	Verifica

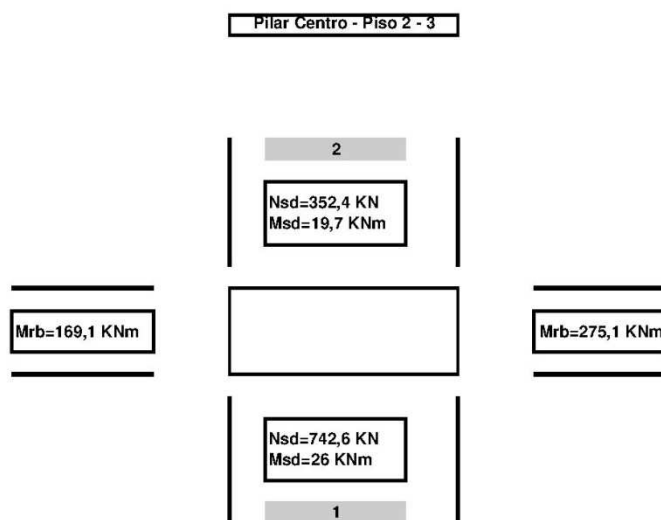


Figura A.24 - Nó Pilar Central - Viga (Piso 2 - 3)

Tabela A.38 - Momento Resistente do Pilar Central (Piso 2 - 3)

Tipo de Pilar			Armadura adoptada (cm <sup>2</sup> )		b (m)	h (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	v	ω	μ	Mrc (KNm)
Centro	70x70	1	16Φ16	32.17	0.7	0.7	-742.6	26	-0.08	0.11	0.075	514.5
		2					-352.4	19.7	-0.04	0.11	0.070	480.2

Tabela A.39 - Verificação do 4.4.2.3 do Eurocódigo 8 (Pilar Central – Piso 2 – 3)

Pilar	Msd (KNm)	$1,3 \times \sum M_{rb}$ (KNm)	% de Momento mobilizado por cada pilar	Momento mobilizado por cada pilar (KNm)	Mrc (KNm)	$\sum M_{rc} \geq 1,3 \times \sum M_{rb}$
1	26	577.5	56.9%	328.6	514.5	Verifica
2	19.7		43.1%	248.9	480.2	Verifica

Tabela A.40 - Momento Resistente dos pilares

Tipo de Pilar				Armadura adoptada (cm <sup>2</sup> )		b (m)	h (m)	Nsd (KN)	Msd (KNm)	Mrc (KNm)
Piso 0 – 1	Canto	50x50	1	8Φ20	25,13	0.5	0.5	-71.1	112.5	187.5
			2					-49.8	84.1	187.5
	Fachada	40x70	1	10Φ20	31.42	0.4	0.7	-297	226.4	431.2
			2					-233.1	151.7	392.0
			1			0.7	0.4	-297	93.2	246.4
			2					-233.1	95.2	224.0
	Centro	70x70	1	16Φ16	32.17	0.7	0.7	-860	372	583.1
			2					-1135	9.5	651.7
Piso 1 – 2	Canto	50x50	1	8Φ20	25,13	0.5	0.5	-49.8	84.1	187.5
			2					-44.9	75.6	187.5
	Fachada	40x70	1	10Φ20	31.42	0.4	0.7	-233.1	151.7	392.0
			2					-149.4	134.1	372.4
			1			0.7	0.4	-233.1	95.2	224.0
			2					-149.4	80	212.8
	Centro	70x70	1	16Φ16	32.17	0.7	0.7	-1135	9.5	651.7
			2					-742.6	26	548.8
Piso 2 – 3	Canto	50x50	1	8Φ20	25,13	0.5	0.5	-44.9	75.6	187.5
			2					-24.3	61.8	187.5
	Fachada	40x70	1	10Φ20	31.42	0.4	0.7	-149.4	134.1	372.4
			2					-72.4	90.5	333.2
			1			0.7	0.4	-149.4	80	212.8
			2					-72.4	72.1	190.4
	Centro	70x70	1	16Φ16	32.17	0.7	0.7	-742.6	26	514.5
			2					-352.4	19.7	480.2

### A.3. TABELA DE PREÇOS DO AÇO

Tabela A.41 - Preço do Aço (Agosto de 2011 - <http://orcamentos.eu/preco-aco-varao/>)

