



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO  
Universidade Técnica de Lisboa

## **Análise Sísmica de Pontes**

Análise Conjunta da Estrutura e Fundação

**Filipa Domingues Teixeira**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

### **Júri**

Presidente: Prof. Dr. José Manuel Matos Noronha da Camara

Orientador: Prof. Dr. Francisco Baptista Esteves Virtuoso

Co-orientador: Prof. Dr. Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Prof. Dr. José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

**Novembro 2010**



# **ANÁLISE SÍSMICA DE PONTES - ANÁLISE CONJUNTA DE ESTRUTURA E FUNDAÇÃO**

## **RESUMO**

A presente dissertação insere-se no âmbito da análise sísmica, mais concretamente da análise sísmica de pontes.

Pretende-se com este trabalho avaliar a resposta conjunta da estrutura com o solo e compará-la com formas de análise mais simples. Estas formas simplificadas passam pela análise do conjunto estrutura e fundação, sem a consideração da coluna de solo, ou pela análise da estrutura com base rígida.

Para além da comparação entre vários modelos de análise sísmica pretende-se também avaliar as diferenças entre efectuar uma análise sísmica onde são tidas em conta as propriedades específicas do terreno de fundação ou o uso directo dos espectros definidos no Eurocódigo 8 (EC8).

Verificou-se que a análise da estrutura em conjunto com a fundação e a coluna de solo não conduz a resultados muito diferentes dos que se obtêm quando se realiza uma análise da estrutura e fundação sem considerar a coluna de solo. No entanto, analisar a estrutura com base fixa conduz a resultados que se podem afastar muito dos reais, sendo portanto a deformabilidade da fundação um parâmetro crucial na análise sísmica de pontes.

Relativamente ao uso directo dos espectros do EC8, alternativamente à construção de espectros para o terreno local, verificou-se que conduzem em algumas situações a valores bastante conservativos. Isto resulta do facto de cada tipo de terreno definido no regulamento abranger uma gama de solos com diferentes características mecânicas e que devido à acção sísmica podem sofrer diferentes degradações das suas propriedades.

### **Palavras-chave:**

Análise sísmica; pontes; interacção solo-estrutura; espectros de resposta do Eurocódigo 8

# **ANÁLISE SÍSMICA DE PONTES - ANÁLISE CONJUNTA DE ESTRUTURA E FUNDAÇÃO**

## **ABSTRACT**

This dissertation is in the field of the seismic analysis, namely the seismic analysis of bridges.

It was intended to evaluate the response of the structure taking into account the interaction with the soil and compare it with simplified analysis. These simplified analysis can be performed through the analysis of the structure and the foundation, without the consideration of the soil column, or through the analysis of the structure with a rigid base, ie not taking into account any effects of the soil.

It was also intended to evaluate the differences between carrying out a seismic analysis where the specific properties of the foundation soil are taken into account and a analysis based on the spectra defined in the Eurocode 8 (EC8) for the different types of soil.

It was concluded that the results obtained by the analysis of the structure with the foundation and the soil column are very similar to those obtained without considering the soil column. However, the response of the structure with a rigid base leads to very different results, and therefore it is very important to take into account the effect of the foundation.

From the comparison of the EC8 spectra with the spectra obtained for the local soil it was possible to conclude that in a large number of cases the EC8 leads to very conservative values. This is because each soil type of the EC8 covers a range of soils with different mechanical properties, or frequencies, and due to the seismic analysis they will have different degradation levels of the soil properties.

### **Key-words:**

Seismic analysis; bridges; soil-structure interaction; response spectra of the Eurocode 8

## ÍNDICE GERAL

<b>1.</b>	<b>Introdução .....</b>	<b>1</b>
<b>2.</b>	<b>Análise Dinâmica de Estruturas .....</b>	<b>5</b>
2.1.	Equação de Equilíbrio Dinâmico .....	5
2.2.	Análise Modal ao Longo do Tempo .....	7
2.3.	Análise Modal por Espectro de Resposta .....	10
2.3.1.	Espectro de Resposta .....	10
2.3.2.	Espectros de Resposta do EC8 .....	10
2.3.3.	Análise Modal por Espectros de Resposta .....	15
2.4.	Análise Passo a Passo ao Longo do Tempo .....	18
2.4.1.	Condições Iniciais do Sistema .....	19
2.4.2.	Procedimento da Análise Passo a Passo .....	19
2.4.3.	Método Wilson- $\theta$ .....	21
2.5.	Formas de Calibração da Matriz de Amortecimento.....	22
2.5.1.	Amortecimento de Rayleigh .....	22
2.5.2.	Amortecimento de Rayleigh Alargado.....	24
2.5.3.	Amortecimento Não-Proporcional .....	25
<b>3.</b>	<b>Modelo de Comportamento do Solo.....</b>	<b>27</b>
3.1.	Comportamento Não Linear do Solo.....	27
3.2.	Modelo Linear Equivalente.....	30
<b>4.</b>	<b>Programa de Cálculo Automático .....</b>	<b>31</b>
4.1.	Referencial Local e Global – Mudança de Coordenadas .....	31

4.2.	Descrição dos Elementos.....	34
4.2.1.	Elementos de Barra.....	34
4.2.2.	Elementos de Corte.....	35
4.2.3.	Elemento de Mola .....	36
4.3.	Determinação das Matrizes de Rigidez, Massa e Amortecimento .....	36
4.3.1.	Matriz de Rigidez.....	36
4.3.2.	Matriz de Massa .....	37
4.3.3.	Matriz de Amortecimento .....	37
4.4.	Organograma.....	37
<b>5.</b>	<b>Calibração da Matriz de Amortecimento.....</b>	<b>39</b>
<b>6.</b>	<b>Análise de Resultados .....</b>	<b>47</b>
6.1.	Análise Paramétrica .....	47
6.2.	Comparação entre Espectros de Resposta .....	59
6.2.1.	Determinação de Espectros de Resposta para Colunas de Solo Específicas .....	59
6.2.2.	Apresentação de Resultados .....	60
6.3.	Comparação entre Análises com os Modelos Parcial, Global e da Estrutura .....	71
6.3.1.	Apresentação dos Modelos Analisados .....	72
6.3.2.	Comparação dos resultados obtidos.....	75
<b>7.</b>	<b>Conclusão e Desenvolvimentos Futuros.....</b>	<b>87</b>
	<b>Referências Bibliográficas .....</b>	<b>91</b>
	<b>Anexos .....</b>	<b>97</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Espectro elástico do EC8.....	15
Figura 2 - Amortecimento de Rayleigh.....	23
Figura 3 - Amortecimento de Rayleigh alargado.....	25
Figura 4 - Relação entre $\gamma_{eq}$ e $G/G_0$ para $IP = 25$ .....	28
Figura 5 - Relação entre $\gamma_{eq}$ e $G/G_0$ para $IP = 30$ .....	28
Figura 6 - Relação entre $G/G_0$ e $\xi$ para vários $IP$ .....	28
Figura 7 - Referencial local .....	31
Figura 8 - Referenciais local e global.....	32
Figura 9 - Referencial local do elemento de corte .....	35
Figura 10 - Organigrama do programa de cálculo automático .....	38
Figura 11 - Modelo utilizado na calibração da matriz de amortecimento .....	39
Figura 12 - Resultados para o amortecimento de Rayleigh calibrado por mínimos quadrados.....	41
Figura 13 - Comparação entre o amortecimento de Rayleigh calibrado por mínimos quadrados e amortecimento de Rayleigh calibrado para o solo .....	41
Figura 14 - Comparação entre o amortecimento de Rayleigh e de Rayleigh alargado.....	42
Figura 15 - Resultados da análise modal.....	43
Figura 16 - Resultados da análise modal suavizados.....	43
Figura 17 - Resultados para o amortecimento não-proporcional.....	44
Figura 18 - Comparação entre as diferentes formas de calibração do amortecimento.....	45
Figura 19 - Comparação entre as diferentes formas de calibração do amortecimento, excluindo o amortecimento modal.....	45
Figura 20 - Modelo utilizado na análise paramétrica .....	48
Figura 21 - $T_{estrutura}$ e $T_{modelo global}$ .....	49
Figura 22 - Efeito do parâmetro $\alpha$ em função do $T_{estrutura}$ .....	50
Figura 23 - Efeito do parâmetro $\alpha$ em função do $T_{modelo global}$ .....	50
Figura 24 - Efeito do amortecimento do solo .....	51
Figura 25 - Efeito da deformabilidade do solo .....	52
Figura 26 - Efeito da rigidez da ligação para um solo com um $E = 5.000$ kPa ( $f_s = 0,41$ Hz) .....	53
Figura 27 - Efeito da rigidez da ligação para um solo com um $E = 30.000$ kPa ( $f_s = 1,00$ Hz) .....	53
Figura 28 - Efeito da rigidez da ligação para um solo com um $E = 120.000$ kPa ( $f_s = 2,58$ Hz) ....	53
Figura 29 - Efeito da frequência da coluna de solo para $f_s = 1,0$ Hz e $kmola = 30.000$ kPa.....	55
Figura 30 - Efeito da frequência da coluna de solo para $f_s = 1,5$ Hz e $kmola = 67.400$ kPa.....	55
Figura 31 - Efeito da frequência da coluna de solo para $f_s = 2,0$ Hz e $kmola = 120.000$ kPa.....	55
Figura 32 - Variação do módulo de deformabilidade em altura .....	56
Figura 33 - Comparação de resultados entre as várias colunas de solo com $f_s = 1,0$ Hz .....	58
Figura 34 - Comparação de resultados entre as várias colunas de solo com $f_s = 1,5$ Hz .....	58
Figura 35 - Comparação de resultados entre as várias colunas de solo com $f_s = 2,0$ Hz .....	58

Figura 36 - Procedimento de determinação dos espectros de resposta .....	60
Figura 37 - Espectro para $f_s = 2,0$ Hz e terreno tipo B.....	64
Figura 38 - Espectro para $f_s = 2,5$ Hz e terreno tipo B.....	64
Figura 39 - Espectro para $f_s = 3,0$ Hz e terreno tipo B.....	64
Figura 40 - Espectro para $f_s = 4,0$ Hz e terreno tipo B.....	64
Figura 41 - Espectro para $f_s = 1,0$ Hz e terreno tipo C .....	65
Figura 42 - Espectro para $f_s = 2,0$ Hz e terreno tipo C .....	65
Figura 43 - Espectro para $f_s = 0,5$ Hz e terreno tipo D.....	66
Figura 44 - Espectro para $f_s = 1,0$ Hz e terreno tipo D .....	66
Figura 45 - Espectro para $f_s = 1,0$ Hz e terreno tipo B.....	67
Figura 46 - Espectro para $f_s = 1,5$ Hz e terreno tipo B.....	67
Figura 47 - Espectro para $f_s = 2,0$ Hz e terreno tipo B.....	67
Figura 48 - Espectro para $f_s = 2,5$ Hz e terreno tipo B.....	67
Figura 49 - Espectro para $f_s = 0,5$ Hz e terreno tipo C .....	68
Figura 50 - Espectro para $f_s = 1,0$ Hz e terreno tipo C .....	68
Figura 51 - Espectro para $f_s = 0,25$ Hz e terreno tipo D .....	69
Figura 52 - Espectro para $f_s = 0,33$ Hz e terreno tipo D .....	69
Figura 53 - Espectro para $f = 0,5$ Hz e terreno tipo D .....	69
Figura 54 - Gama de frequências para os tipos de terrenos sem degradação das propriedades do solo .....	70
Figura 55 - Sobreposição da gama de frequências tendo em conta a degradação das propriedades do solo .....	70
Figura 56 - Modelo de análise parcial .....	72
Figura 57 - Procedimento de análise com o modelo parcial.....	73
Figura 58 - Modelo de análise global .....	73
Figura 59 - Procedimento de análise com o modelo global.....	74
Figura 60 - Oscilador de base rígida .....	74
Figura 61 - Comparação entre os modelos parcial e global para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,05$ .....	76
Figura 62 - Comparação entre os modelos parcial e global para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,10$ .....	76
Figura 63 - Comparação entre os modelos parcial e global para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,15$ .....	76
Figura 64 - Comparação entre os modelos parcial e global para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,20$ .....	76
Figura 65 - Comparação entre os modelos parcial e global para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,05$ .....	77
Figura 66 - Comparação entre os modelos parcial e global para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,10$ .....	77
Figura 67 - Comparação entre os modelos parcial e global para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,15$ .....	77
Figura 68 - Comparação entre os modelos parcial e global para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,20$ .....	77
Figura 69 - Comparação entre modelos para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,05$ .....	79
Figura 70 - Comparação entre modelos para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,10$ .....	79
Figura 71 - Comparação entre modelo para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,15$ .....	79
Figura 72 - Comparação entre modelos para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,20$ .....	79
Figura 73 - Comparação entre modelos para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,05$ .....	80



Figura 74 - Comparação entre modelos para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,10$ .....	80
Figura 75 - Comparação entre modelos para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,15$ .....	80
Figura 76 - Comparação entre modelos para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,20$ .....	80
Figura 77 - Efeito da variação do parâmetro $\alpha$ .....	83
Figura 78 - Comparação entre o modelo global fazendo variar $\alpha$ e o modelo da estrutura para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,05$ .....	84
Figura 79 - Comparação entre o modelo global fazendo variar $\alpha$ e o modelo da estrutura para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,10$ .....	84
Figura 80 - Comparação entre o modelo global fazendo variar $\alpha$ e o modelo da estrutura para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,15$ .....	84
Figura 81 - Comparação entre o modelo global fazendo variar $\alpha$ e o modelo da estrutura para $f_s = 0,33$ Hz e $\xi = 0,20$ .....	84
Figura 82 - Comparação entre o modelo global fazendo variar $\alpha$ e o modelo da estrutura para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,05$ .....	85
Figura 83 - Comparação entre o modelo global fazendo variar $\alpha$ e o modelo da estrutura para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,10$ .....	85
Figura 84 - Comparação entre o modelo global fazendo variar $\alpha$ e o modelo da estrutura para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,15$ .....	85
Figura 85 - Comparação entre o modelo global fazendo variar $\alpha$ e o modelo da estrutura para $f_s = 0,5$ Hz e $\xi = 0,20$ .....	85

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Acelerações máximas de referência na rocha (Anexo Nacional EC8) .....	11
Tabela 2 - Classes de importância (Anexo Nacional EC8) .....	12
Tabela 3 - Constantes referentes à acção sísmica tipo 1 (Anexo Nacional EC8) .....	13
Tabela 4 - Constantes referentes à acção sísmica tipo 2 (Anexo Nacional EC8) .....	13
Tabela 5 - Dados utilizados na calibração da matriz de amortecimento .....	39
Tabela 6 - Dados do modelo utilizado na análise paramétrica .....	48
Tabela 7 - Dados das colunas de solo com $f_s = 1,0$ Hz e E crescente em profundidade .....	57
Tabela 8 - Dados das colunas de solo com $f_s = 1,5$ Hz e E crescente em profundidade .....	57
Tabela 9 - Dados das colunas de solo com $f_s = 2,0$ Hz e E crescente em profundidade .....	57
Tabela 10 - Valores de $v_s, 30$ para cada tipo de terreno (EC8) .....	62
Tabela 11 - Gama de frequências para o terreno tipo B sem degradação das propriedades .....	62
Tabela 12 - Gama de frequências para o terreno tipo C sem degradação das propriedades .....	62
Tabela 13 - Gama de frequências para o terreno tipo D sem degradação das propriedades .....	62
Tabela 14 - Gama de frequências para o terreno tipo B para um nível mínimo de degradação das propriedades do solo .....	63
Tabela 15 - Gama de frequências para o terreno tipo C para um nível mínimo de degradação das propriedades do solo .....	63
Tabela 16 - Gama de frequências para o terreno tipo D para um nível mínimo de degradação das propriedades do solo .....	63
Tabela 17 - Gama de frequências para o terreno tipo B para um nível máximo de degradação das propriedades do solo .....	66
Tabela 18 - Gama de frequências para o terreno tipo C para um nível máximo de degradação das propriedades do solo .....	66
Tabela 19 - Gama de frequências para o terreno tipo D para um nível máximo de degradação das propriedades do solo .....	66
Tabela 20 - Valores do espectro tipo 1 do EC8 para o terreno tipo D .....	81
Tabela 21 - Valores de $a_{max}$ obtidos com base numa análise global .....	82
Tabela 22 - Correspondência entre $T_{modelo\ global}$ e $T_{estrutura}$ para vários valores de $\alpha$ .....	83

## **1. INTRODUÇÃO**

O presente trabalho está relacionado com a análise sísmica de pontes, mais concretamente com a análise conjunta da estrutura e fundação. Uma estrutura real reage a uma solicitação sísmica em conjunto com a sua fundação e com o solo. No entanto, é prática corrente realizar a análise sísmica de estruturas em separado do solo, o que consiste numa modelação aproximada. A consideração da interacção da estrutura com o solo pode ser efectuada tendo em conta apenas a deformabilidade da fundação ou tendo em conta a vibração do conjunto solo-estrutura, incluindo na mesma os efeitos da deformabilidade da ligação. A motivação principal deste trabalho é avaliar quais as implicações na resposta da estrutura decorrentes das simplificações dos modelos e perceber quais as consequências de não considerar a análise conjunta da estrutura, fundação e solo. Constitui ainda um objectivo do trabalho analisar a forma como a acção sísmica deve ser considerada em função do tipo de modelo adoptado.

Para atingir os objectivos fixados para o trabalho foi necessário avaliar as diferentes formas de calibração do amortecimento quando se consideram modelos conjuntos da estrutura, fundação e solo, avaliar a importância de determinados factores na análise sísmica de estruturas, comparar os espectros de resposta do Eurocódigo 8 (EC8) com os espectros obtidos para colunas de solo específicas e, por último, comparar análises sísmicas efectuadas com base nos diferentes modelos.

No que respeita ao amortecimento são apresentadas comparações que ilustram as diferenças que resultam da adopção de diferentes metodologias para a calibração da matriz de amortecimento de um sistema solo-estrutura em que o número de frequências e amortecimentos a controlar é significativo, o que não se consegue com as metodologias utilizadas correntemente.

Em relação à análise comparativa dos diversos modelos é apresentado um estudo com a identificação dos parâmetros que realmente influenciam a resposta sísmica de estruturas e é avaliada a importância relativa de cada um deles. Conhecidos estes parâmetros é então possível prosseguir para as comparações que se pretendem efectuar pois já se conhecem os factores que devem ser tidos em conta na avaliação da resposta sísmica de uma estrutura.

Relativamente à comparação dos resultados obtidos com os diferentes modelos é também realizada uma avaliação da forma como estão definidos os espectros do regulamento e são analisadas as diferenças que se obtêm relativamente a espectros construídos para colunas de solo concretas. Por outro lado, a definição dos espectros para colunas de solo específicas serviu também de base para a elaboração das referidas análises sísmicas com diferentes modelos.

Para atingir o principal objectivo definido para este trabalho avaliaram-se três diferentes modelos utilizados na análise sísmica de estruturas procurando-se retirar conclusões relativamente à

escolha de cada um. O primeiro consiste em modelar a estrutura separadamente da fundação e do solo, tendo sido designado de modelo da estrutura, o segundo corresponde a modelar estrutura em conjunto com a fundação, mas sem a coluna de solo, tendo a designação de modelo parcial, e o último consiste em modelar a estrutura conjuntamente com a fundação e o solo, sendo designado de modelo global. Para cada um dos referidos modelos foram utilizados os procedimentos de análise sísmica mais adequados. Com o modelo da estrutura procedeu-se a uma análise sísmica modal com base nos espectros de resposta do EC8. Para o modelo parcial efectuou-se também uma análise modal, mas agora com base nos espectros de resposta determinados para colunas de solo com características específicas. Por último, para o modelo global efectuou-se uma análise passo a passo avaliando-se a resposta ao longo do tempo.

Todas as análises dinâmicas foram efectuadas recorrendo a um programa de cálculo automático de estruturas que foi desenvolvido especificamente para o presente trabalho. Trata-se de um programa de pórticos planos com o qual é possível fazer análises dinâmicas modais e com integração passo a passo.

Esta dissertação está organizada em 7 capítulos, incluindo a presente introdução. Nos parágrafos seguintes apresenta-se uma descrição da organização da dissertação que inclui um resumo do conteúdo de cada um dos capítulos.

No capítulo 2 apresentam-se os princípios básicos da análise dinâmica de estruturas que servem de suporte a este trabalho. Inicia-se o capítulo com a apresentação da equação de equilíbrio dinâmico e, de seguida, são abordados três tipos de análises dinâmicas correntes, a análise modal ao longo do tempo, a análise modal por espectro de resposta e a análise passo a passo ao longo do tempo segundo uma variante do método da aceleração linear designada de método Wilson- $\theta$ . O capítulo termina com a apresentação dos fundamentos teóricos associados a várias metodologias de calibração do amortecimento: o amortecimento de Rayleigh, o amortecimento de Rayleigh alargado e o amortecimento não-proporcional.

No capítulo 3 apresenta-se o modelo de comportamento do solo adoptado neste trabalho. Começa-se por abordar a questão do comportamento não linear do solo e a forma como este pode ser considerado na análise sísmica através da degradação das suas propriedades, em função do nível de deformação imposto pela acção sísmica, recorrendo a curvas propostas por vários autores. Por último apresenta-se as características do modelo linear equivalente que é adoptado.

No capítulo 4 apresenta-se o programa de cálculo automático que foi desenvolvido para efectuar os vários tipos de análises sísmicas já referidas. Inicia-se o capítulo com as relações que se estabelecem entre os referenciais dos elementos utilizados para modelar a estrutura, referenciais locais, e o referencial global da estrutura, com base nas quais se efectuam mudanças de coordenadas entre eles. Apresenta-se depois uma descrição dos elementos utilizados para a modelação dos sistemas estruturais: elemento de barra, elemento de corte e elemento de mola. Dedicar-se ainda uma secção à determinação das matrizes de rigidez, massa e amortecimento.

Por último, apresenta-se um organigrama explicativo do programa de cálculo automático implementado.

No capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos em análises sísmicas efectuadas com base nas diferentes metodologias testadas para a calibração do amortecimento em sistemas nos quais a estrutura é modelada em conjunto com o solo. As referidas metodologias foram já apresentadas numa secção do capítulo 2, pelo que, neste capítulo é apresentado apenas um exemplo concreto que permite avaliar as diferenças encontradas entre elas.

No capítulo 6 começa-se por fazer uma análise paramétrica em que se avalia o efeito da relação entre o período da estrutura e o período do modelo global, do amortecimento do solo, do módulo de deformabilidade do solo, da rigidez das molas de fundação e da frequência da coluna de solo. De seguida, apresenta-se a comparação entre os espectros de resposta para colunas de solo específicas e os espectros do EC8. Por último, é apresentada a comparação entre resultados obtidos com os diferentes modelos. A primeira comparação é referente aos resultados obtidos com os modelos parcial e global, sendo de seguida comparados os resultados obtidos com os modelos parcial, global e da estrutura para um valor específico da relação entre o período da estrutura e o período do modelo global. A última comparação apresentada diz respeito aos resultados obtidos com o modelo global e com modelo da estrutura, sendo esta efectuada para vários valores da relação entre o período da estrutura e o período do modelo global.

Finalmente no capítulo 7 são apresentadas as conclusões do presente trabalho bem como os desenvolvimentos que será possível efectuar na sequência do trabalho realizado.



## 2. ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

No presente capítulo faz-se uma breve apresentação dos conceitos da dinâmica de estruturas com interesse para o trabalho desenvolvido. Em primeiro lugar apresentam-se as equações básicas da dinâmica de estruturas. Nas secções seguintes apresentam-se as análises sísmicas utilizadas: análise modal ao longo do tempo, análise modal por espectro de resposta e análise passo a passo ao longo do tempo. Por último, apresentam-se as diferentes formas utilizadas para quantificar o amortecimento.

### 2.1. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

Num problema de equilíbrio estático tem-se que as forças de restituição desenvolvidas estão em equilíbrio com as forças exteriores aplicadas à estrutura. Esse equilíbrio é traduzido pela seguinte equação

$$K q = F, \quad (1)$$

em que:

$K$  - matriz de rigidez da estrutura;

$q$  - deslocamentos dos graus de liberdade da estrutura;

$F$  - forças exteriores correspondentes aos graus de liberdade da estrutura.

Quando se trata de um problema de equilíbrio dinâmico adicionam-se à equação anterior dois novos termos, que são referentes às forças de inércia e às forças de amortecimento, obtendo-se a equação de equilíbrio dinâmico

$$M \ddot{q} + C \dot{q} + K q = F, \quad (2)$$

em que:

$M$  - matriz de massa da estrutura;

$\ddot{q}$  - acelerações dos graus de liberdade da estrutura;

$C$  - matriz de amortecimento da estrutura;

$\dot{q}$  - velocidades dos graus de liberdade da estrutura;

$K$  - matriz de rigidez da estrutura;

$q$  - deslocamentos dos graus de liberdade da estrutura;

$F$  – forças exteriores correspondentes aos graus de liberdade da estrutura.

A equação anterior é genérica para um sistema com  $n$  graus de liberdade. Quando se trata de um oscilador de um grau de liberdade a equação (2) toma a seguinte forma

$$m \ddot{q} + c \dot{q} + k q = f, \quad (3)$$

em que as matrizes de massa, amortecimento e rigidez e o vector das forças passam a ter apenas uma entrada.

Dividindo a equação (3) por  $m$  esta passa a ter a seguinte forma

$$\ddot{q} + 2 \xi p \dot{q} + p^2 q = \frac{f}{m}, \quad (4)$$

em que

$$p = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (5)$$

tem a designação de frequência angular não amortecida, relacionando-se com a frequência cíclica através da equação (6)

$$f = \frac{p}{2\pi}, \quad (6)$$

e

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2 m p} \quad (7)$$

é designado de coeficiente de amortecimento, representando o amortecimento,  $c$ , adimensionalizado ao amortecimento crítico  $c_c$ . A solução da equação (4) tem duas parcelas, uma corresponde à solução geral da equação homogénea e a outra à solução particular da equação não homogénea.

Para encontrar a solução geral resolve-se a equação (4) sem o termo independente, o que corresponde a encontrar a solução da equação homogénea. A solução particular corresponde à resolução da equação (4) mantendo o termo independente. A solução geral depende das condições iniciais do problema e designa-se por regime transitório, pois esta parcela vai sendo amortecida ao longo do tempo acabando por desaparecer. O mesmo não acontece com a solução da equação não homogénea que por não ser atenuada ao longo do tempo é designada por regime permanente.



Para a resolução de um problema dinâmico é possível recorrer à análise modal, ao longo do tempo ou por espectro de resposta, ou a uma análise passo a passo ao longo do tempo. A análise modal pode em certas situações ser mais simples, no entanto, apresenta algumas limitações como seja a impossibilidade de contabilizar o comportamento não linear, na medida em que as condições de rigidez e amortecimento do sistema têm de ser constantes ao longo do tempo. A análise passo a passo permite considerar os efeitos não lineares, no entanto pode exigir esforços computacionais muito elevados no caso de problemas com um grande número de graus de liberdade.

## **2.2. ANÁLISE MODAL AO LONGO DO TEMPO**

Considere-se a equação de equilíbrio dinâmico sem o termo do amortecimento e sem forças exteriores aplicadas

$$M \ddot{q} + K q = 0. \quad (8)$$

A resolução da equação anterior consiste num problema de valores e vectores próprios. Os valores próprios correspondem neste caso às frequências da estrutura e os vectores próprios aos modos de vibração. Estes modos de vibração apresentam em relação às matrizes de massa e rigidez uma propriedade que é a ortogonalidade. Devido a essa propriedade tem-se que:

$$V^T M V = M_G; \quad (9)$$

$$V^T K V = K_G; \quad (10)$$

em que  $V$  é uma matriz constituída pelos modos de vibração,  $v$ , e  $M_G$  e  $K_G$  são as matrizes de massa e de rigidez que apresentam apenas entradas não nulas na diagonal principal devido à transformação de coordenadas.

Designando agora por  $\phi$  os modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa, através da seguinte equação

$$\phi_i = \frac{v_i}{\sqrt{v_i^T M v_i}} \quad (11)$$

as condições de ortogonalidade podem ser resumidas nas seguintes equações:

$$\phi_m^T M \phi_m = 1; \quad (12)$$

$$\phi_m^T K \phi_m = p_m^2; \quad (13)$$

$$\phi_m^T M \phi_n = 0; \quad (14)$$

$$\phi_m^T K \phi_n = 0. \quad (15)$$

Sendo os modos de vibração ortogonais em relação às matrizes de massa e rigidez também o são em relação a qualquer matriz obtida por uma combinação linear das mesmas.

Com base na propriedade de ortogonalidade é possível fazer uma mudança de coordenadas, para coordenadas modais, e transformar um problema de  $n$  graus de liberdade em  $n$  problemas de um grau de liberdade. As coordenadas modais não representam deslocamentos, mas sim as amplitudes das configurações deformadas de cada modo. Com as  $n$  equações de equilíbrio dinâmico desacopladas é possível encontrar as respostas de cada modo e obter a resposta total por sobreposição de efeitos.

Tendo em conta estas propriedades dos modos de vibração é possível transformar um sistema de  $n$  graus de liberdade em  $n$  sistemas de um grau de liberdade, sendo essa transformação apresentada de seguida.

Designando por  $\Phi$  a matriz constituída pelos modos de vibração normalizados em relação em relação à matriz de massa multiplica-se em primeiro lugar a equação (2) por  $\Phi^T$

$$\Phi^T M \ddot{q} + \Phi^T C \dot{q} + \Phi^T K q = \Phi^T F. \quad (16)$$

Sabendo que

$$I = \Phi \Phi^{-1} \quad (17)$$

e que a introdução da matriz identidade numa equação não a altera, a equação (16) pode ser reescrita sob a forma

$$\Phi^T M I \ddot{q} + \Phi^T C I \dot{q} + \Phi^T K I q = \Phi^T F, \quad (18)$$

o que é equivalente a ter a seguinte equação

$$\Phi^T M \Phi \Phi^{-1} \ddot{q} + \Phi^T C \Phi \Phi^{-1} \dot{q} + \Phi^T K \Phi \Phi^{-1} q = \Phi^T F. \quad (19)$$

Tendo em conta a mudança de coordenadas originada tem-se agora a equação (2) sob a forma

$$M_G \Phi^{-1} \ddot{q} + C_G \Phi^{-1} \dot{q} + K_G \Phi^{-1} q = \Phi^T F, \quad (20)$$

ou alternativamente

$$M_G \ddot{q}_G + C_G \dot{q}_G + K_G q_G = \Phi^T F, \quad (21)$$

em que  $q_G$ ,  $\dot{q}_G$  e  $\ddot{q}_G$  são, respectivamente, os deslocamentos, velocidades e acelerações expressos em coordenadas modais e  $M_G$ ,  $C_G$  e  $K_G$  matrizes diagonais.

No caso particular de se considerarem os modos de vibração ortonormalizados em relação à matriz de massa as grandezas  $M_G$ ,  $C_G$  e  $K_G$  tomam as seguintes formas:

$$M_G = I; \quad (22)$$

$$C_G = \begin{bmatrix} 2 \xi p_1 & & & \\ & 2 \xi p_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & 2 \xi p_n \end{bmatrix}; \quad (23)$$

$$K_G = \begin{bmatrix} p_1^2 & & & \\ & p_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & p_n^2 \end{bmatrix}. \quad (24)$$

Por seu lado as coordenadas iniciais relacionam-se com as coordenadas modais da seguinte forma:

$$q_G = \Phi^{-1} q, \quad (25)$$

$$q = \Phi q_G, \quad (26)$$

o mesmo se passando com as velocidades ou acelerações iniciais e modais.

Como já foi referido, através dos modos de vibração é possível transformar um problema de  $n$  graus de liberdade em  $n$  problemas de um grau de liberdade. A equação genérica de um oscilador de um grau de liberdade é a que foi apresentada na equação (3). Numa análise modal ao longo do tempo essa é a equação que tem que ser resolvida para cada modo. Como nem todos os modos são importantes para caracterizar a resposta da estrutura pode reduzir-se a resolução da equação do oscilador de um grau de liberdade apenas aos modos que se considerem relevantes em cada caso.

Assim, resolvendo para cada modo a equação ao longo do tempo obtém-se a resposta em coordenadas modais, o que pode ser feito através da resolução do integral de Duhamel.

Conhecida esta resposta é possível passar de coordenadas modais para iniciais e fazer a sobreposição de efeitos somando a contribuição para a resposta dos vários modos. A resposta da estrutura num dado instante de tempo pode então ser encontrada pelo seguinte somatório

$$q(t) = \sum_i \phi_i q_{G_i}(t). \quad (27)$$

## **2.3. ANÁLISE MODAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA**

### **2.3.1. ESPECTRO DE RESPOSTA**

Para uma estrutura sujeita a uma dada acção dinâmica é possível determinar a sua resposta ao longo do tempo, em geral expressa em termos de deslocamentos ou acelerações. Esta resposta é variável ao longo do tempo e depende das características dinâmicas da estrutura, apresentado no entanto um máximo absoluto num dado instante. Se para a referida acção dinâmica se determinarem as respostas máximas em estruturas com diferentes características dinâmicas, isto é, com diferentes frequências e coeficientes de amortecimento, é possível construir uma envolvente que corresponde ao espectro de resposta. Assim, um espectro de resposta, associado a uma acção específica, relaciona as características dinâmicas da estrutura, definidas pela frequência própria e pelo coeficiente de amortecimento, com o pico da resposta da estrutura para àquela acção.

Os espectros de resposta de acelerações, ou de deslocamentos, são muito utilizados nas análises sísmicas. Os espectros de resposta podem ser determinados através do pico da resposta de sistemas com um grau de liberdade quando sujeitos a acelerogramas representativos da acção.

### **2.3.2. ESPECTROS DE RESPOSTA DO EC8**

A definição dos espectros de resposta do EC8 entra em linha de conta com 5 parâmetros: o tipo de sismo, a zona sísmica onde se localiza a estrutura, a classe de importância da estrutura, o tipo de terreno e o amortecimento.

- **Tipo de sismo**

Estão definidos no EC8 dois tipos de sismos. O sismo tipo 1, que é o sismo afastado (interplacas) e o sismo tipo 2, que é o sismo próximo (intraplacas).

- **Zona sísmica**

Para cada tipo de sismo, 1 e 2, existe um zonamento de acordo com estudos que foram realizados com o intuito de avaliar a perigosidade sísmica da zona onde se localiza a estrutura. No Anexo Nacional do EC8 - parte 1 são definidas as acelerações máximas de referência  $a_{gR}$  na rocha e os concelhos que pertencem a cada zona sísmica. Apresentam-se de seguida na Tabela 1 os valores das acelerações máximas de referência para cada zona sísmica e que constam no Anexo Nacional. O zonamento para cada um dos dois tipos de sismo é apresentado no Anexo I.

**Tabela 1 - Acelerações máximas de referência na rocha (Anexo Nacional EC8)**

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
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	-	-

- **Coefficiente de Importância**

A acção sísmica de projecto é função do coeficiente de importância,  $\gamma_1$ . Este traduz a importância da construção de acordo com os danos que resultam no caso do seu colapso, existindo 4 classes de importância. Este coeficiente de importância faz a conversão entre a aceleração correspondente ao período de retorno de referência igual a 475 anos, associado à classe de importância II, e as acelerações referentes aos períodos de retorno das restantes classes de importância. Interessa referir que este coeficiente foi até agora definido apenas para edifícios.

Assim com base na classe, tipo de sismo e localização da construção (Continente, Açores ou Madeira) tem-se o valor do coeficiente de importância. No caso da Madeira tem-se apenas a acção sísmica do tipo 1. Apresentam-se os valores deste coeficiente na Tabela 2 em que:

Classe I - edifícios de menor importância para a segurança pública como sejam edifícios agrícolas;

Classe II - edifícios correntes não pertencentes a nenhuma das outras classes;

Classe III - edifícios cuja resistência sísmica seja importante devido às consequências associadas ao seu colapso como sejam escolas, edifícios culturais, entre outros;

Classe IV - edifícios cuja integridade após o sismo seja de uma importância extrema para a protecção civil como sejam hospitais, quartéis de bombeiros, entre outros.

**Tabela 2 - Classes de importância (Anexo Nacional EC8)**

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
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

O valor do coeficiente de importância vai afectar o valor da aceleração máxima de referência, obtendo-se a aceleração máxima de projecto na rocha:

$$a_g = \gamma_1 a_{gR}. \quad (28)$$

- **Terreno de Fundação**

Quanto aos terrenos de fundação estão definidos 5+2 tipos, exigindo os dois últimos tipos que se façam estudos específicos de definição da acção sísmica. Para os 5 primeiros tipos de terrenos estão estipulados os parâmetros envolvidos na definição do espectro que são a constante S, que afecta de uma forma directamente proporcional as acelerações do espectro, corrigindo o valor de  $a_g$  de modo a ter em conta o efeito do solo, e os períodos,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , que definem pontos singulares do espectro de resposta (Figura 1). Apresentam-se de seguida na Tabela 3 e na Tabela 4 os valores que constam do Anexo Nacional para a acção sísmica tipo 1 e tipo 2. A classificação de cada tipo de terreno pode ser encontrada no Anexo II.

Tabela 3 - Constantes referentes à acção sísmica tipo 1 (Anexo Nacional EC8)

Acção Sísmica Tipo 1 (Sismo Afastado)						
Variáveis	Terreno Tipo					
	A	B	C	D	E	
Zona 1.1	$S$	1,0	1,2	1,3	1,4	1,4
	$T_B$ [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	$T_C$ [s]	0,6	0,6	0,6	0,8	0,6
	$T_D$ [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Zona 1.2	$S$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,5
	$T_B$ [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	$T_C$ [s]	0,6	0,6	0,6	0,8	0,6
	$T_D$ [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Zona 1.3	$S$	1,0	1,2	1,5	1,8	1,7
	$T_B$ [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	$T_C$ [s]	0,6	0,6	0,6	0,8	0,6
	$T_D$ [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Zonas 1.4 a 1.6	$S$	1,0	1,3	1,6	2,0	1,8
	$T_B$ [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	$T_C$ [s]	0,6	0,6	0,6	0,8	0,6
	$T_D$ [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0

Tabela 4 - Constantes referentes à acção sísmica tipo 2 (Anexo Nacional EC8)

Acção Sísmica Tipo 2 (Sismo Afastado)						
Variáveis	Terreno Tipo					
	A	B	C	D	E	
Zona 2.1 a 2.3	$S$	1,0	1,35	1,5	1,8	1,6
	$T_B$ [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	$T_C$ [s]	0,25	0,25	0,25	0,3	0,25
	$T_D$ [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Zonas 2.4 e 2.5	$S$	1,0	1,35	1,6	2,0	1,8
	$T_B$ [s]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	$T_C$ [s]	0,25	0,25	0,25	0,3	0,25
	$T_D$ [s]	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0

- **Amortecimento**

O amortecimento é tido em conta no espectro através do coeficiente de correcção do amortecimento,  $\eta$ , definido da seguinte forma

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55, \quad (29)$$

em que:

$\xi$  - coeficiente de amortecimento viscoso da estrutura (%).

O espectro de referência foi obtido para um coeficiente de amortecimento de 5%, para o qual se tem um valor unitário para  $\eta$ . Interessa referir que o parâmetro  $\eta$  ao estar limitado a valores superiores a 0,55 implica que não é possível a obtenção por esta via de espectros para estruturas que apresentem amortecimento superiores a sensivelmente a 28%.

O valor de  $\eta$  afecta de uma forma directamente proporcional os valores da aceleração elástica, à excepção de uma zona do espectro, a zona em que  $T \leq T_B$ , de modo a que o valor da aceleração máxima na rocha seja o mesmo independentemente do amortecimento da estrutura. As acelerações espectrais são tanto menores quanto maior for o coeficiente de amortecimento.

- **Definição analítica do espectro de resposta**

O valor da aceleração elástica é função do intervalo em que se insere o período de vibração da estrutura,  $T$ , existindo 4 zonas no espectro com diferentes andamentos, às quais correspondem também diferentes expressões analíticas (EC8):

$$S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta^{2,5} - 1) \right], \quad 0 \leq T \leq T_B; \quad (30)$$

$$S_e(T) = 2,5 a_g S \eta, \quad T_B \leq T \leq T_C; \quad (31)$$

$$S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left[ \frac{T_C}{T} \right], \quad T_C \leq T \leq T_D; \quad (32)$$

$$S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left[ \frac{T_C T_D}{T} \right], \quad T_D \leq T \leq 4s; \quad (33)$$



em que:

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

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

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

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

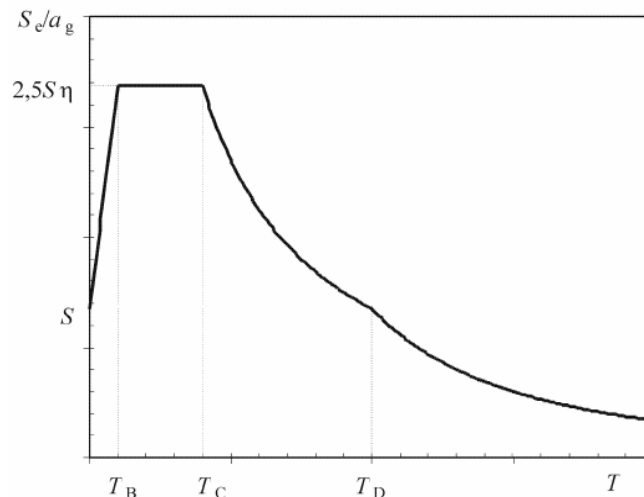
$T_C$  - limite superior do período no patamar de aceleração constante;

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

$S$  - coeficiente de solo;

$\eta$  - coeficiente de correcção do amortecimento.