Diâmetros (mm)	Euros por tonelada
	A 400 NR
Φ6	845 €
Φ8	825 €
Φ10	795 €
Φ12	775 €
Φ16	770 €
Φ20	770 €
Φ25	780 €
Φ32	810 €



## A.4. CÓDIGO DO PROGRAMA (SCILAB)

### Código do Programa:

```
//Importar para Scilab os txt:
//loadmatfile('deslocamentos_x.txt','-ascii')
//fscanfMat('deslocamentos_x.txt')
clear;clc;
//importar para vectores
path='C:\Documents and Settings\Ruben\Ambiente de trabalho\Escola\TESE\Scilab';
path1=uigetfile('*di',path,Title='Escolha um ficheiro de deslocamentos');
dados=fscanfMat(path1);
des=dados(:,1);
Fb=abs(dados(:,2));
//se as forcas estiverem negativas, posso fazer for=-for
plot2d(des,Fb);gr=gca();
gr.children(1).children(1).foreground=color("red");legends(['Espectro 1'],[5],opt=4);xtitle("Curva de Capacidade");
xclick;
//B1
fi=fscanfMat(uigetfile('*fi',path,Title='Escolha um ficheiro de fi'));
fi_norm=fi/max(fi)
mi=[2*137.2/4;1*137.2/4;1*137.2/4];
mm=[mi(1)*fi_norm(1);mi(2)*fi_norm(2);mi(3)*fi_norm(3)]
//mm representa a força a aplicar em cada piso
//espectro 2, apos obtencao do vector fi_norm
dados2=fscanfMat(path1+'2');
Fb2=abs(dados2(:,2));
clf;
plot2d(des,[Fb Fb2]);gr=gca();
gr.children(1).children(1).foreground=color("blue");
gr.children(1).children(2).foreground=color("red");
legends(['Distribuição de Forças Proporcional à massa','Distribuição de Forças Proporcional ao modo'],[5,2],opt=4);
xtitle("Distribuição de Forças");
xclick;
//B2 transformacao GLn -> GL1
m_gl1=sum(mm)
Tau=m_gl1/(mi(1)*fi_norm(1)^2+mi(2)*fi_norm(2)^2+mi(3)*fi_norm(3)^2)
dn=fi(3);
F_gl1=Fb/Tau;
d_gl1=des/Tau;
//espectro2
mi2=fi_norm*30;mm2=[mi2(1)*fi_norm(1);mi2(2)*fi_norm(2);mi2(3)*fi_norm(3)];
m_gl1_2=sum(mm2);Tau2=m_gl1_2/(mi2(1)*fi_norm(1)^2+mi2(2)*fi_norm(2)^2+mi2(3)*fi_norm(3)^2);
F_gl1_2=Fb2/Tau2;d_gl1_2=des/Tau2;
//B3
Fy=max(F_gl1);
Fy2=max(F_gl1_2);
dm=d_gl1(find(F_gl1==Fy));
dm2=d_gl1_2(find(F_gl1_2==Fy2));
//area para se obter o Em* para ambos os espectros de capacidade
n=find(F_gl1>=Fy)-1;
```

```

areatot=0;
for i=1:n;
    area=(F_gl1(i)+F_gl1(i+1))/2*(d_gl1(i+1)-d_gl1(i));
    areatot=areatot+area;
end
Em=areatot;
dy=2*(dm-Em/Fy);
//espectro2
areatot2=0;
n=find(F_gl1_2>=Fy2)-1;
for i=1:n;
    area2=(F_gl1_2(i)+F_gl1_2(i+1))/2*(d_gl1_2(i+1)-d_gl1_2(i));
    areatot2=areatot2+area2;
end
Em2=areatot2;
dy2=2*(dm2-Em2/Fy2);
//Verificacao de areas
A_ec_gl1=(dm-dy)*Fy+Fy*dy/2;A_ec_ngl=Em;msprintf('%3.10f',A_ec_gl1)==msprintf('%3.10f',A_ec_ngl)
A_ec_gl1_2=(dm2-dy2)*Fy2+Fy2*dy2/2;A_ec_ngl_2=Em2;msprintf('%3.10f',A_ec_gl1_2)==msprintf('%3.10f',A_ec_ngl_2)
//grafico dos espectros
clf();
tt=[d_gl1,d_gl1_2];dd=[F_gl1,F_gl1_2];
plot2d(tt,dd);gr=gca();
gr.children(1).children(1).foreground=color("blue");
gr.children(1).children(2).foreground=color("red");
poly1= gr.children(1).children(2);poly2= gr.children(1).children(1);
poly1.thickness = 3;poly2.thickness = 3;
x=[0 dy,dy dm];y=[0 Fy , Fy Fy];
plot2d(x,y);
x2=[0 dy2,dy2 dm2];y2=[0 Fy2 , Fy2 Fy2];
plot2d(x2,y2);gr=gca();
gr.children(1).children(1).line_style=3;gr.children(2).children(1).line_style=4;
gr.children(1).children(1).foreground=color("black");
poly1= gr.children(2).children(1);poly2= gr.children(1).children(1);
poly1.thickness = 2;poly2.thickness = 2;
legends(["Curva de Capacidade - Distribuição de Forças Proporcional à massa";"Curva de Capacidade - Distribuição de Forças Proporcional ao modo";"Espectro de Capacidade - Distribuição de Forças Proporcional à massa";"Espectro de Capacidade - Distribuição de Forças Proporcional ao modo"],[5;1],[2;1],[1;4],[1;3]],opt="?",font_size = 3);
xlabel;
//B4 Periodo do Sistema idealizado equivalente com um grau de liberdade
T=2*pi*sqrt(m_gl1*dy/Fy);
//espectro2
T2=2*pi*sqrt(m_gl1_2*dy2/Fy2);
//B5 Determinacao do deslocamento-alvo
//espectro Sd
espectro=fscanfMat(uigetfile('*se',path,Title='Escolha um ficheiro de espectro de resposta elastica (Sa=Se)'));
Sa=espectro(:,2);
nSa=size(Sa,1);
Ti=espectro(:,1);
for i=1:nSa;
    Sd(i)=Sa(i)*(Ti(i)/(2*pi))^2;
end;
//Load Se Sismo(1_1 ou 2_3).sce para se obter o Se relativo ao periodo T*(obtido na B4)
exec(path+'\Se Sismo 1_1.sce')
de=Se*(T/(2*pi))^2