Na Figura 1 apresenta-se o andamento qualitativo do espectro elástico sendo possível notar a existência de um ramo linear, um ramo constante e dois ramos curvos.



**Figura 1 - Espectro elástico do EC8**

### **2.3.3. ANÁLISE MODAL POR ESPECTROS DE RESPOSTA**

Tendo por base um espectro de resposta é possível fazer a análise sísmica de uma estrutura com vários graus de liberdade, através da combinação da resposta desta nos seus vários modos.

Assim, é possível determinar a resposta da estrutura para cada modo, como se se tratassem de vários osciladores de um grau de liberdade e sobrepor a resposta dos vários modos para conseguir reproduzir a resposta total da estrutura.

De acordo com as equações da análise modal apresentadas anteriormente, o problema que se pretende resolver para um modo genérico  $i$ , com a acção sísmica a actuar na direcção  $X$  é traduzido pela seguinte equação

$$\ddot{q}_{iG} + 2 \xi_i p_i \dot{q}_{iG} + p_i^2 q_{iG} = -P_{ix} \ddot{q}_{sx}, \quad (34)$$

em que  $P_{ix}$  é o factor de participação modal, do modo  $i$  na direcção  $X$ . Este pode ser obtido através da seguinte expressão

$$P_{ix} = \phi_i^T M 1_x, \quad (35)$$

em que  $1_x$  toma o valor unitário nos graus de liberdade excitados pela acção sísmica a actuar na direcção em causa e um valor igual a zero nos restantes. O factor de participação não depende portanto da acção e traduz a maior ou menor afinidade de um dado modo com uma excitação numa dada direcção.

Os valores máximos da  $i$ ésima coordenada modal são dados por

$$q_{iGx}^{max} = P_{ix} S_{dx}(p_i), \quad (36)$$

sendo  $S_{dx}(p_i)$  o deslocamento espectral na direcção  $x$ , para o valor da frequência  $p_i$ .

No caso de se pretender conhecer os deslocamentos em todos os graus de liberdade para a resposta no modo  $i$  multiplica-se a configuração modal por  $q_{iGx}^{max}$ , na medida em que esta grandeza corresponde à amplitude da configuração deformada tal como apresentado na equação (26).

Em geral, os espectros fornecidos pelos regulamentos encontram-se expressos em acelerações e não em deslocamentos. Estas grandezas relacionam-se de forma aproximada através da equação (37) válida para estruturas em condições correntes ( $\xi \leq 0,15$  e  $f \geq 0,2\text{Hz}$ )

$$S_{dx}(p_i) = \frac{S_{ax}(p_i)}{p_i^2}, \quad (37)$$

pelo que

$$q_{ix}^{max} = P_{ix} \frac{S_{ax}(p_i)}{p_i^2} \phi_i. \quad (38)$$

As respostas de cada modo têm depois que ser combinadas, devendo a combinação ser efectuada sempre na grandeza final que se pretende conhecer, isto é, se se pretendem conhecer esforços devem-se combinar os esforços associados a cada modo e não combinar os deslocamentos máximos de cada modo e com estes encontrar os esforços.

A combinação das respostas modais pode ser efectuada através da combinação quadrática simples ou da combinação quadrática completa. A primeira é apenas adequada nos casos em que as frequências se encontram suficientemente afastadas para que não haja interacção entre modos. A combinação quadrática completa tem em conta a interacção entre modos quando esta existe, coincidindo com a primeira quando as frequências são suficientemente afastadas, sendo mais genérica pelo que não exige que se avalie a proximidade de frequências entre modos de vibração.

Para a combinação quadrática simples tem-se então que o valor de uma grandeza  $X$  é igual a

$$X^{max} = \sqrt{\sum_i (X_i^{max})^2} \quad (39)$$

e para a combinação quadrática completa tem-se que

$$X^{max} = \sqrt{\sum_i \sum_j X_i^{max} \mu_{ij} X_j^{max}}, \quad (40)$$

com

$$\mu_{ij} = \frac{8 (\xi_i \xi_j)^{\frac{1}{2}} (\xi_i + r \xi_j) r^{\frac{3}{2}}}{(1 - r^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j r (1 + r^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_j^2) r^2} \quad (41)$$

e

$$r = \frac{p_j}{p_i},$$

em que:

$\xi_i$  – coeficiente de amortecimento associado ao modo  $i$ ;

$\xi_j$  – coeficiente de amortecimento associado ao modo  $j$ .

No caso particular de amortecimento modal constante a equação (41) simplifica-se passando a ter a seguinte forma

$$\mu_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1 + r) r^{\frac{3}{2}}}{(1 - r^2)^2 + 4 \xi^2 r (1 + r^2)}. \quad (42)$$

Tudo o que foi referido até aqui refere-se à resposta da estrutura para a actuação da acção sísmica numa dada direcção.

No entanto um sismo real tem em geral componentes de aceleração em mais do que uma direcção, tal como se apresenta na equação (43)

$$\ddot{q}_s = \ddot{q}_{sx} + \ddot{q}_{sy} + \ddot{q}_{sz}. \quad (43)$$

Conhecendo os espectros de resposta em  $x$ ,  $y$  e  $z$  é necessário neste caso efectuar uma análise modal para cada direcção e proceder à combinação direccional através de um combinação quadrática simples. No entanto, no âmbito do presente trabalho, considera-se a acção sísmica a actuar apenas na horizontal e numa direcção pelo que não é necessário combinar as grandezas das diferentes direcções.

## 2.4. ANÁLISE PASSO A PASSO AO LONGO DO TEMPO

Para determinar a resposta ao longo do tempo de uma estrutura sujeita a uma dada solicitação dinâmica pode fazer-se uma integração passo a passo, em alternativa à resolução da equação diferencial, para a qual muitas vezes não é possível encontrar uma solução analítica.

Esta integração consiste em resolver sucessivamente a equação de equilíbrio dinâmico para vários intervalos de tempo, devendo estes ser suficientemente pequenos para que se obtenha uma boa solução. A equação de equilíbrio dinâmico é então resolvida para o intervalo de tempo adoptado, actualizando-se as condições do sistema no final de cada passo.

Reescrevendo a equação de equilíbrio dinâmico para um dado intervalo de tempo (formulação incremental) tem-se que

$$M \Delta \ddot{q} + C \Delta \dot{q} + K \Delta q = \Delta F. \quad (44)$$

Com base na equação (44) e nas relações cinemáticas é possível determinar a resposta em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações de uma estrutura. Existem vários métodos de análise passo a passo que diferem uns dos outros nas hipóteses assumidas para as relações cinemáticas. Essencialmente recorre-se a dois métodos, um em que se assume, durante o intervalo de tempo para o qual é resolvida a equação de equilíbrio dinâmico, que a aceleração é constante, designado de método de Newmark, outro em que assume que a variação da aceleração é linear, designado de método da aceleração linear. No presente trabalho utiliza-se uma variante do método da aceleração linear, designada por método Wilson- $\theta$ , em que através de uma pequena modificação se consegue garantir um algoritmo estável.

Apresentam-se de seguida as equações envolvidas na análise passo a passo, bem como o procedimento adoptado.

### **2.4.1. CONDIÇÕES INICIAIS DO SISTEMA**

Num sistema genérico de uma estrutura sujeita a uma dada solicitação ao longo do tempo têm-se determinadas condições iniciais. Para a verificação da equação de equilíbrio dinâmico no instante inicial, no qual está aplicada à estrutura uma dada solicitação de valor igual a  $F(0)$ , existem apenas dois graus de liberdade para as condições iniciais. A estrutura pode apresentar um determinado deslocamento e velocidade inicial, um deslocamento e aceleração inicial ou uma velocidade e aceleração inicial, tomando a terceira grandeza o valor necessário para que a equação de equilíbrio dinâmico seja verificada nesse instante.

Determinadas as condições iniciais pode então ser iniciada a análise passo a passo. É importante referir que numa estrutura com um amortecimento significativo, a contribuição das condições iniciais para a resposta da estrutura ao longo do tempo é pouco relevante pois essa parcela da resposta desaparece rapidamente em consequência do amortecimento. No entanto, quanto se pretender uma solução ao longo do tempo tão próxima da exacta quanto possível deverá ter-se em conta a influência das condições iniciais.

### **2.4.2. PROCEDIMENTO DA ANÁLISE PASSO A PASSO**

O procedimento apresentado de seguida é válido quer para o método de Newmark, quer para o método da aceleração linear. As relações cinemáticas escritas para os incrementos de deslocamento ou velocidade, em função das condições no instante inicial e do incremento de aceleração são apresentadas nas equações (45) e (46)

$$\Delta q = \Delta t \dot{q}_0 + \frac{1}{2} \Delta t^2 \ddot{q}_0 + \beta \Delta t^2 \Delta \ddot{q}, \quad (45)$$

$$\Delta \dot{q} = \Delta t \ddot{q}_0 + \gamma \Delta t \Delta \ddot{q}, \quad (46)$$

em que:

$\Delta t$  - incremento de tempo da análise;

$\beta$  - constante cujo valor depende da variação da aceleração, sendo igual a 1/4 no caso do método de Newmark e a 1/6 no caso do método da aceleração linear;

$\gamma$  - constante cujo valor deve ser igual ou superior a 0,5.

As equações 45 e (46) podem ser reescritas para os incrementos de aceleração e velocidade, em função das condições no instante inicial e do incremento de deslocamento, tomando nesse caso a seguinte forma:

$$\Delta\ddot{q} = \frac{\Delta q}{\beta \Delta t^2} - \frac{\dot{q}_0}{\beta \Delta t} - \frac{1}{2\beta} \ddot{q}_0; \quad (47)$$

$$\Delta\dot{q} = \Delta t \ddot{q}_0 \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta q - \frac{\gamma}{\beta} \dot{q}_0. \quad (48)$$

Introduzindo as equações (47) e (48) na equação (44) é possível reescrevê-la segundo a forma de um problema de equilíbrio estático

$$\tilde{K} \Delta q = \tilde{Q}, \quad (49)$$

em que:

$$\tilde{K} = K_0 + C_0 \frac{\gamma}{\beta \Delta t} + M_0 \frac{1}{\beta \Delta t^2}; \quad (50)$$

$$\tilde{Q} = \Delta Q + M_0 \left( \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{q}_0 + \frac{1}{2\beta} \ddot{q}_0 \right) + C_0 \left[ \frac{\gamma}{\beta} \dot{q}_0 - \Delta t \ddot{q}_0 \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \right]. \quad (51)$$

A análise passo a passo consiste em encontrar para cada intervalo de tempo o incremento de deslocamento,  $\Delta q$ , através da resolução da equação (49). Determinada esta grandeza os incrementos de velocidade e aceleração,  $\Delta\dot{q}$  e  $\Delta\ddot{q}$ , são encontrados através das equações (47) e (48). Com as condições cinemáticas no início do intervalo de tempo e os incrementos determinados é possível conhecer todas as grandezas cinemáticas no instante final. O procedimento deve ser repetido ao longo do período de tempo durante o qual se pretende conhecer a resposta da estrutura, partindo-se em cada iteração dos valores das grandezas cinemáticas actualizados.

Convém aqui fazer a distinção entre graus de liberdade estáticos e dinâmicos. Os graus de liberdade dinâmicos correspondem a deslocamentos associados a movimentos de massa enquanto que os graus de liberdade estáticos não têm qualquer massa associada. As equações anteriormente apresentadas são aplicáveis apenas a graus de liberdade dinâmicos. Assim, as matrizes envolvidas nas equações anteriores devem estar condensadas nos graus de liberdade com massa. A partir das grandezas cinemáticas dos graus de liberdade dinâmicos é possível conhecer as mesmas grandezas referentes aos graus de liberdade estáticos. Para os graus de liberdade dinâmicos, uma vez determinado o incremento de deslocamento,  $\Delta q$ , o incremento de aceleração pode ser obtido através da equação (47) como foi referido.

No entanto é aconselhável que o valor da aceleração no fim do intervalo de tempo  $\Delta t$ , ou seja no instante  $t + \Delta t$ , seja determinado por imposição da condição de equilíbrio dinâmico de modo a evitar a acumulação de erros numéricos. A aceleração deve então ser actualizada com base na seguinte equação

$$\ddot{q}(t + \Delta t) = M^{-1}[Q(t + \Delta t) - K q(t + \Delta t) - C \dot{q}(t + \Delta t)]. \quad (52)$$

As matrizes envolvidas na equação anterior são também as matrizes condensadas nos graus de liberdade com massa.

### 2.4.3. MÉTODO WILSON- $\theta$

O método Wilson- $\theta$  consiste numa variante incondicionalmente estável do Método da Aceleração Linear. Esta variante introduz uma ligeira modificação ao procedimento anteriormente apresentado que consiste em determinar as grandezas  $\tilde{K}$  e  $\tilde{Q}$  para um intervalo de tempo expandido,  $h$ , igual a  $\theta \Delta t$ , em que  $\theta \geq 1,37$ . O objectivo desta modificação é não trincar a acção ao fim do intervalo de tempo,  $\Delta t$ , mas considerar que esta se prolonga durante o intervalo de tempo expandido, evitando assim que o algoritmo se torne instável (Clough & Penzien, 2003). No método Wilson- $\theta$  as grandezas  $\tilde{K}$  e  $\tilde{Q}$  tomam a seguinte forma:

$$\tilde{K} = K_0 + C_0 \frac{\gamma}{\beta h} + M_0 \frac{1}{\beta h^2}; \quad (53)$$

$$\tilde{Q} = \theta \Delta Q + M_0 \left( \frac{1}{\beta h} \dot{q}_0 + \frac{1}{2\beta} \ddot{q}_0 \right) + C_0 \left[ \frac{\gamma}{\beta} \dot{q}_0 - h \ddot{q}_0 \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \right]. \quad (54)$$

Ao contrário do que acontecia no Método da Aceleração linear, as grandezas anteriores não permitem determinar directamente o incremento de deslocamento pretendido, existindo um passo intermédio. Isto acontece porque estas grandezas dizem respeito ao intervalo de tempo expandido e este passo permite passar do intervalo de tempo expandido,  $h$ , para o intervalo de tempo de cálculo,  $\Delta t$ . Assim há que determinar um incremento de deslocamento auxiliar,  $\hat{\Delta}q$ , com base em  $\tilde{K}$  e  $\tilde{Q}$ , através da equação (49). Este incremento auxiliar vai permitir encontrar o incremento de aceleração no intervalo expandido,  $\hat{\Delta}\ddot{q}$ , através da equação (47) mas agora reescrita para  $h$

$$\hat{\Delta}\ddot{q} = \frac{\hat{\Delta}q}{\beta h^2} - \frac{\dot{q}_0}{\beta h} - \frac{1}{2\beta} \ddot{q}_0. \quad (55)$$

Como o método Wilson- $\theta$  é uma variante do Método da Aceleração Linear, o incremento de aceleração ao fim do intervalo  $\Delta t$ ,  $\Delta\ddot{q}$ , é igual ao quociente entre o mesmo incremento para o intervalo de tempo expandido,  $\hat{\Delta}\ddot{q}$ , e o valor adoptado para  $\theta$ , tal como se apresenta na seguinte equação

$$\Delta\ddot{q} = \frac{1}{\theta} \hat{\Delta}\ddot{q}. \quad (56)$$

Através do incremento de aceleração assim determinado encontram-se os incrementos de deslocamento e velocidade através das equações (45) e (46), respectivamente.

Por fim, impõe-se a condição de equilíbrio dinâmico, apresentada na equação (52), para determinar as acelerações dos graus de liberdade dinâmicos para evitar, como já foi referido, a acumulação de erros numéricos.

Caso se pretendam determinar as grandezas cinemáticas associadas aos graus de liberdade estáticos estas são encontradas com base nos valores associados aos graus de liberdade dinâmicos.

## 2.5. FORMAS DE CALIBRAÇÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO

### 2.5.1. AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH

A matriz de amortecimento pode ser obtida através de uma combinação linear da matriz de massa com a matriz de rigidez, como se apresenta na seguinte equação

$$C = \alpha M + \beta K. \quad (57)$$

Como as matrizes de massa e rigidez são ortogonalizáveis em relação aos modos de vibração, esta combinação linear permite obter uma matriz de amortecimento também ortogonalizável em relação a estes. Esta forma de calibração que tem todo o interesse pois permite, trabalhando em coordenadas modais, transformar um sistema dinâmico de  $n$  graus de liberdade em  $n$  problemas de um oscilador de um grau de liberdade, isto é, permite realizar uma análise modal.



Como existem apenas duas variáveis livres,  $\alpha$  e  $\beta$ , só é possível calibrar de forma exacta o coeficiente de amortecimento para duas frequências próprias da estrutura. Considerando as frequências  $p_1$  e  $p_2$  tem-se que

$$\begin{bmatrix} 2\xi p_1 & 0 \\ 0 & 2\xi p_2 \end{bmatrix} = \alpha \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} + \beta \begin{bmatrix} p_1^2 & 0 \\ 0 & p_2^2 \end{bmatrix}, \quad (58)$$

pelo que é possível, resolvendo este sistema de duas equações a duas incógnitas, determinar os valores de  $\alpha$  e  $\beta$ .

Para cada modo de vibração  $i$  tem-se que

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{p_i} + \beta p_i \right), \quad (59)$$

resultando o valor do coeficiente de amortecimento de duas parcelas, uma inversamente proporcional à frequência angular ( $p_i$ ) e outra parcela directamente proporcional, tal como se representa na Figura 2.

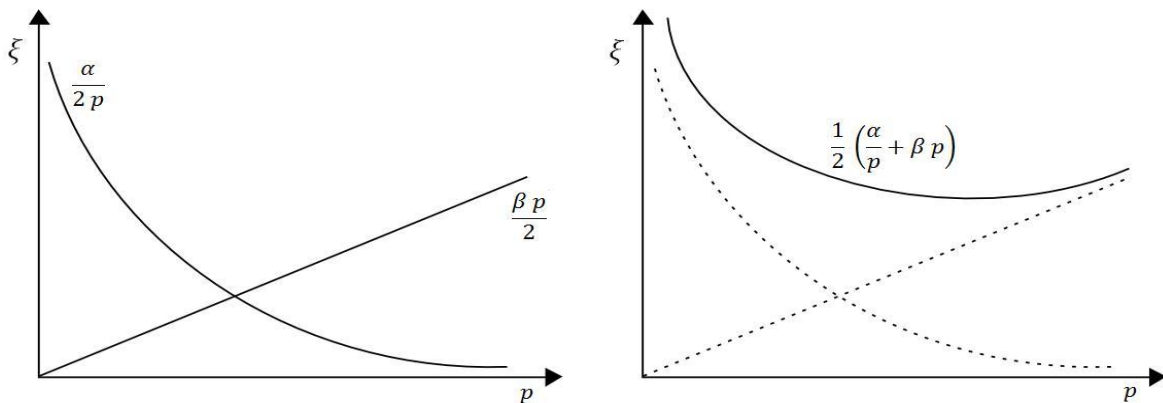


Figura 2 - Amortecimento de Rayleigh

Em muitos sistemas pretende-se calibrar o valor do coeficiente de amortecimento para mais do que duas frequências. Alternativamente à resolução do sistema de equações apresentado na equação (58) pode preferir-se não ter uma calibração exacta do coeficiente de amortecimento para dois modos específicos e conseguir-se um melhor ajuste para um maior número de modos. Isto é possível através do método dos mínimos quadrados, ou seja, encontrando valores de  $\alpha$  e  $\beta$  que minimizem o quadrado dos erros entre os coeficientes de amortecimento pretendidos e os que são obtidos através da combinação linear da matriz de massa com a matriz de rigidez.

Com base nos mínimos quadrados tem-se que  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser encontrados através da resolução do seguinte sistema de equações

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{1}{p_i^2} & \frac{n}{2} \\ \frac{n}{2} & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n p_i^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n \frac{\varepsilon_i}{p_i} \\ \sum_{i=1}^n p_i \varepsilon_i \end{bmatrix}, \quad (60)$$

em que  $n$  é o número de frequências para as quais se pretende calibrar o amortecimento. Deve ter-se em atenção que esta forma de determinar as constantes  $\alpha$  e  $\beta$ , ao não conduzir a valores exactos para os coeficientes de amortecimento, pode dar origem nuns casos a amortecimentos menores, o que é conservativo, e noutros a amortecimentos maiores, o que está contra a segurança.

### 2.5.2. AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH ALARGADO

A matriz de amortecimento obtida através da combinação linear entre a matriz de massa e de rigidez não é a única matriz que verifica as condições de ortogonalidade e que portanto permite efectuar uma análise modal. Uma matriz de amortecimento obtida através da seguinte forma (Clough & Penzien, 2003)

$$C = M \sum_b a_b [M^{-1} K]^b, \quad (61)$$

apresenta também as propriedades de ortogonalidade, permitindo controlar o coeficiente de amortecimento para o número de frequências que se queira. A variável  $b$  pode tomar qualquer valor inteiro pertencente ao intervalo  $]-\infty; +\infty[$ , sendo no entanto aconselhável adoptar valores para  $b$  tão próximos de zero quanto possível. Devem ter-se tantos valores de  $b$  quantas as frequências para as quais se pretende calibrar o amortecimento.

Para a matriz de amortecimento obtida através da equação (61) o coeficiente de amortecimento associado à frequência  $p_n$  é igual a

$$\xi_n = \frac{1}{2p_n} \sum_b a_b p_n^{2b} \quad (62)$$

e os coeficientes  $a_b$  podem ser obtidos através da resolução do seguinte sistema de equações, considerando-se neste caso que  $b$  toma valores inteiros iguais a  $i, j$  e  $k$ ,

$$\begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \\ \xi_o \\ \dots \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} p_m^{2i-1} & p_m^{2j-1} & p_m^{2k-1} & \dots \\ p_n^{2i-1} & p_n^{2j-1} & p_n^{2k-1} & \dots \\ p_o^{2i-1} & p_o^{2j-1} & p_o^{2k-1} & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_i \\ a_j \\ a_k \\ \dots \end{Bmatrix} \quad (63)$$

O grau da equação (62) depende do número de frequências para as quais se pretende calibrar o amortecimento e dos valores adoptados para a variável  $b$ , chamando-se à atenção que se poderá ter um polinómio que tende para mais ou menos infinito para as altas frequências. Este aspecto deve ser tido em conta pois é conveniente ter amortecimentos grandes para os modos mais altos, podendo ter-se problemas numéricos quando o polinómio tenda para menos infinito pois estes modos vão estar a ser amplificados na medida em que lhes está associado um coeficiente de amortecimento negativo. Apresenta-se na Figura 3 as duas situações que se podem ter com o amortecimento de Rayleigh alargado.

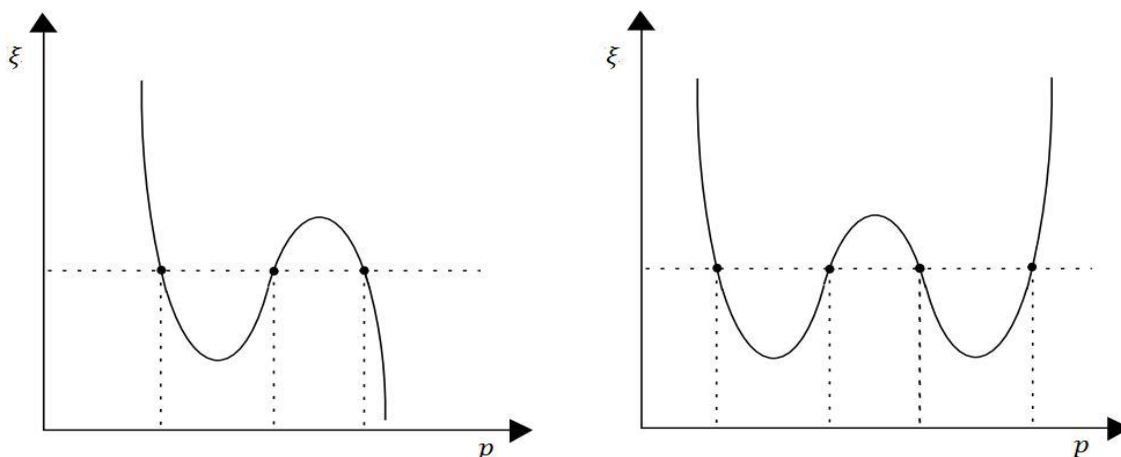


Figura 3 - Amortecimento de Rayleigh alargado

### 2.5.3. AMORTECIMENTO NÃO-PROPORCIONAL

Quando se está na presença de sistemas constituídos por vários materiais é possível encontrar a matriz de amortecimento atribuindo diferentes coeficientes de amortecimento a cada parte da estrutura. Esta forma de construir a matriz de rigidez não garante as condições de ortogonalidade que se tinha com os anteriores tipos de amortecimento, impossibilitando a realização de uma análise modal. No caso do presente trabalho as duas partes às quais é necessário atribuir diferentes amortecimentos são o solo e a estrutura. Assim, apresenta-se as equações envolvidas na calibração do amortecimento não-proporcional para este caso concreto.

Em primeiro lugar devem-se construir duas matrizes de massa e de rigidez, com as mesmas dimensões das matrizes do conjunto solo-estrutura, mas em que num caso se tem apenas a contribuição do solo e noutra da estrutura, ou seja (Clough & Penzien, 2003):

$$M_{solo+est} = M_{solo} + M_{est}; \quad (64)$$

$$K_{solo+est} = K_{solo} + K_{est}. \quad (65)$$

Para as matrizes de massa e rigidez obtidas tendo em conta apenas a contribuição do solo faz-se uma combinação linear em que  $\alpha$  e  $\beta$  são calibrados para as duas frequências mais baixas, às quais é atribuído o coeficiente de comportamento do solo. Assim o valor destas constantes pode ser determinado a partir da seguinte equação

$$\begin{Bmatrix} \alpha_{solo} \\ \beta_{solo} \end{Bmatrix} = \frac{2\xi_{solo}}{p_{1solo} + p_{2solo}} \begin{Bmatrix} p_{1solo} & p_{2solo} \\ 1 & 1 \end{Bmatrix}. \quad (66)$$

Para as matrizes de massa e rigidez obtidas apenas com a contribuição da estrutura faz-se também uma combinação linear mas, neste caso, como se tem apenas uma frequência para qual se quer calibrar o amortecimento, a frequência do oscilador. Assim, as constantes  $\alpha$  e  $\beta$  são determinadas de igual modo pela equação (66) mas neste caso tem-se  $p_{1est} = p_{2est} = p_{est}$ , logo

$$\begin{Bmatrix} \alpha_{est} \\ \beta_{est} \end{Bmatrix} = \frac{\xi_{est}}{p_{est}} \begin{Bmatrix} p_{est}^2 \\ 1 \end{Bmatrix}. \quad (67)$$

As matrizes de amortecimento do solo e da estrutura são então iguais a:

$$C_{solo} = \alpha_{solo} M_{solo} + \beta_{solo} K_{solo}; \quad (68)$$

$$C_{est} = \alpha_{est} M_{est} + \beta_{est} K_{est}. \quad (69)$$

Por fim, a matriz de amortecimento do conjunto solo-estrutura é obtida através da soma das duas matrizes anteriores

$$C_{solo+est} = C_{solo} + C_{est}. \quad (70)$$

### 3. MODELO DE COMPORTAMENTO DO SOLO

No presente capítulo apresenta-se o modelo de comportamento adoptado para o solo. Começa-se por explicar o comportamento não-linear do solo e a forma como este pode ser tido em conta numa análise sísmica através da adopção de propriedades equivalentes com base no nível de deformação do solo. Por último, apresenta-se o modelo linear equivalente que é adoptado no presente trabalho.

#### 3.1. COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DO SOLO

Para avaliar a resposta sísmica de uma coluna de solo é necessário ter em conta o comportamento não linear do solo, na medida em que as suas propriedades são muito dependentes do nível de deformação que a acção introduz. Para estimar a resposta de uma coluna de solo é possível recorrer a um processo iterativo, com o qual se vão corrigindo os valores do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento, em função das deformações aplicadas ao solo, isto é, da distorção que a acção sísmica introduz.

Para a determinação das propriedades degradadas do solo, isto é, as propriedades que o mesmo apresenta quando sujeito à acção sísmica e entrando em linha de conta com o comportamento não linear, encontram-se em cada iteração os valores do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento para as várias camadas de terreno, terminando este processo iterativo quando a variação das propriedades verificada entre iterações seja desprezável, ou seja, quando se consegue a convergência.

Neste processo iterativo relacionam-se portanto as propriedades do solo com o nível de distorção. As relações entre as grandezas anteriores podem ser obtidas através de estudos geotécnicos ou alternativamente pode recorrer-se de forma aproximada a curvas propostas por vários autores, como sejam as propostas por Makdisis & Seed (1979) ou por Ishibashi e Zhang e apresentadas por Santos (1999), que relacionam a variação do módulo de distorção e o valor do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente com o nível de deformação expresso em termos do valor da distorção cíclica equivalente,  $\gamma_{eq}$ .

As curvas propostas por Ishibashi e Zhang estão definidas para vários valores do índice de plasticidades, IP, e do nível de compressão,  $\sigma'_0$ . Através do valor da distorção cíclica equivalente é possível conhecer a relação  $G/G_0$ , em que  $G$  é o valor do módulo de distorção a considerar numa análise linear equivalente para o referido nível de deformação e  $G_0$  o valor do módulo de

distorção inicial, anterior à acção sísmica. Apresentam-se nas figuras seguintes as curvas propostas por estes autores. Na Figura 4 e na Figura 5 encontram-se as curvas que relacionam a distorção equivalente com a relação  $G/G_0$  para dois valores do índice de plasticidade e na Figura 6 apresenta-se a curva que relaciona o valor de  $G/G_0$  com o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente,  $\xi$ .

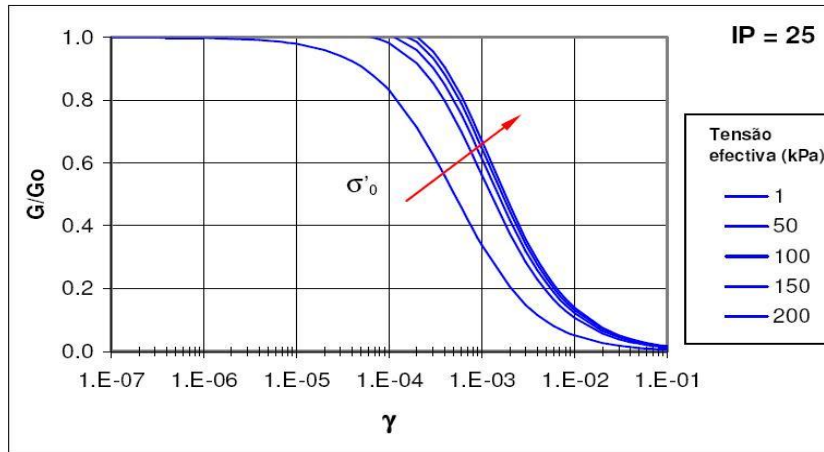


Figura 4 - Relação entre  $\gamma_{eq}$  e  $G/G_0$  para  $IP = 25$

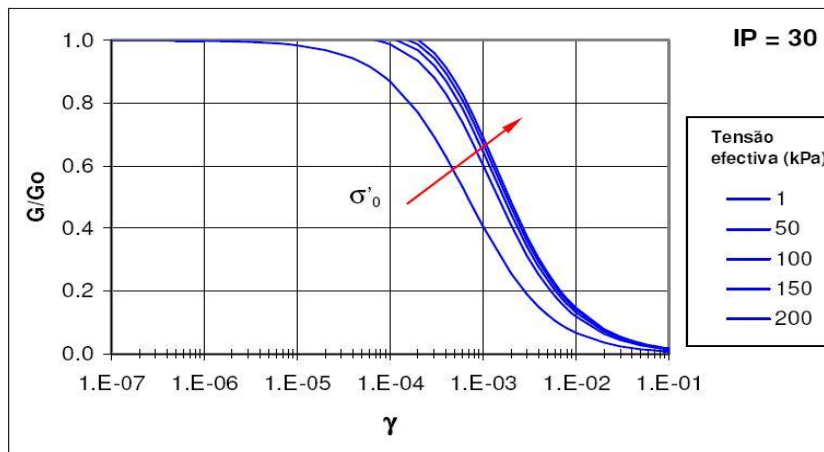


Figura 5 - Relação entre  $\gamma_{eq}$  e  $G/G_0$  para  $IP = 30$

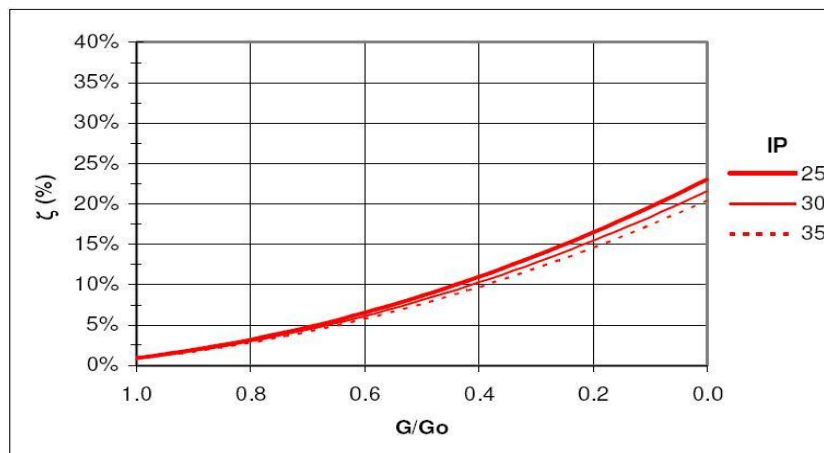


Figura 6 - Relação entre  $G/G_0$  e  $\xi$  para vários IP

A distorção cíclica equivalente pode ser encontrada, com uma boa aproximação, através de 65% da média das distorções máximas ao longo do perfil da camada devidas ao primeiro modo de vibração (Makdisis & Seed, 1979). Este factor redutor resulta de Makdisis & Seed terem verificado que as tensões tangenciais, em qualquer ponto de um maciço de solo, durante a ocorrência de um sismo, apresentam uma forma muito irregular. Tendo em conta a influência dos ciclos individuais das tensões tangenciais, Makdisis & Seed concluíram que a tensão tangencial equivalente era aproximadamente igual a 65% da média das tensões tangenciais máximas. Para a determinação das tensões tangenciais é suficiente considerar a participação do primeiro modo pois este é responsável por mais de 95% da resposta global, sendo a contribuição dos modos superiores muito pequena quando comparada com a do primeiro.

O processo é iniciado atribuindo, por estimativa e experiência, um valor para a distorção cíclica equivalente, geralmente no intervalo de 0,05% a 0,15% (Mineiro, 1988). Com o valor assumido para a distorção cíclica equivalente obtêm-se os valores de  $G/G_0$  e do coeficiente de amortecimento que deverão ser utilizados no cálculo da resposta sísmica do terreno. Em função da resposta que for determinada obtém-se depois um novo valor da distorção cíclica equivalente. Se os valores iniciais e finais das propriedades do solo diferirem muito terá que se prolongar o processo por mais iterações, obtendo-se no final valores compatíveis com o nível de deformação. O processo apresenta uma convergência rápida sendo, em geral, suficiente considerar 2 ou 3 iterações.

A variação do módulo de distorção ao longo das camadas de solo é facilmente simulável através da adopção de elementos com deformação por corte com diferentes módulos de distorção. No entanto não é fácil adoptar diferentes coeficientes de amortecimento em cada camada de solo. Assim, em alternativa pode utilizar-se de forma aproximada um coeficiente de amortecimento global, que traduza o amortecimento de toda a coluna de solo. Partindo do pressuposto que a energia total que é dissipada na coluna de solo em cada ciclo é igual ao somatório da energia que é dissipada em cada camada tem-se que o coeficiente de amortecimento equivalente pode ser obtido através da seguinte expressão (Guerreiro, 2004):

$$\xi = \frac{\sum G_i \gamma_i^2 L_i \xi_i}{\sum G_i \gamma_i^2 L_i}, \quad (71)$$

em que:

$G_i$  - módulo de distorção da camada  $i$  para o nível de deformação imposto;

$\gamma_i$  - distorção equivalente da camada  $i$ ;

$L_i$  - espessura da camada  $i$ ;

$\xi_i$  - amortecimento associado à camada  $i$  para o nível de deformação imposto.

### 3.2. MODELO LINEAR EQUIVALENTE

Um terreno sujeito a uma acção sísmica pode ser modelado, de uma forma aproximada, através de uma coluna com deformabilidade por corte. O modelo de solo consiste então em vários elementos ligados entre si, que apenas exibem deslocamentos por distorção.

Como foi referido, a acção sísmica origina uma variação das propriedades do solo que devem ser tidas em conta, exibindo o solo um comportamento não linear. No entanto, é possível utilizar um modelo de solo elástico linear, mas em que as propriedades são tais que este exhibe um comportamento igual ao que teria em regime não linear para um dado nível de deformação. A este modelo dá-se o nome de modelo linear equivalente.

Para uma camada elástica homogénea, em corte simples, assente num substrato rígido tem-se que através da velocidade de propagação da ondas de corte,  $v_s$ , igual a

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (72)$$

e da altura da camada deformável,  $H$ , se podem determinar os modos de vibração e as frequências próprias do modelo de solo com base nas seguintes equações (Virtuoso & Mendes, 1994):

$$\phi_k(y) = C \cos \left[ (2k - 1) \frac{\pi y}{2H} \right]; \quad (73)$$

$$f_k = (2k - 1) \frac{v_s}{4H}; \quad (74)$$

em que:

$G$  - módulo de distorção do solo;

$\rho$  - massa volúmica do solo;

$\phi_k$  - modo de vibração  $k$ ;

$f_k$  - frequência de vibração do modo  $k$ ;

$y$  - profundidade medida a partir do topo da coluna de solo.

As equações (72) a (74) devem ser usadas com base nas propriedades degradadas encontradas pelo processo iterativo referido anteriormente.

Embora numa análise sísmica para a obtenção da resposta do solo se possa ter em conta a contribuição dos vários modos verifica-se que é suficiente considerar o primeiro pois este é predominante em relação aos restantes, representando em geral mais de 90% da resposta do solo (Mineiro, 1988).



## 4. PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

Para obter a resposta sísmica de estruturas, considerando ou não o comportamento conjunto do solo, desenvolveu-se um programa de cálculo automático de estruturas. Este permite efectuar qualquer um dos tipos de análises anteriormente apresentados, análise modal ao longo do tempo, análise modal por espectro de resposta ou análise passo a passo ao longo do tempo. Apresenta-se neste capítulo os conceitos mais importantes envolvidos na construção do programa que são as relações entre referenciais e a mudança de coordenadas, os elementos utilizados na modelação da estrutura, ou do conjunto solo-estrutura, e a determinação das matrizes de rigidez, massa e amortecimento. A calibração da matriz de amortecimento deu origem a dificuldades significativas pelo que se dedicou um capítulo em particular a este tema, fazendo-se aqui apenas referência à forma final de determinação desta matriz. Termina-se este capítulo com a apresentação de um organigrama que resume a forma de funcionamento do programa de cálculo automático.

### 4.1. REFERENCIAL LOCAL E GLOBAL – MUDANÇA DE COORDENADAS

Uma estrutura é, em geral, formada por vários elementos, cada um com o seu referencial local. Para a aplicação dos métodos de análise estática ou dinâmica é necessário trabalhar com um único referencial, o da estrutura, designado de referencial global.

É possível escolher uma convenção para o referencial local e global e a partir dela estabelecer relações entre os dois. Considere-se por agora o referencial local  $(x,y,z)$  representado na Figura 7 e o referencial global  $(X,Y,Z)$  representado na Figura 8.

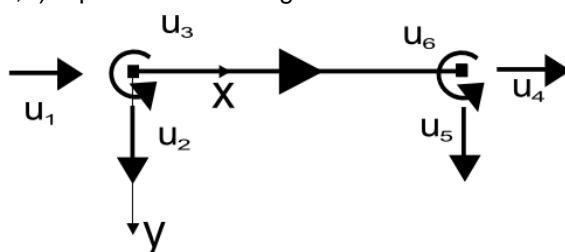


Figura 7 - Referencial local

A orientação de um elemento barra é caracterizada pelo ângulo que esta forma com a horizontal, podendo convencionar-se que a direcção horizontal é definida pelo eixo coordenado  $X$  do referencial global.