```

```

de2=Se2*(T2/(2*pi))^2
//Load des_alvo.sce para saber o deslocamento alvo de 1GL
Tc=.6;
exec(path+'\des_alvo.sce');
//grafico dos espectros
clf();
plot2d(Sd,Sa);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("blue");
poly1= gr.children(1).children(1);poly1.thickness = 4;
x10=[0 dt];y10=[0 Se];plot2d(x10,y10);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("red");
x1=[dy dy];y1=[0 Fy/m_g1];x2=[0 dy];y2=[Fy/m_g1 Fy/m_g1];
plot2d(x1,y1);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("red");poly3=gr.children(1).children(1);p
oly3.line_style = 2;
plot2d(x2,y2);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("red");poly3=gr.children(1).children(1);p
oly3.line_style = 2;
x=[0 dy];y=[0 Fy/m_g1];
plot2d(x,y);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("red");
poly1= gr.children(1).children(1);poly1.thickness = 4;
z=[dy .25];g=[Fy/m_g1 Fy/m_g1];plot2d(z,g);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("red");
poly1= gr.children(1).children(1);poly1.thickness = 4;
x6=[dt dt];y6=[0 Se];x7=[0 dt];y7=[Se Se];
plot2d(x6,y6);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("red");poly3=gr.children(1).children(1);p
oly3.line_style = 2;poly3.thickness = 2;
plot2d(x7,y7);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("red");poly3=gr.children(1).children(1);p
oly3.line_style = 2;poly3.thickness = 2;
//espectro 2
x11=[0 dt2];y11=[0 Se2];plot2d(x11,y11);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("black");
x4=[dy2 dy2];y4=[0 Fy2/m_g1_2];x5=[0 dy2];y5=[Fy2/m_g1_2 Fy2/m_g1_2];plot2d(x4,y4);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("black");poly3=gr.childre
n(1).children(1);poly3.line_style = 2;
plot2d(x5,y5);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("black");poly3=gr.children(1).children(1)
;poly3.line_style = 2;
x3=[0 dy2];y3=[0 Fy2/m_g1_2];plot2d(x3,y3);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("black");
poly1= gr.children(1).children(1);poly1.thickness = 4;
z2=[dy2 .25];g2=[Fy2/m_g1_2 Fy2/m_g1_2];plot2d(z2,g2);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("black");
poly1= gr.children(1).children(1);poly1.thickness = 4;
x8=[dt2 dt2];y8=[0 Se2];x9=[0 dt2];y9=[Se2 Se2];plot2d(x8,y8);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("black");poly3=gr.children(1).childr
en(1);poly3.line_style = 2;poly3.thickness = 2;plot2d(x9,y9);gr=gca();gr.children(1).children(1).foreground=color("black");poly3=gr.children(1).children(
1);poly3.line_style = 2;poly3.thickness = 2;
legends(["Espectro elastico Se";"Distribuição de Forças Proporcional à massa";"Distribuição de Forças
Proporcional ao modo"],[2;5;1],opt="?",font_size = 3)
xtitle("Deslocamento Alvo");
xclick;
//B6 Determinacao do deslocamento-alvo para nGL
//espectro 1
dt_ngl=Tau*dt
//espectro 2
dt_ngl_2=Tau*dt2
//Verificar se o limite admitido no Sismostruct (.45) e superior a 150% deste deslocamento
// grafico do ponto de desempenho
clf;
h=find(des>=dt_ngl);h=h(1);j=find(des>=dt_ngl_2);j=j(1);
plot2d(des,[Fb Fb2]);gr=gca();
gr.children(1).children(1).foreground=color("blue");
gr.children(1).children(2).foreground=color("red");