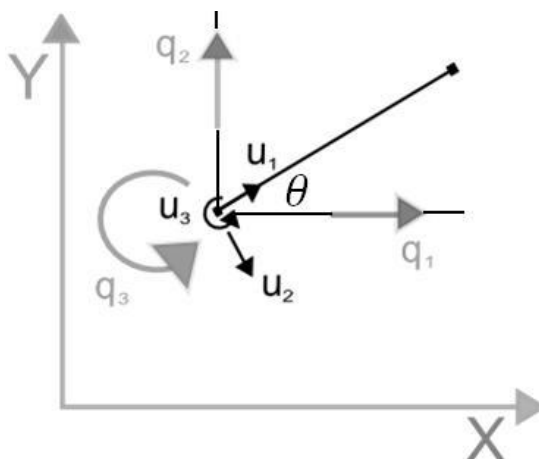


Figura 8 - Referenciais local e global

O vector  $q$

$$q = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \\ q_6 \end{Bmatrix}, \quad (75)$$

corresponde aos 6 deslocamentos, 3 em cada extremidade da barra, referidos no referencial global. Os deslocamentos  $q_1, q_2$  e  $q_3$  ( $q_4, q_5$  e  $q_6$ ) podem ser obtidos através de relações geométricas entre os deslocamentos  $u_1, u_2$  e  $u_3$  ( $u_4, u_5$  e  $u_6$ ) do referencial local e o ângulo que caracteriza a orientação da barra. Assim, de acordo com a Figura 8 tem-se que:

$$q_1 = u_1 \cos \theta + u_2 \sin \theta; \quad (76)$$

$$q_2 = u_1 \sin \theta - u_2 \cos \theta; \quad (77)$$

$$q_3 = u_3. \quad (78)$$

Caso se conheçam os deslocamentos no referencial global para um nó e se pretendam determinar os deslocamentos no referencial local estes relacionam-se através da matriz de co-senos directores

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ \sin \theta & -\cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{Bmatrix}. \quad (79)$$

Considerando agora os dois nós é possível relacionar os deslocamentos dos dois referenciais através da matriz transformação,  $T$ , com base na equação (80)

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{Bmatrix} = T \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \\ q_6 \end{Bmatrix}, \quad (80)$$

em que  $T$  é igual a

$$T = \begin{bmatrix} \cos \theta & \text{sen } \theta & 0 & & & \\ \text{sen } \theta & -\cos \theta & 0 & & 0 & \\ 0 & 0 & 1 & & & \\ & 0 & & \cos \theta & \text{sen } \theta & 0 \\ & & & \text{sen } \theta & -\cos \theta & 0 \\ & & & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}. \quad (81)$$

A relação anterior é dual pelo que designando por  $F_L$  o vector das forças associadas aos deslocamentos locais e  $F_G$  o vector das forças associadas aos deslocamentos globais tem-se que

$$F_G = T^T F_L. \quad (82)$$

Definidas as relações que podem ser aplicadas entre referenciais considere-se a equação de equilíbrio estático escrita no referencial local da barra

$$K_L u + F_{0L} = F_L, \quad (83)$$

em que  $K_L$  é a matriz de rigidez,  $F_{0L}$  o vector das forças de fixação e  $F_L$  o vector das forças nodais, referidos ao referencial local. Substituindo agora  $u$  por  $T q$  obtêm-se os deslocamentos referidos no referencial global, mantendo-se as forças no referencial local

$$K_L T q + F_{0L} = F_L. \quad (84)$$

Multiplicando todos os termos por  $T^T$  obtêm-se que

$$T^T K_L T q + T^T F_{0L} = T^T F_L, \quad (85)$$

onde quer os deslocamentos, quer as forças estão referidos no referencial global. Assim a matriz de rigidez no referencial global,  $K_G$ , é dada por

$$K_G = T^T K_L T \quad (86)$$

e os vector das forças, no mesmo referencial, dados por:

$$F_{0G} = T^T F_{0L}; \quad (87)$$

$$F_G = T^T F_L. \quad (88)$$

Por último, é possível reescrever a equação (83) no referencial global da seguinte forma

$$K_G q + F_{0G} = F_G. \quad (89)$$

## 4.2. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS

Como foi referido o presente programa de cálculo envolve a determinação da resposta sísmica de estruturas, considerando ou não o comportamento conjunto do solo. Assim, definiram-se elementos de barra, elementos de solo e molas que permitem modelar todo o tipo de sistemas que se pretende estudar no presente trabalho. Apresentam-se de seguida os referidos elementos.

### 4.2.1. ELEMENTOS DE BARRA

Uma estrutura do tipo pórtico plano tem como elemento base a barra. Cada barra tem dois nós de extremidade, a cada um dos quais estão associados 3 graus de liberdade, o deslocamento horizontal, o deslocamento vertical e a rotação em torno no plano. Estes deslocamentos, bem como os esforços correspondentes, estão definidos no referencial local para o qual se adoptou a convenção da Figura 7, apresentada na secção 4.1..

Para definir os elementos de barra é necessário conhecer as coordenadas dos nós, a partir das quais se determina o comprimento do elemento barra,  $L$ , e a sua orientação, através do ângulo  $\theta$ . É também necessário conhecer as características do material e da secção transversal da barra. Relativamente ao material é necessário definir o módulo de elasticidade,  $E$ , e a massa volúmica,  $\rho$ , no que diz respeito à secção transversal da barra deve definir-se a área,  $A$ , e a inércia,  $I$ .

Ao elemento do tipo barra, para a convenção de deslocamentos escolhida, está associada a seguinte matriz de rigidez referida ao referencial local

$$K_{barra} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{4EI}{L} \end{bmatrix}. \quad (90)$$

A matriz de transformação é a igual a matriz apresentada na equação (81). Assim é possível determinar a matriz de rigidez de cada elemento barra e com base na matriz de transformação, tal como foi apresentado anteriormente, fazer uma mudança de coordenadas para passar do referencial local para o global.

#### 4.2.2. ELEMENTOS DE CORTE

Para simular o comportamento das camadas de solo utilizam-se elementos de corte, que são definidos no programa de forma independente dos elementos de barra. Cada elemento representa uma camada ou parte de uma camada de solo. Assumindo-se que o solo apresenta apenas deformações por corte, o módulo de distorção e a área reduzida de corte são as grandezas que caracterizam o campo de deformações. Os deslocamentos de um elemento deste tipo são apresentados na Figura 9.

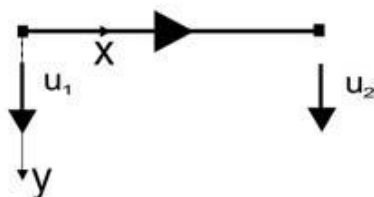


Figura 9 - Referencial local do elemento de corte

As características dos materiais tipo que constituem as camadas de solo são definidas, tal como nos elementos de barra, através de duas grandezas: o módulo de distorção,  $G$ , e a massa volúmica,  $\rho$ . Definem-se também as secções tipo do solo, caracterizadas apenas pela área reduzida de corte,  $A'$ .

Os elementos de corte são definidos indicando-se o nó inicial e final de cada camada de solo, o material e secção tipo. A matriz de rigidez local de cada elemento é apresentada de seguida

$$K_{solo} = \begin{bmatrix} \frac{G}{A'L} & -\frac{G}{A'L} \\ -\frac{G}{A'L} & \frac{G}{A'L} \end{bmatrix}. \quad (91)$$

Determinada a matriz de rigidez no referencial local através da equação (91), faz-se também uma mudança de coordenadas para o referencial global. É importante notar que neste caso se têm apenas dois graus de liberdade, por cada elemento de corte, em virtude de se considerar apenas a deformação por distorção. Assim, para este elemento a matriz de transformação já não coincide com a equação (81) mas é igual a

$$T_{solo} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ \sin \theta & -\cos \theta \end{bmatrix}. \quad (92)$$

No caso do elemento de corte trabalha-se com uma aproximação do campo de deformações, o que não acontece no caso do elemento de barra. Assim, ao longo de um elemento tem-se uma distorção de valor constante quando na realidade o campo de distorções é quadrático. Deste modo, o número de elementos a utilizar para modelar o comportamento do solo deve ser tal que permita ter uma boa aproximação do campo de deformações.

### 4.2.3. ELEMENTO DE MOLA

A definição de molas é efectuada indicando o nó inicial e o nó final deste elemento, bem como os seis termos independentes que definem a matriz de rigidez da mola. Os termos da matriz de rigidez são dados no referencial global da estrutura. Como a matriz de rigidez é definida logo no referencial global não é necessário efectuar uma mudança de coordenadas como nos elementos anteriores.

O valor absoluto dos esforços é igual tanto para o nó inicial, como para o nó final do elemento mola. O sinal, por sua vez, permite interpretar o deslocamento relativo do nó final em relação ao nó inicial e conseqüentemente define o sentido das forças que estão aplicadas no elemento mola.

Os elementos de mola permitem simular ligações elásticas ao exterior ou entre elementos, podendo ser usados para modelar a ligação entre os elementos estruturais de fundação e o solo com acontece por exemplo nas estacas.

Com os seis termos independentes de rigidez,  $k_{xx}$ ,  $k_{xy}$ ,  $k_{x\theta}$ ,  $k_{yy}$ ,  $k_{y\theta}$  e  $k_{\theta\theta}$  pode construir-se a matriz de rigidez elementar da mola, que é igual a:

$$K_{mola} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{x\theta} & -k_{xx} & -k_{xy} & -k_{x\theta} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{y\theta} & -k_{yx} & -k_{yy} & -k_{y\theta} \\ k_{\theta x} & k_{\theta y} & k_{\theta\theta} & -k_{\theta x} & -k_{\theta y} & -k_{\theta\theta} \\ -k_{xx} & -k_{xy} & -k_{x\theta} & k_{xx} & k_{xy} & k_{x\theta} \\ -k_{yx} & -k_{yy} & -k_{y\theta} & k_{yx} & k_{yy} & k_{y\theta} \\ -k_{\theta x} & -k_{\theta y} & -k_{\theta\theta} & k_{\theta x} & k_{\theta y} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (93)$$

## 4.3. DETERMINAÇÃO DAS MATRIZES DE RIGIDEZ, MASSA E AMORTECIMENTO

### 4.3.1. MATRIZ DE RIGIDEZ

A matriz de rigidez da estrutura é obtida através da contribuição dos vários elementos que foram referidos, elementos de barra, de corte e molas. A determinação das matrizes de rigidez de cada elemento no referencial global foi já apresentada. Para determinar agora a matriz de rigidez da estrutura no mesmo referencial é preciso conhecer as incidências, isto é, as relações entre os índices associados aos deslocamentos globais dos elementos tipo e os índices associados aos graus de liberdade da estrutura. Sempre que um deslocamento de um elemento está livre é

adicionada a sua contribuição para a matriz de rigidez da estrutura, enquanto que os termos associados a deslocamentos restringidos não têm contribuição para a referida matriz. É portanto necessário indicar numa matriz as restrições dos 3 deslocamentos de cada nó da estrutura, atribuindo-se um valor nulo quando o respectivo deslocamento está livre ou um valor unitário quando está restringido.

#### **4.3.2. MATRIZ DE MASSA**

No programa de cálculo utilizou-se a matriz de massa não consistente, o que implica que as massas associadas a rotações são iguais a zero. Para esta matriz contribuem duas parcelas, a massa associada a cada elemento tipo, definida em termos da massa volúmica do material e as massas concentradas que podem ser associadas a qualquer nó da estrutura. Na construção da matriz de massa tem-se também em conta as restrições dos nós da estrutura pois esta matriz tem a mesma dimensão da anterior e como tal quer-se apenas conhecer a massa que é mobilizada em cada grau de liberdade da estrutura.

#### **4.3.3. MATRIZ DE AMORTECIMENTO**

A matriz de amortecimento foi calibrada de duas formas distintas, em função do tipo de análise que se pretende efectuar. Nos casos em que a análise sísmica do solo é efectuada separadamente da análise da estrutura o amortecimento utilizado quer para o solo, quer para a estrutura foi o amortecimento de Rayleigh, calibrando-se os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , no primeiro caso, de modo a obter para as duas frequências mais baixas o amortecimento do solo e, no outro caso, para que à frequência da estrutura corresponda o amortecimento respectivo. Nos modelos em que a análise sísmica do solo é efectuada em conjunto com a estrutura o amortecimento utilizado foi o amortecimento não-proporcional. Em qualquer das formas de calibração da matriz de amortecimento o procedimento consiste em recorrer às matrizes de massa e rigidez já determinadas e através de combinações lineares encontrar a matriz de amortecimento.

### **4.4. ORGANIGRAMA**

Apresenta-se na Figura 10 um organigrama do modo de funcionamento do programa de cálculo utilizado para a análise sísmica de estruturas.

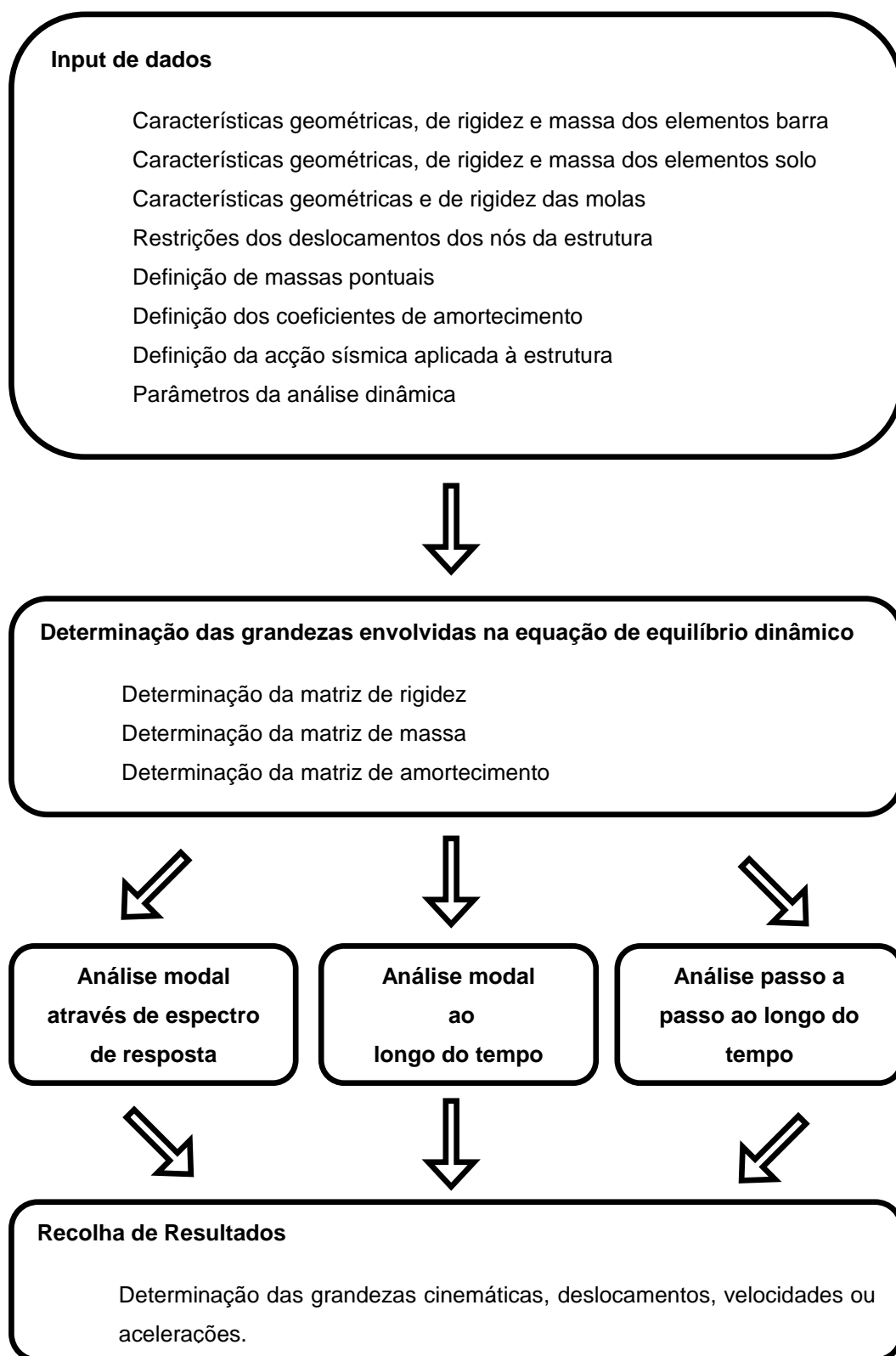


Figura 10 - Organograma do programa de cálculo automático



## 5. CALIBRAÇÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO

No presente capítulo apresenta-se uma comparação entre as várias formas que foram testadas para a calibração da matriz de amortecimento até se ter chegado à metodologia utilizada neste trabalho na análise conjunta da estrutura e solo, incluindo a fundação. Para ilustrar as diferenças encontradas com as várias metodologias utilizou-se um exemplo de uma estrutura de um grau de liberdade com fundação indirecta, em que a ligação entre a estaca e a coluna de solo é feita através de molas. O exemplo estudado encontra-se esquematizado na Figura 11 e tem as características indicadas na Tabela 5. De forma a manter o modelo o mais simples possível foi impedida a rotação do nó de ligação da estrutura à estaca, simulando o efeito do maciço de encabeçamento de estacas. As análises foram realizadas com base em acelerogramas gerados para o sismo tipo 1 e terreno tipo A do EC8 (Guerreiro, 1998).

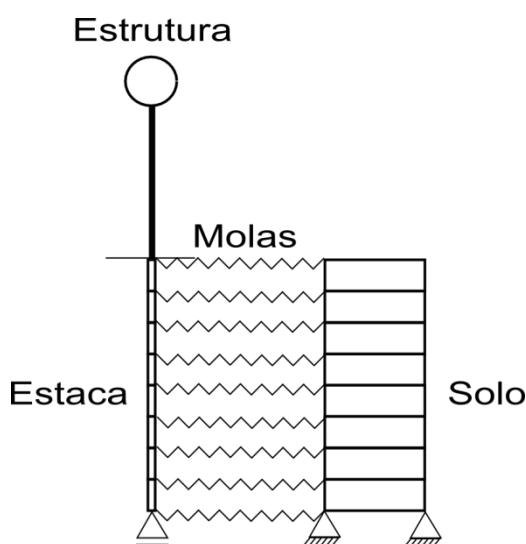


Figura 11 - Modelo utilizado na calibração da matriz de amortecimento

Tabela 5 - Dados utilizados na calibração da matriz de amortecimento

Altura da coluna de solo (m)	20
Módulo de deformabilidade do solo (kPa)	30.000
Módulo de distorção do solo (kPa)	11.540
Módulo de reacção das molas de fundação (kPa)	30.000
Coefficiente de amortecimento da estrutura	0,05
Coefficiente de amortecimento do solo	0,15
Módulo de elasticidade do oscilador e estaca (MPa)	30.000

No presente exemplo está-se a apresentar a resposta máxima em termos de acelerações, ao nível da estrutura, para as diferentes metodologias de calibração da matriz de amortecimento consideradas. Variou-se o período da estrutura dentro de um domínio alargado de modo a abranger as duas primeiras frequências do solo, iguais a 1,0 Hz e 3,0 Hz. As características de massa e rigidez foram então calibradas de modo a que o valor do período do conjunto composto pela estrutura quando está ligada à estaca e ao solo, ou seja, do período da estrutura no modelo global, seja o dobro do valor do período da estrutura ligada rigidamente à base. O período da estrutura considerando a deformabilidade da fundação e do solo será designado por período do modelo global, o período do modelo de base rígida será designado por período da estrutura.

Todas as figuras apresentadas neste capítulo estão expressas em função do período da estrutura. As mesmas respostas expressas em função do período do modelo global implicam a multiplicação dos eixos das abcissas por 2, ou seja, trata-se apenas de um factor de escala. A partir de aqui sempre que se falar apenas em período está-se a querer referir ao período da estrutura.

A forma inicial utilizada para a calibração do amortecimento consistiu em efectuar uma combinação linear da matriz de massa com a matriz de rigidez, ou seja, recorrer ao amortecimento de Rayleigh de acordo com a equação (57). As frequências consideradas na calibração do amortecimento foram as que estão associados aos dois modos mais baixos do solo e ao modo do oscilador. Na impossibilidade de efectuar a calibração de forma exacta para três frequências recorreu-se ao método dos mínimos quadrados para a estimativa dos parâmetros de combinação.

Para a situação de ressonância, isto é, para a situação em que uma das frequências do solo coincide com à frequência associada ao modo da estrutura, não é possível atribuir diferentes amortecimentos à mesma frequência pelo que se optou por efectuar a calibração apenas para os dois primeiros modos do solo, uma vez que o comportamento deste é predominante na resposta da estrutura. Assim, o coeficiente de amortecimento que corresponde à frequência associada ao modo da estrutura é igual ao do solo, o que na generalidade das situações é uma simplificação não conservativa pois os valores do coeficiente de amortecimento do solo são em geral superiores aos da estrutura e desta forma está-se a atribuir um amortecimento superior ao real. Considerou-se que o sistema estava em ressonância sempre que o desvio relativo entre a frequência do oscilador e a do solo é inferior a 10%.

Os resultados obtidos encontram-se na Figura 12 concluindo-se que os resultados obtidos não são satisfatórios na medida em que existe um abaixamento brusco da resposta máxima do oscilador devido ao excesso de amortecimento conferido à estrutura na zona das frequências do solo.

Na Figura 13, para além dos valores já apresentados na Figura 12, representou-se também a resposta obtida quando se calibra o amortecimento de modo a que às duas frequências mais baixas do solo corresponda o coeficiente de amortecimento do solo, coincidindo as duas curvas na gama de frequências em que existe ressonância. Assim é possível ter uma percepção do afastamento entre as curvas e portanto do erro que se está a cometer ao fazer a simplificação

anterior. É também preciso ter em atenção que fora da gama de períodos em que existe ressonância se está a obter uma resposta aproximada, a qual se pode afastar bastante da resposta real visto que a calibração dos coeficientes de amortecimento por mínimos quadrados conduz por vezes a diferenças significativas entre os valores pretendidos e os estimados, quer no sentido de atribuir um amortecimento maior do que o real, quer no sentido contrário.

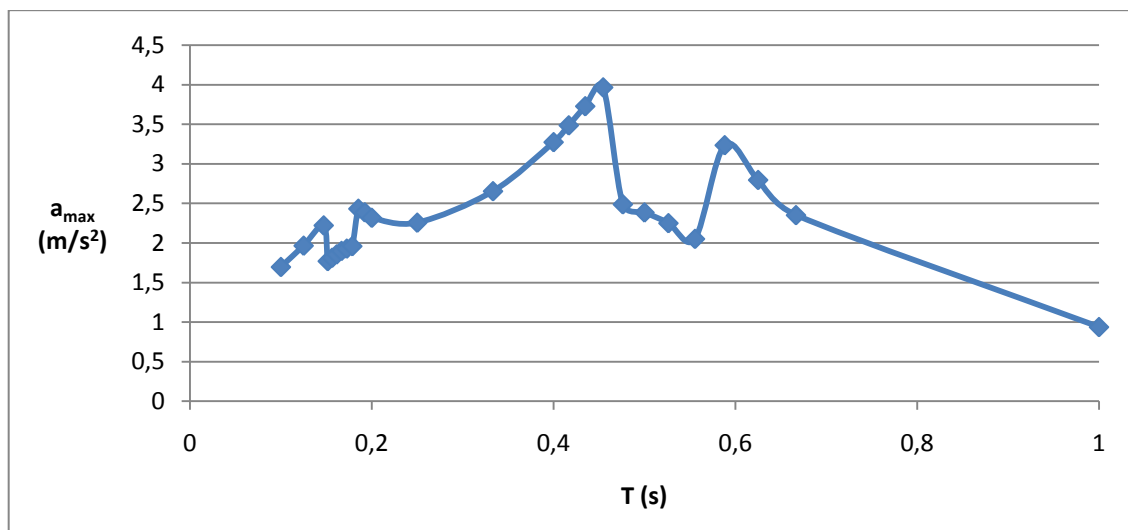


Figura 12 - Resultados para o amortecimento de Rayleigh calibrado por mínimos quadrados

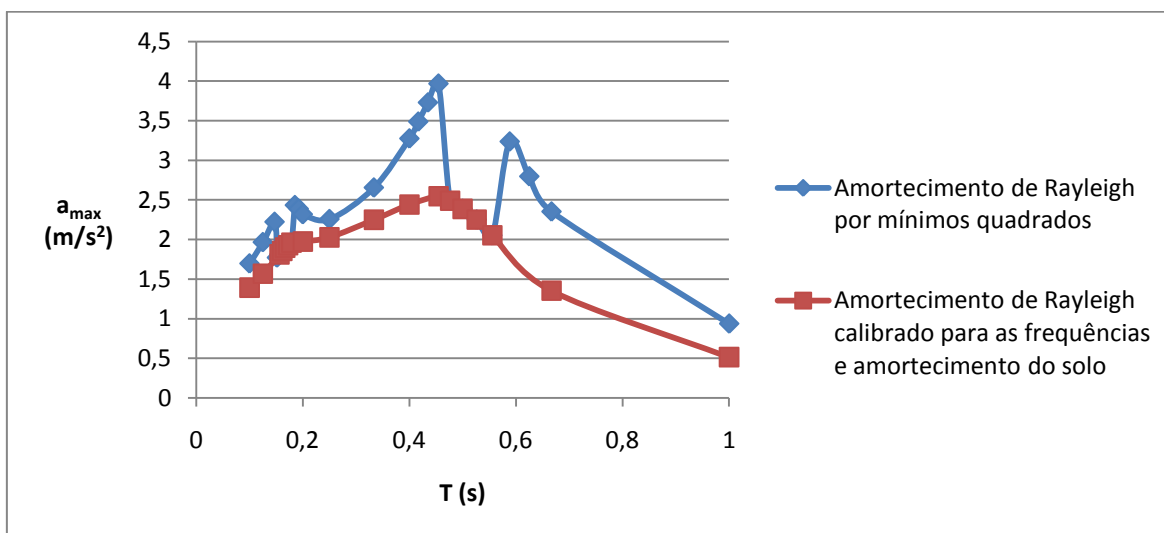


Figura 13 - Comparação entre o amortecimento de Rayleigh calibrado por mínimos quadrados e amortecimento de Rayleigh calibrado para o solo

Para evitar o recurso a mínimos quadrados foi abandonada a metodologia que passa por obter a matriz de amortecimento por combinação linear da matriz de massa e rigidez passando a adoptar-se uma combinação destas matrizes segundo a forma apresentada na equação (61).

Trata-se do amortecimento de Rayleigh alargado com o qual é possível, como foi já referido, calibrar de forma exacta o coeficiente de amortecimento para tantas frequências quantas se pretenda.

Assim, fora da gama de períodos em que há ressonância, a resposta máxima do oscilador deixa de ser encontrada com base numa calibração aproximada do amortecimento pelo que a qualidade dos resultados obtidos é melhor. A comparação entre os resultados obtidos considerando o amortecimento de Rayleigh e o de Rayleigh alargado é apresentada na Figura 14. O amortecimento de Rayleigh alargado foi calibrado para as mesmas frequências utilizadas no método dos mínimos quadrados.

Para a grande maioria dos períodos verifica-se que o amortecimento de Rayleigh alargado conduz a valores da aceleração máxima superiores, o que implica que a adopção do método de Rayleigh por mínimos quadrados está contra a segurança. Isto acontece porque ao efectuar-se a calibração dos coeficientes de amortecimento está-se, na generalidade dos casos, a atribuir um amortecimento inferior ao oscilador, o que até é conservativo, mas amortecimentos superiores nas duas frequências do solo. Como o solo é determinante na resposta do oscilador isto conduz a valores da aceleração máxima inferiores aos reais e que portanto não são não conservativos.

No entanto, o amortecimento de Rayleigh alargado também não resolve o problema de ressonância, uma vez mais porque não se consegue atribuir diferentes coeficientes de amortecimento à mesma frequência.

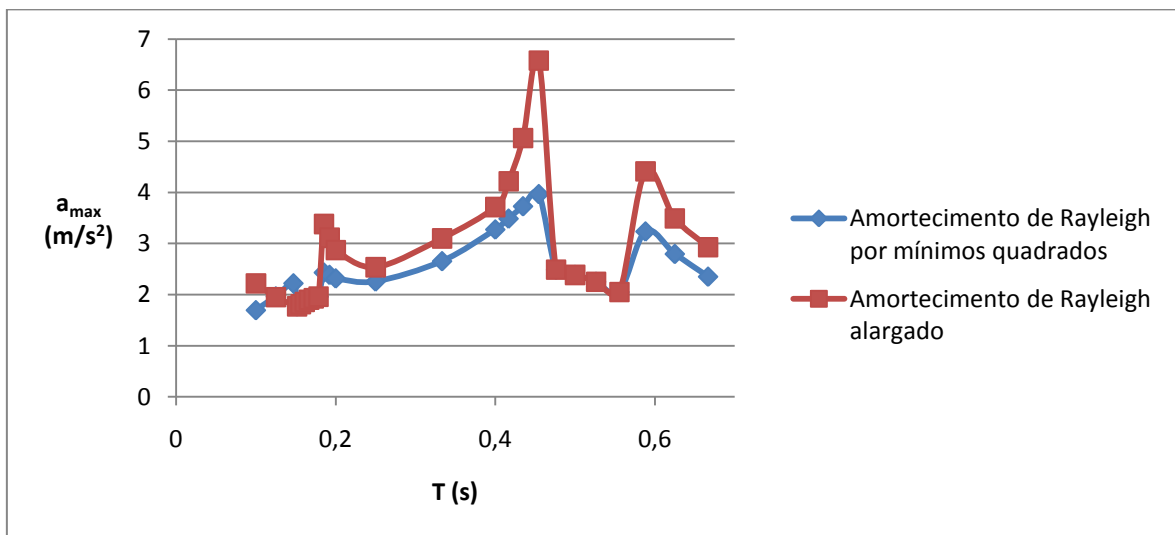


Figura 14 - Comparação entre o amortecimento de Rayleigh e de Rayleigh alargado

Numa tentativa de encontrar uma solução foi efectuada uma análise modal ao longo do tempo. Neste tipo de análise, como já foi referido, encontra-se separadamente a resposta de cada modo, o que permite atribuir diferentes amortecimentos a cada um deles.

Assim, aos modos correspondentes às frequências do solo atribuiu-se o coeficiente de amortecimento respectivo e ao modo que corresponde à frequência do oscilador atribuiu-se o coeficiente de amortecimento da estrutura. Os resultados obtidos são representados na Figura 15 e na Figura 16, em que no último caso se eliminaram os pontos correspondentes às frequências de ressonância para se ter uma melhor percepção do andamento da curva na envolvente.

Fora da zona de “ressonância” os resultados obtidos são da mesma ordem de grandeza dos valores encontrados com os restantes tipos de amortecimento. No entanto, sobre as frequências do solo obtiveram-se valores muito elevados, totalmente discrepantes em relação à envolvente.

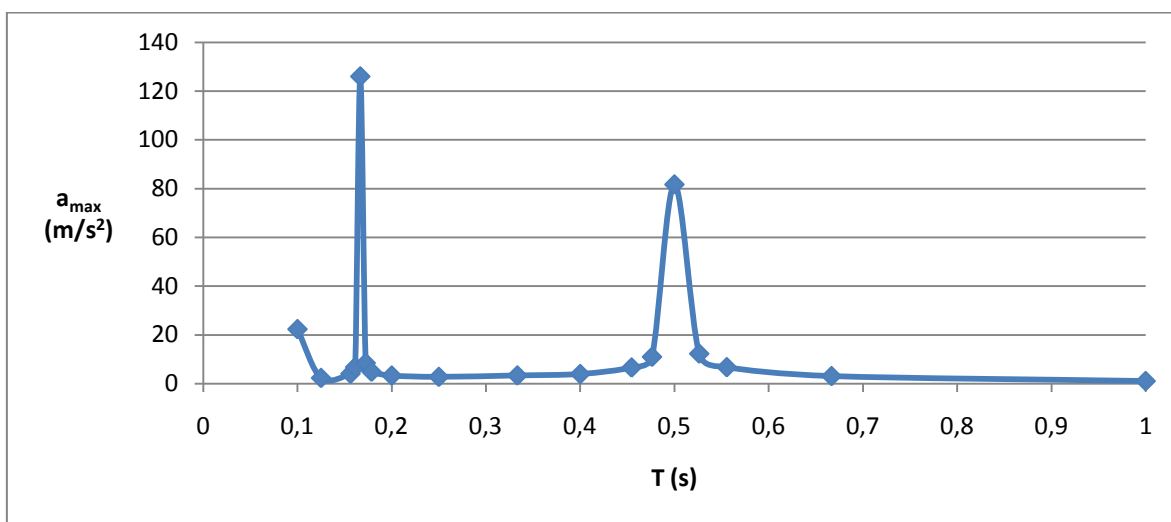


Figura 15 - Resultados da análise modal

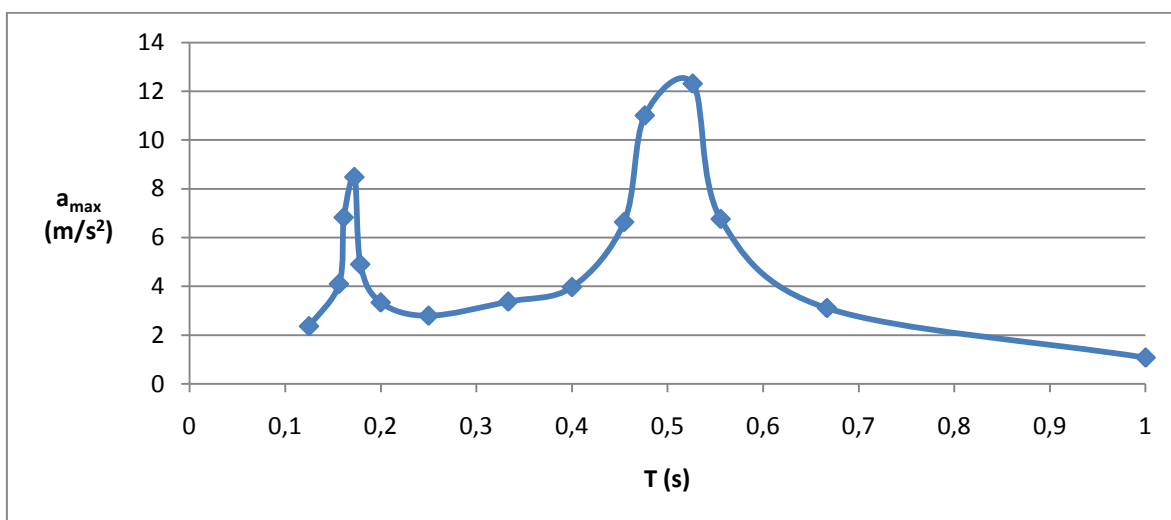


Figura 16 - Resultados da análise modal suavizados

Estes resultados são expectáveis pois quando existem duas frequências quase coincidentes não se tem um modo do solo e um modo da estrutura em separado, mas sim uma mistura dos dois modos, pelo que a atribuição de diferentes coeficientes de amortecimento a cada um deles não faz sentido.

Existindo dois modos com a mesma frequência tentaram-se definir novos modos, por combinação linear dos dois primeiros, que tivessem uma interpretação física mais fácil. O modo da estrutura foi obtido através de uma combinação linear entre os modos iniciais de forma a anular o deslocamento à superfície do solo, ao qual se associou o coeficiente de amortecimento da estrutura. O modo do solo foi obtido retirando a um dos modos iniciais a contribuição do modo da estrutura, garantindo este processo a ortogonalidade entre eles. A este modo foi atribuído o coeficiente de amortecimento do solo. Com os novos modos assim obtidos efectuou-se então uma análise modal ao longo do tempo para os períodos em que existe ressonância. No entanto os resultados obtidos com esta análise também não foram satisfatórios pois conduziram a valores inferiores aos obtidos com o método dos mínimos quadrados na zona em que não ocorre a ressonância. Estes resultados não fazem fisicamente sentido pois é sobre as frequências do solo, ou seja para as frequências em que existe o fenómeno de ressonância, que se devem obter os picos de resposta e não reduções da resposta como aconteceu.

O problema de cálculo da resposta nas frequências de ressonância foi por fim resolvido recorrendo a uma forma alternativa de construir a matriz de amortecimento que passa por calcular separadamente as matrizes de amortecimento do solo e da estrutura. Efectuou-se a calibração em separado para o solo e para a estrutura através do amortecimento não-proporcional. Com as matrizes de massa e de rigidez do solo calibrou-se, através de uma combinação linear, o coeficiente de amortecimento respectivo para as duas frequências de vibração mais baixas do solo. O mesmo foi feito com as matrizes de massa e rigidez da estrutura mas, neste caso, calibrando apenas a frequência do oscilador para o valor do coeficiente de amortecimento da estrutura. Assim, obtêm-se duas matrizes de amortecimento distintas, uma para cada parte do sistema solo-estrutura, sendo a matriz global igual à soma das matrizes obtidas para cada uma das partes. Os resultados obtidos encontram-se na Figura 17.

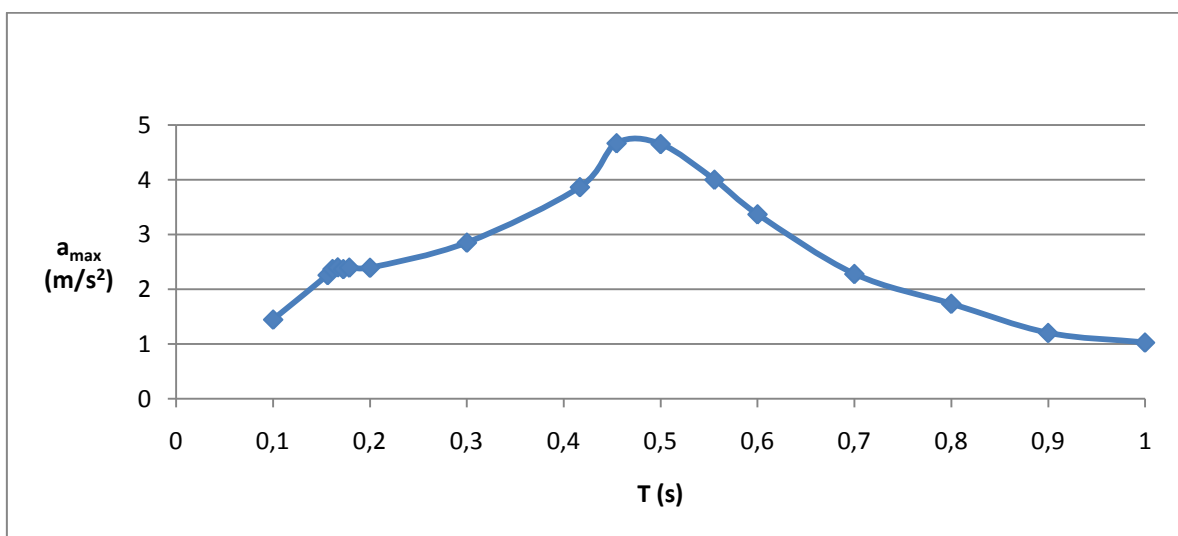


Figura 17 - Resultados para o amortecimento não-proporcional

Juntaram-se, por fim, na Figura 18 e na Figura 19 as respostas associadas a cada tipo de amortecimento. Na Figura 19 eliminou-se a resposta obtida através da análise modal pois devido aos elevados valores obtidos esta torna mais difícil a comparação com as restantes formas de calibração do amortecimento. Analisando os resultados obtidos verifica-se que fora da zona das frequências do solo a resposta obtida com o amortecimento de Rayleigh alargado é muito idêntica à obtida com o amortecimento não-proporcional.

O amortecimento não-proporcional permite em primeira instância calibrar de forma exacta os coeficientes de amortecimento para mais de duas frequências, o que não é possível com o amortecimento de Rayleigh mas é conseguido através do amortecimento de Rayleigh alargado. Assim, o grande conveniente do amortecimento proporcional é que permite resolver o chamado problema de ressonância. Separando-se a contribuição do solo da contribuição da estrutura conseguem-se ter coeficientes de amortecimento distintos para diferentes partes do sistema.

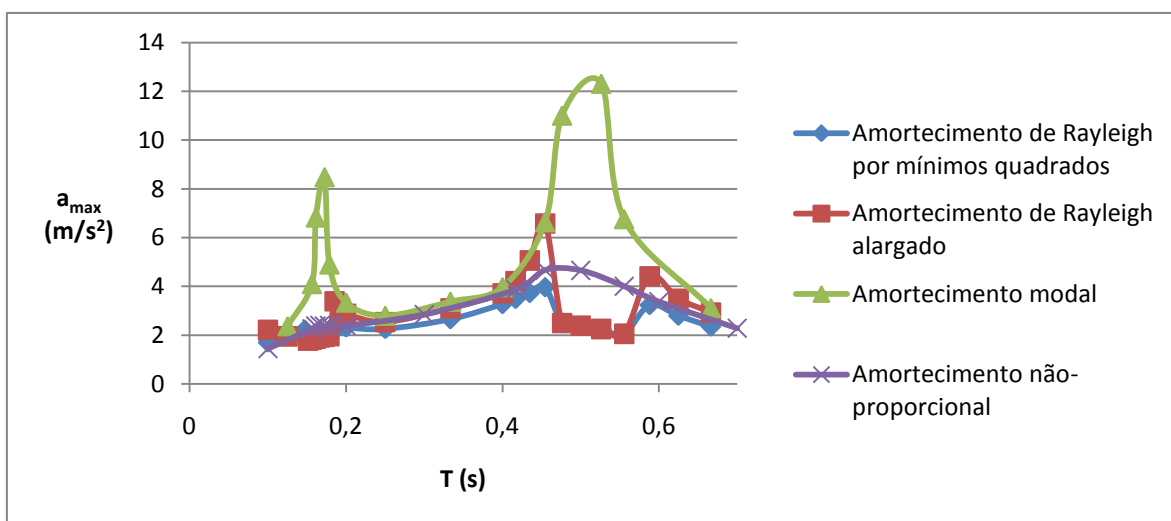


Figura 18 - Comparação entre as diferentes formas de calibração do amortecimento

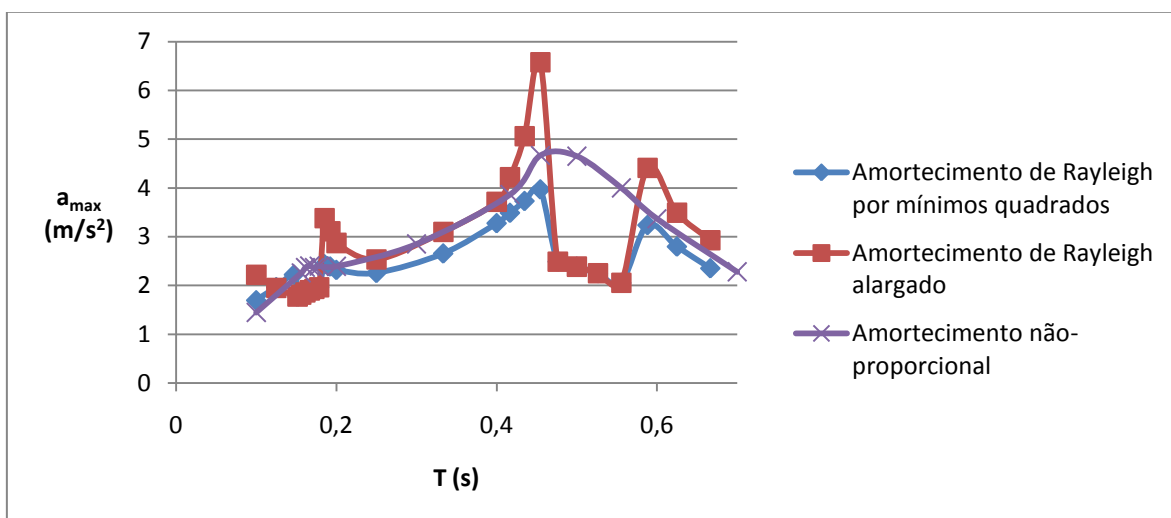


Figura 19 - Comparação entre as diferentes formas de calibração do amortecimento, excluindo o amortecimento modal





## **6. ANÁLISE DE RESULTADOS**

Neste capítulo pretende-se efectuar uma análise da resposta sísmica longitudinal de pontes com fundações indirectas com base no programa de cálculo automático desenvolvido. Em primeiro lugar, faz-se uma análise paramétrica de modo a determinar quais são os parâmetros que afectam a resposta das estruturas e a influência relativa de cada um. Em segundo lugar, comparam-se os espectros do EC8 com os espectros obtidos para colunas de solo específicas para assim se perceber as diferenças que podem resultar entre a utilização dos espectros regulamentares e efectuar um estudo do solo local. Por último comparam-se resultados obtidos com diferentes modelos de análise sísmica, em que se considerar ou não o funcionamento conjunto da estrutura, fundação e coluna de solo.