```

```

poly1= gr.children(1).children(2);poly2= gr.children(1).children(1);
poly1.thickness = 3;poly2.thickness = 3;
d1=[dt_ngl des(h)];d2=[0 Fb(h)];plot2d(d1,d2);gr=gca();
gr.children(1).children(1).foreground=color("black");
poly3=gr.children(1).children(1);poly3.line_style = 3;
d3=[dt_ngl_2 des(j)];d4=[0 Fb2(j)];plot2d(d3,d4);gr=gca();
poly3=gr.children(1).children(1);poly3.line_style = 4;
gr.children(1).children(1).foreground=color("black");
legends(['Distribuição de Forças Proporcional à massa','Distribuição de Forças Proporcional ao
modo','Ponto de Desempenho - Distribuição de Forças Proporcional à massa','Ponto de Desempenho -
Distribuição de Forças Proporcional ao modo'],[[5;1],[2;1],[1;3],[1;4]],opt=4);
xtitle("Ponto de Desempenho");

```

### **Código do Programa “Se Sismo 1 1.sce”:**

```

//formula de Se consoante o T
//Sismo tipo 1.1 para Lagos, solo C
function Se = sismo(T)
//espectro 1
ag=2.5;
Smax=1.6;
eta=1;
S=Smax-(Smax-1)/3*(ag-1);
Tb=.1;Tc=.6;Td=2;
if T<=Tb then
    Se=ag*S*(1+T/Tb*(eta*2.5-1));
elseif T<=Tc then
    Se=ag*S*eta*2.5;
elseif T<=Td then
    Se=ag*S*eta*2.5*Tc/T;
elseif T<=4
    Se=ag*S*eta*2.5*Tc*Td/T^2;
end
endfunction
Se=sismo(T);
//espectro2
Se2=sismo(T2);

```

### **Código do Programa “des\_alvo.sce”:**

```

//funcao deslocamento alvo
//espectro 1
function dt = des_alvo(T)
qu=Se*m_gl1/Fy;
if T<Tc then
    if Fy/m_gl1>=Se then
        dt=de;
    else
        dt=de/qu*(1+(qu-1)*Tc/T);
    end
end

```

```

    dt=max(dt,de);
end
else
    dt=de;
end
endfunction
dt=des_alvo(T);

//espectro 2
function dt2= des_alvo2(T2)
qu2=Se2*m_gl1_2/Fy2;
if T2<Tc then
    if Fy2/m_gl1_2>=Se2 then
        dt2=de2;
    else
        dt2=de2/qu2*(1+(qu2-1)*Tc/T2);
        dt2=max(dt2,de2);
    end
else
    dt2=de2;
end
endfunction
dt2=des_alvo2(T2);

```