Todas as análises deste capítulo foram realizadas com base em acelerogramas para o sismo tipo 1 e para o terreno do tipo A do EC8 (Guerreiro, 1998). Foram então gerados 5 sinais ao longo do tempo, com uma duração de 40 segundos. Embora os sinais tenham sido gerados para a zona 1.3 do EC8, as análises realizadas são generalizáveis a qualquer zona. Isto acontece pois os resultados das análises correspondem às acelerações máximas da estrutura obtidas para colunas de solo com diferentes frequências calculadas com base nas propriedades degradadas, pelo que a diferença entre as acelerações para outras zonas sísmicas consiste num factor de escala em função das acelerações de referência para cada zona.

Em qualquer das análises realizadas neste capítulo a estrutura à superfície foi modelada como um oscilador de um grau de liberdade, na medida em que esta aproximação é válida no caso de pontes na direcção longitudinal, tendo sido impedida a rotação das estacas à superfície para simular o efeito do maciço de encabeçamento de estacas. O amortecimento do solo foi feito variar dentro de valores usuais no entanto para o amortecimento da estrutura assumiu-se sempre um valor igual a 0,05.

### **6.1. ANÁLISE PARAMÉTRICA**

A análise paramétrica realizada consistiu em fazer variar diversos parâmetros e avaliar a variação da resposta de estruturas com diferentes períodos. Assim é possível perceber quais são os parâmetros que influenciam na resposta e a importância relativa entre eles. Para isso modelou-se a estrutura, a fundação e as camadas de solo, tendo a ligação entre estes dois últimos elementos sido materializada através de molas que simulam a rigidez do meio de fundação. Recorreu-se a

uma análise passo a passo ao longo do tempo, tendo se aplicado acelerogramas correspondentes a um solo do tipo A na base das camadas de solo deformáveis e encontrado a resposta ao longo do tempo ao nível da estrutura. Os resultados que se apresentam correspondem aos picos da resposta, ou seja, aos valores máximos encontrados ao longo do tempo, expressos em termos de acelerações, para estruturas com diferentes características dinâmicas. Na Figura 20 apresenta-se um esquema do modelo utilizado nas análises que coincide com o modelo utilizado no capítulo 4.

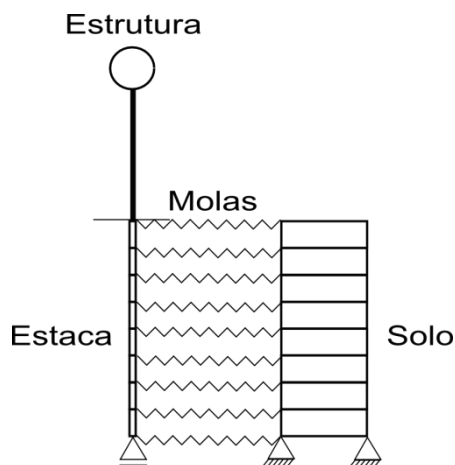


Figura 20 - Modelo utilizado na análise paramétrica

Para explicar os diversos estudos efectuados apresentam-se os resultados obtidos para um exemplo com as características apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 - Dados do modelo utilizado na análise paramétrica

Altura da coluna de solo (m)	20
Módulo de deformabilidade do solo (kPa)	30.000
Módulo de distorção do solo (kPa)	11.540
Módulo de reacção das molas de fundação (kPa)	30.000
Coefficiente de amortecimento da estrutura	0,05
Coefficiente de amortecimento do solo	0,15
Módulo de elasticidade do oscilador e estaca (MPa)	30.000

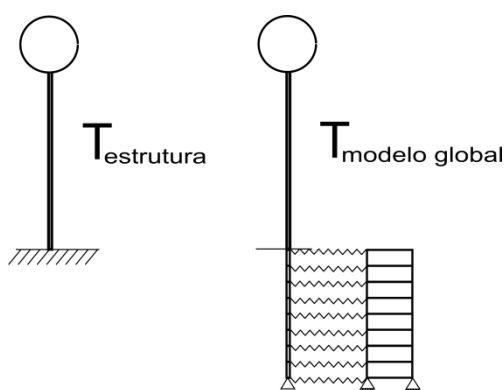
À coluna de solo com as características da tabela anterior correspondem frequências de 1,0 Hz e 3,0 Hz para o primeiro e segundo modos de vibração, respectivamente.

O coeficiente de amortecimento da estrutura foi mantido constante em todas as análises desta secção enquanto que para as outras características considerou-se o seu valor variável indicando-se em cada análise os valores assumidos. Quando nada é dito relativamente a essas características do modelo é porque foram assumidos os valores da Tabela 6.

Os parâmetros analisados foram o efeito da relação entre o período da estrutura e o período da estrutura no modelo global (período do modelo global), do amortecimento do solo, do módulo de deformabilidade do solo, da rigidez das molas de fundação e da frequência da coluna de solo. Apresenta-se de seguida os vários parâmetros analisados e as conclusões a que chegou em cada caso.

- **Relação entre o período da estrutura e o período da estrutura no modelo global**

Ao considerar a estrutura ligada à estaca e ao solo obtém-se um aumento do período próprio relativamente ao valor que esta apresenta quando se assume uma ligação rígida na base, visto que a ligação deixa de ser rígida para passar a apresentar uma deformabilidade equivalente à deformabilidade da fundação e do solo. Em termos de frequências é exactamente o contrário, a flexibilização da ligação faz com que haja uma diminuição da frequência. Tal como definido no capítulo 4, designa-se por período da estrutura o período que se obtém quando se considera uma ligação rígida na base e por período do modelo global o período quando se tem em conta a deformabilidade equivalente da fundação e do solo, apresentando-se na Figura 21 um esquema das duas situações.



**Figura 21 -  $T_{\text{estrutura}}$  e  $T_{\text{modelo global}}$**

A relação entre o período da estrutura,  $T_{\text{estrutura}}$ , e o período do modelo global,  $T_{\text{modelo global}}$ , é designada por  $\alpha$

$$\alpha = \frac{T_{\text{estrutura}}}{T_{\text{modelo global}}} \quad (94)$$

Apresenta-se na Figura 22 e na Figura 23 as acelerações máximas obtidas ao nível da estrutura em função do período da estrutura e do período do modelo global respectivamente.

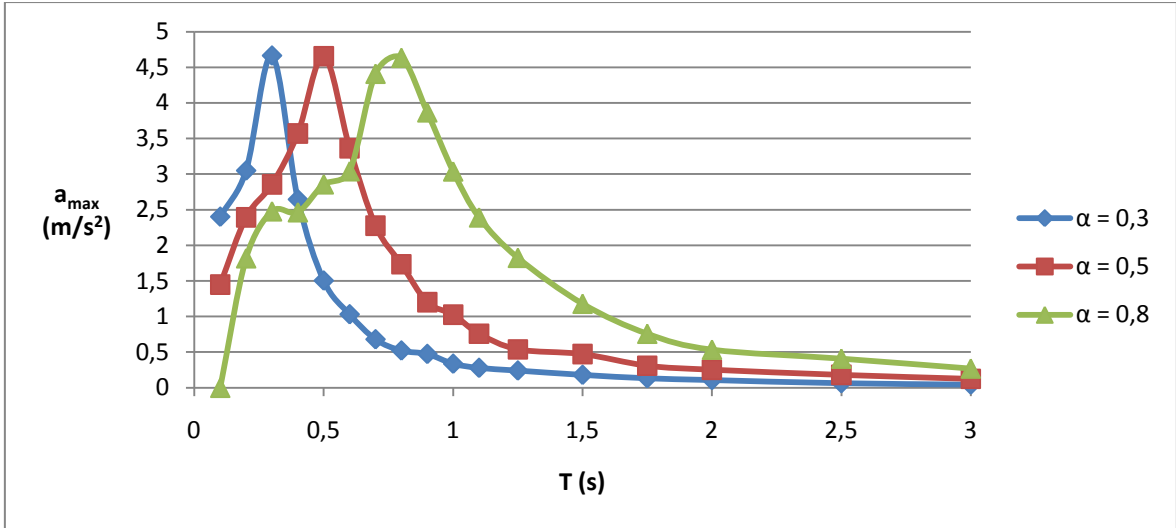


Figura 22 - Efeito do parâmetro  $\alpha$  em função do  $T_{estrutura}$

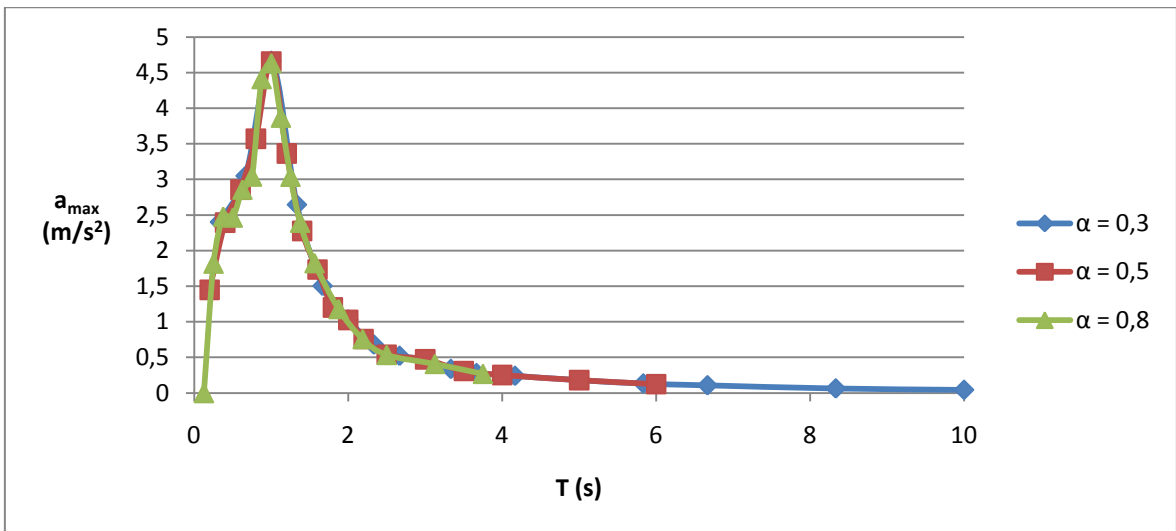


Figura 23 - Efeito do parâmetro  $\alpha$  em função do  $T_{modelo\ global}$

Pela análise das figuras conclui-se que ao fazer variar o parâmetro  $\alpha$  as respostas obtidas são diferentes quando se considera no eixo das abcissas o períodos da estrutura. As curvas têm no entanto o mesmo andamento e apresentam o mesmo valor máximo.

Quando no eixo das abcissas que considera o período do modelo global as respostas dos osciladores são independentes do parâmetro  $\alpha$ .

Assim, conclui-se que a resposta só depende do período do modelo global. O valor do período da estrutura por si só, sem o conhecimento das características da fundação, não permite determinar a resposta da estrutura. Por este motivo não é necessário fazer variar o parâmetro  $\alpha$ . A partir de

uma curva encontrada para um determinado valor de  $\alpha$  é possível determinar qualquer curva para outro valor deste parâmetro. Em termos do período do modelo global trata-se de uma curva única a partir da qual se pode determinar a resposta em função do período da estrutura para qualquer valor de  $\alpha$ .

Para avaliar a influência dos restantes parâmetros adoptou-se sempre um valor para o parâmetro  $\alpha$  de 0,5. Todas as figuras apresentadas de seguida estão expressas em termos do período da estrutura. Assim, os períodos do modelo global correspondentes são iguais ao dobro dos valores indicados no eixo das abcissas. Quando no texto se indicar apenas a palavra período está-se na realidade a referir ao período da estrutura.

- **Amortecimento do solo**

Apresenta-se na Figura 24 as acelerações máximas obtidas para vários valores do amortecimento do solo. O coeficiente de amortecimento do solo foi feito variar entre 0,05 e 0,20, verificando-se que quanto maior o amortecimento menores os valores da resposta em termos de aceleração máxima para um oscilador com a mesma frequência. Verifica-se também que os picos de resposta sobre a segunda frequência da coluna de solo tende a ficar mais atenuado ou mesmo a desaparecer quando o amortecimento toma valores mais elevados. Fora das frequências da coluna de solo os valores para os vários amortecimentos são praticamente coincidentes.

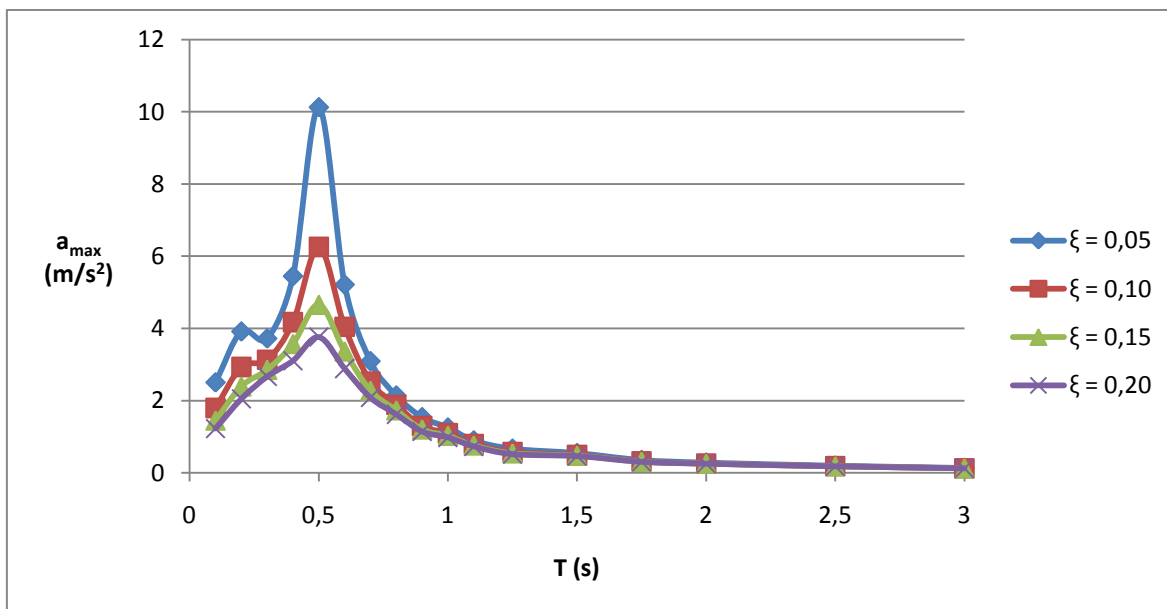


Figura 24 - Efeito do amortecimento do solo

- **Módulo de deformabilidade do solo**

Consideraram-se 3 solos com módulos de deformabilidade,  $E$ , iguais a 5.000 kPa, 30.000 kPa e 200.000 kPa, aos quais correspondem frequências da coluna de solo ( $f_s$ ) de 0,41 Hz, 1,00 Hz e 2,58 Hz, apresentando-se as acelerações máximas obtidas ao nível da estrutura para cada um dos solos na Figura 25.

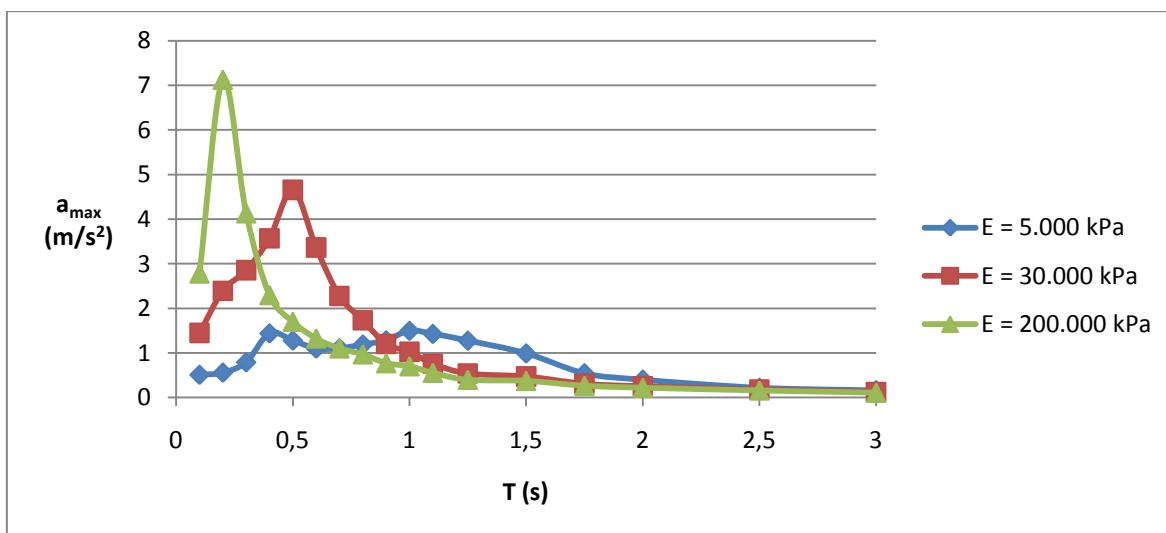


Figura 25 - Efeito da deformabilidade do solo

Ao fazer variar-se o módulo de deformabilidade da coluna de solo, as frequências desta variam também, na medida em que o valor da altura da coluna está constante. Assim os picos das respostas ocorrem em frequências diferentes.

Por outro lado, observa-se que quanto maior o valor do módulo de deformabilidade, maior o valor de pico sobre a primeira frequência da coluna de solo. Para solos com um módulo de deformabilidade mais elevado o pico de resposta na segunda frequência da coluna de solo começa a ficar mais atenuado ou desaparece. Este resultado tem a ver com as características da acção usada, isto é, com a gama de frequências em que a acção é mais rica.

- **Rigidez da ligação entre o solo e a estaca**

Para analisar a variação da resposta em função da rigidez das molas compararam-se as respostas de 3 solos com os mesmos módulos de deformabilidade utilizados para o parâmetro anterior, 5.000 kPa, 30.000 kPa e 200.000 kPa. Para cada um deles comparou-se a resposta quando se considera um módulo de reacção da ligação solo-estaca ( $k_{mola}$ ) igual ao módulo de deformabilidade do solo com a resposta quando se assume um valor quatro vezes maior.

Da Figura 26 à Figura 28 apresentam-se as respostas obtidas em termos de acelerações máximas ao nível da estrutura para os três solos.

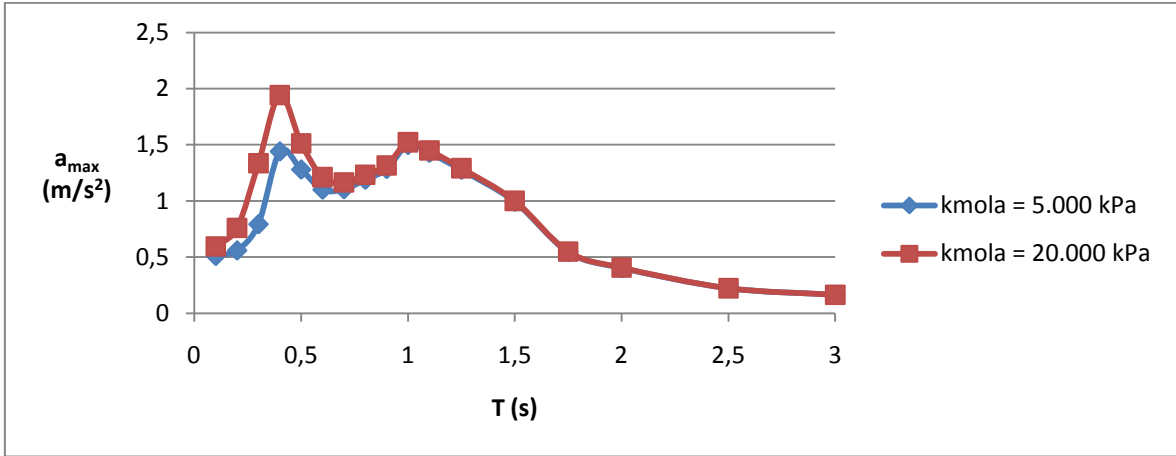


Figura 26 - Efeito da rigidez da ligação para um solo com um  $E = 5.000$  kPa ( $f_s = 0,41$ Hz)

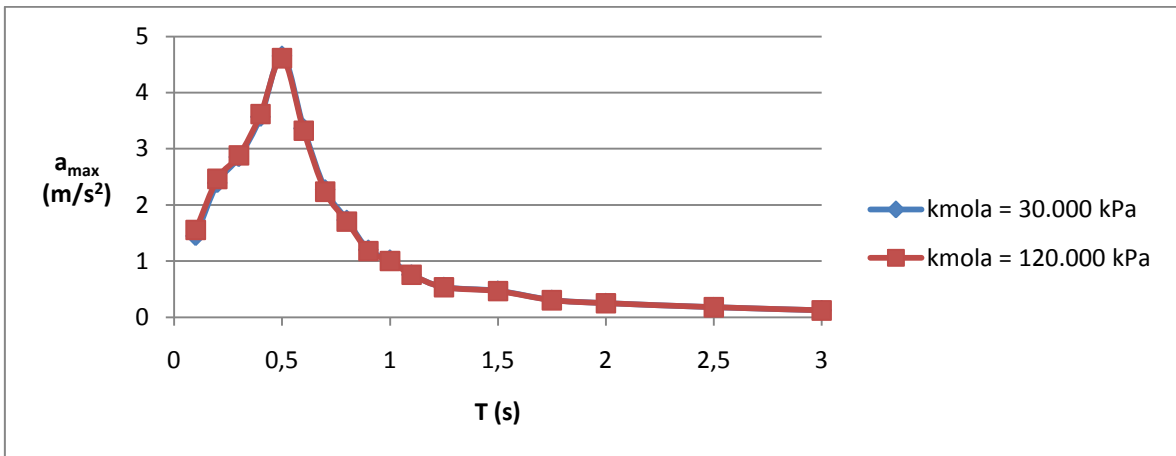


Figura 27 - Efeito da rigidez da ligação para um solo com um  $E = 30.000$  kPa ( $f_s = 1,00$ Hz)

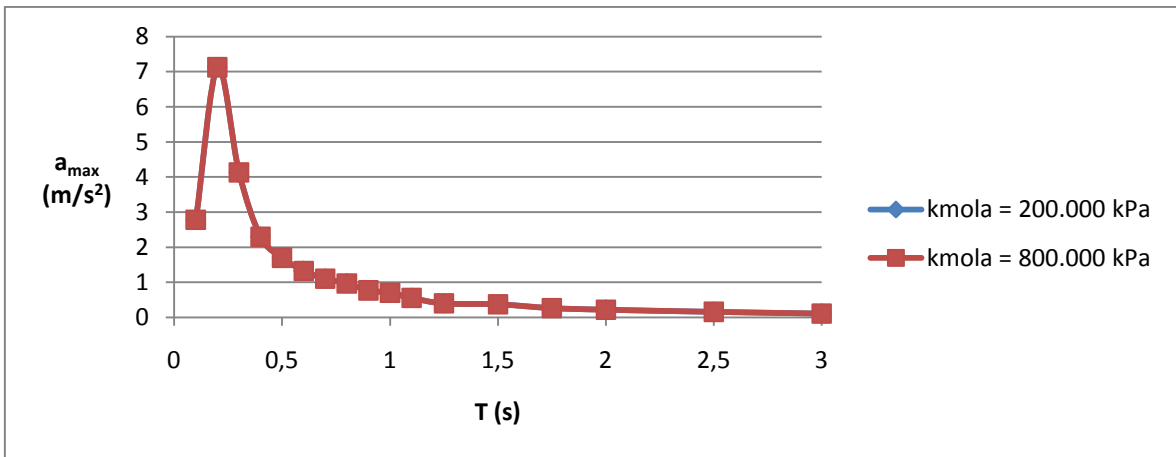


Figura 28 - Efeito da rigidez da ligação para um solo com um  $E = 120.000$  kPa ( $f_s = 2,58$  Hz)

O facto de se considerarem dois valores distintos para o módulo de reacção está relacionado com o facto de a degradação das propriedades do solo afectar o valor do módulo de deformabilidade do solo, ou do módulo de distorção, mas não o valor do módulo de reacção da ligação solo-estaca.

Da análise das figuras verifica-se que a resposta é praticamente coincidente para os dois solos com maior módulo de deformabilidade, não dependendo portanto do valor adoptado para o módulo de reacção da ligação.

No caso do solo com menor módulo de elasticidade a resposta nos dois casos é igual para os períodos mais elevados, no entanto para períodos baixos, inferiores a 1,0 s, as respostas não coincidem verificando-se que os valores são maiores para o caso em que a rigidez das molas é também maior.

- **Frequências da coluna de solo**

Para avaliar a influência da frequência da coluna de solo na resposta dos osciladores consideraram-se três exemplos. O primeiro consiste em dois perfis de solo, um com um módulo de deformabilidade de 7.500 kPa e 10 m de altura, outro com 30.000 kPa e 20 m de altura, apresentando ambos 1,0 Hz e 3,0 Hz para a primeira e segunda frequência da coluna de solo. O segundo exemplo é constituído por um perfil com um módulo de deformabilidade de 16.850 kPa e uma altura de 10m e por outro perfil com 67.400 kPa e 20 m, aos quais correspondem 1,5 Hz e 4,5 Hz para a primeira e segunda frequência da coluna de solo. No último exemplo consideraram-se também dois perfis, o primeiro com um módulo de deformabilidade de 30.000 kPa e 10 m de altura, o segundo com 120.000kPa e uma altura de 20m, apresentando ambos o valor de 2,0 Hz e 6,0 Hz para a primeira e segunda frequência, respectivamente.

As respostas em termos de acelerações máximas obtidas ao nível da estrutura para os 3 perfis anteriores são apresentadas da Figura 29 à Figura 31. Através da Figura 29 conclui-se que com um módulo de reacção de 30.000 kPa as respostas para os dois perfis de solo são praticamente coincidentes. De acordo com a Figura 30 observa-se que os valores obtidos para colunas de solo com frequências de 1,5 Hz são também próximos. Por fim, com base na Figura 31, constata-se que para o último conjunto de perfis a resposta é praticamente coincidente, tendo-se obtido valores mais próximos do que nos casos anteriores.

É possível concluir que para caracterizar a influência do solo na resposta do oscilador não é necessário entrar em conta com o módulo de deformabilidade e altura do solo. A influência destes parâmetros na resposta da estrutura pode ser condensada num único, o valor da primeira frequência da coluna de solo. Assim, osciladores fundados em solos com diferentes módulos de deformabilidade e diferentes alturas mas que têm frequências próprias iguais apresentam aproximadamente a mesma resposta máxima.



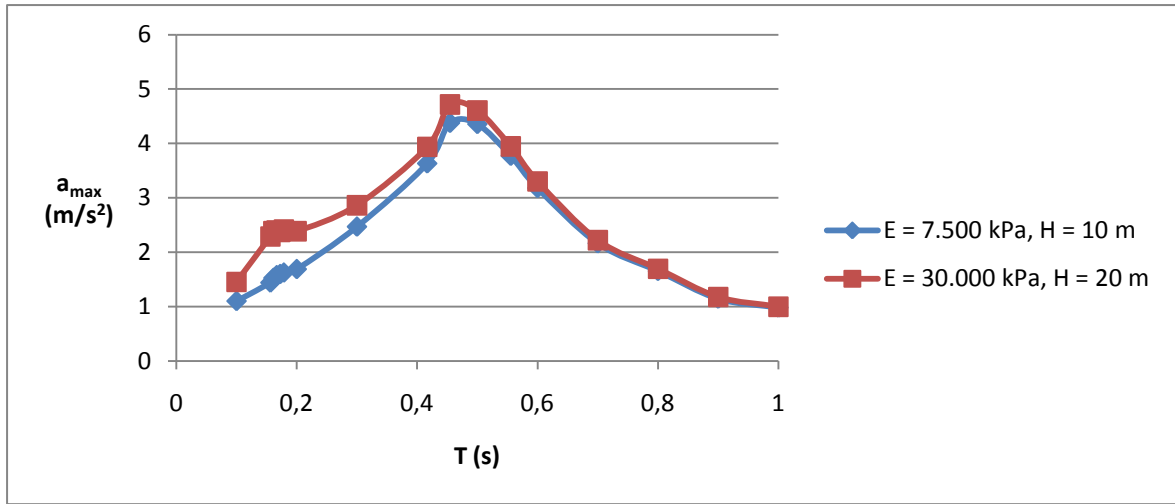


Figura 29 - Efeito da frequência da coluna de solo para  $f_s = 1,0$  Hz e  $kmola = 30.000$  kPa

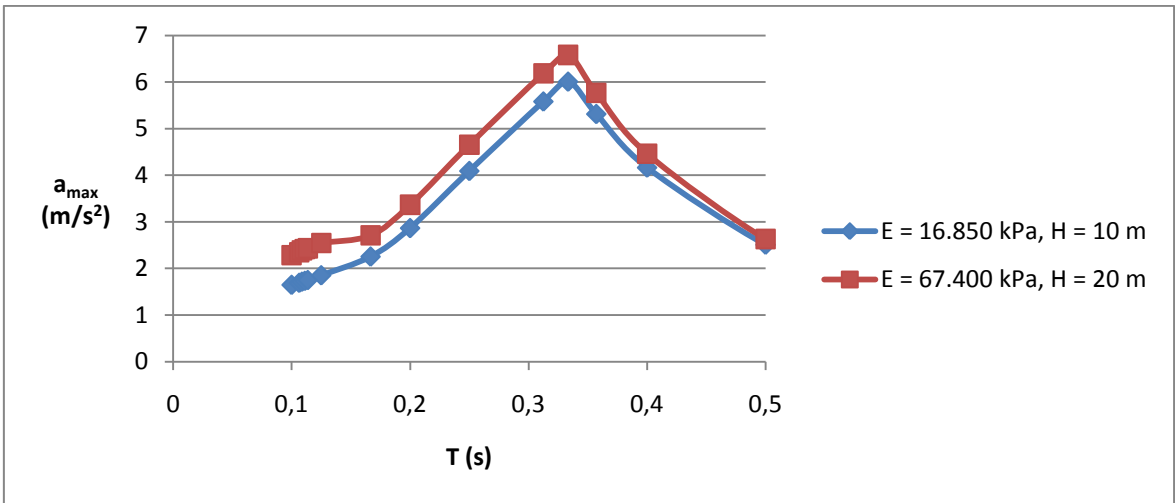


Figura 30 - Efeito da frequência da coluna de solo para  $f_s = 1,5$  Hz e  $kmola = 67.400$  kPa

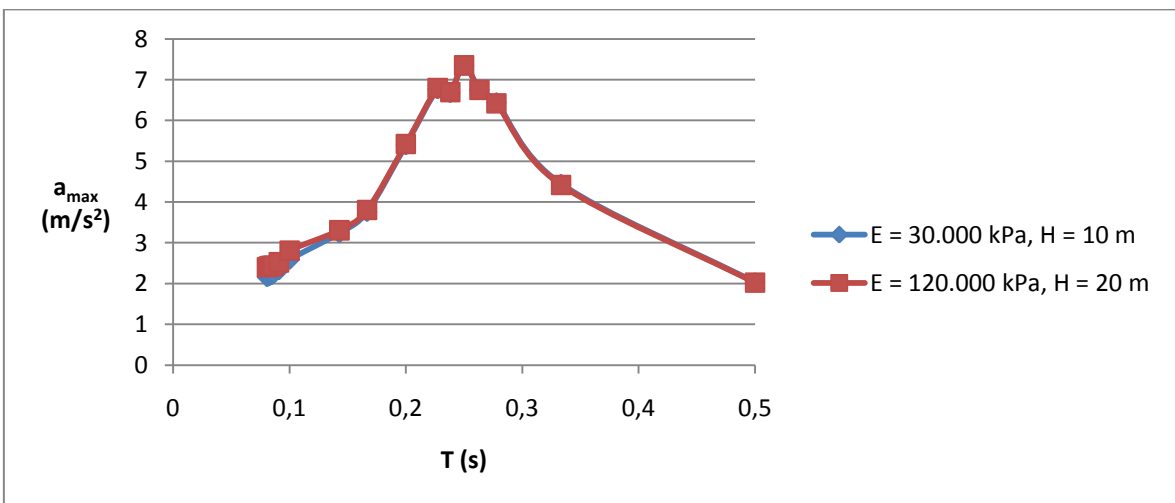


Figura 31 - Efeito da frequência da coluna de solo para  $f_s = 2,0$  Hz e  $kmola = 120.000$  kPa

Os três exemplos apresentados anteriormente dizem respeito a solos que apresentam um módulo de deformabilidade constante em altura. Para compreender se as anteriores conclusões são generalizáveis a solos em que o módulo de deformabilidade do solo é variável utilizaram-se alguns dos perfis anteriores que agora são comparados com outros em que a deformabilidade varia em altura. Adoptou-se uma variação linear para o módulo de deformabilidade, tal a apresentada na Figura 32. O valor do módulo de deformabilidade médio foi calibrado de modo a que a coluna apresente a mesma frequência fundamental que a coluna com um módulo de deformabilidade constante. As restantes frequências da coluna de solo são semelhantes mas não iguais, no entanto, sendo o primeiro modo do solo dominante na resposta a diferença resultante não influencia muito os resultados obtidos.

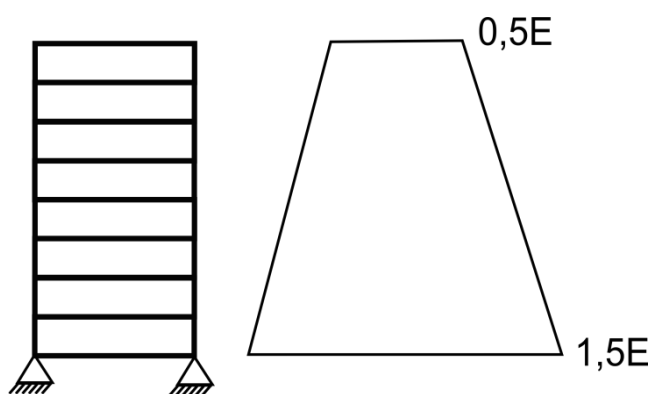


Figura 32 - Variação do módulo de deformabilidade em altura

Foram considerados 3 exemplos em que o módulo de deformabilidade do solo cresce em profundidade, o que acontece na generalidade das situações reais.

No primeiro exemplo considerou-se um solo com um módulo de deformabilidade constante e igual a 30.000 kPa, para o qual se adoptou uma rigidez para as molas também de 30.000 kPa. Os resultados obtidos para este perfil de solo foram comparados com outro que apresenta as características da Figura 32 e um valor médio do módulo de deformabilidade de 25.000 kPa. Para este perfil adoptaram-se molas com uma rigidez constante e igual a 30.000 kPa e noutro caso molas de rigidez variável e proporcional à rigidez do solo em cada ponto. O primeiro perfil apresenta 1,00 Hz e 3,00 Hz para a primeira e segunda frequência da coluna de solo e o perfil com uma rigidez variável 0,99 Hz e 2,71 Hz. Apresenta-se na Tabela 7 um resumo das propriedades anteriores. As respostas obtidas em termos de acelerações ao nível da estrutura encontram-se representadas na Figura 33.

No segundo exemplo a coluna de solo apresenta um módulo de deformabilidade constante e igual a 67.400 kPa, com o qual se utilizaram molas com uma rigidez de 67.400 kPa. Este foi comparado com um perfil com um valor médio do módulo de deformabilidade de 57.000 kPa. O perfil que apresenta uma deformabilidade variável em altura foi analisado adoptando molas com uma rigidez

constante e igual a 67.400 kPa e com molas de rigidez variável e proporcional à rigidez do solo em cada ponto. O primeiro perfil apresenta 1,50 Hz e 4,50 Hz para a primeira e segunda frequência da coluna de solo e o segundo perfil 1,50 Hz e 4,09 Hz. Apresenta-se na Tabela 8 um resumo das propriedades anteriores. As respostas obtidas em termos de acelerações ao nível da estrutura para o exemplo referido encontram-se representadas na Figura 34.

No último exemplo o perfil com uma rigidez constante tem um módulo de deformabilidade de 120.000 kPa e molas com uma rigidez também de 120.000 kPa. O perfil de rigidez variável apresenta um valor médio do módulo de deformabilidade de 100.000 kPa. Este último foi analisado com molas de rigidez constante e igual a 120.000 kPa e com molas de rigidez variável e proporcional à rigidez do solo em cada ponto. O perfil de rigidez constante apresenta 2,00 Hz e 6,00 Hz para a primeira e segunda frequência da coluna de solo e o de rigidez variável 1,99 Hz e 5,42 Hz. Apresenta-se na Tabela 9 os valores do módulo de deformabilidade e da primeira e segunda frequência da coluna de solo. Os resultados obtidos em termos de acelerações ao nível da estrutura encontram-se são apresentados na Figura 35.

**Tabela 7 - Dados das colunas de solo com  $f_s = 1,0$  Hz e E crescente em profundidade**

<b>Modelo</b>	<b><math>E_{\text{médio}}</math> (kPa)</b>	<b><math>[f_1; f_2]</math> (Hz)</b>
E = const., kmola=const.	30.000	[1,00 ; 3,00]
E variável, kmola=const.	25.000	[0,99 ; 2,71]

**Tabela 8 - Dados das colunas de solo com  $f_s = 1,5$  Hz e E crescente em profundidade**

<b>Modelo</b>	<b><math>E_{\text{médio}}</math> (kPa)</b>	<b><math>[f_1; f_2]</math> (Hz)</b>
E = const., kmola=const.	67.400	[1,50 ; 4,50]
E variável, kmola=const.	57.000	[1,50 ; 4,09]

**Tabela 9 - Dados das colunas de solo com  $f_s = 2,0$  Hz e E crescente em profundidade**

<b>Modelo</b>	<b><math>E_{\text{médio}}</math> (kPa)</b>	<b><math>[f_1; f_2]</math> (Hz)</b>
E = const., kmola=const.	120.000	[2,00 ; 6,00]
E variável, kmola=const.	100.000	[1,99 ; 5,42]

Da análise dos resultados obtidos conclui-se que a resposta de um oscilador depende essencialmente do valor da primeira frequência da coluna de solo, não interessando se essa frequência resulta de uma rigidez constante ao longo da altura da camada ou variável. Nos exemplos têm-se segundas frequências da coluna de solo ligeiramente diferentes, no entanto esse afastamento não está a interferir nas respostas obtidas que são coincidentes para solos com primeiras frequências também coincidentes.

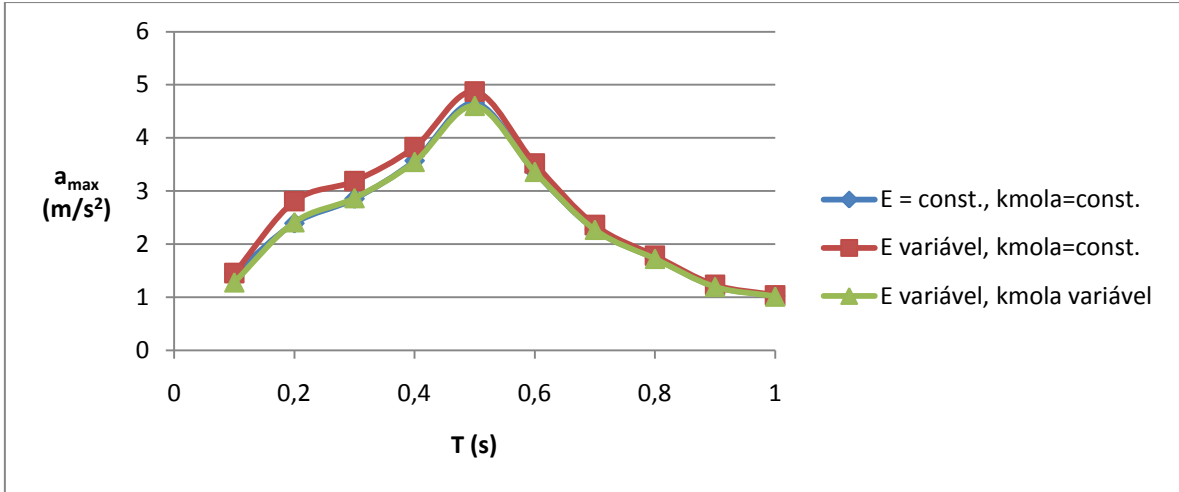


Figura 33 - Comparação de resultados entre as várias colunas de solo com  $f_s = 1,0$  Hz

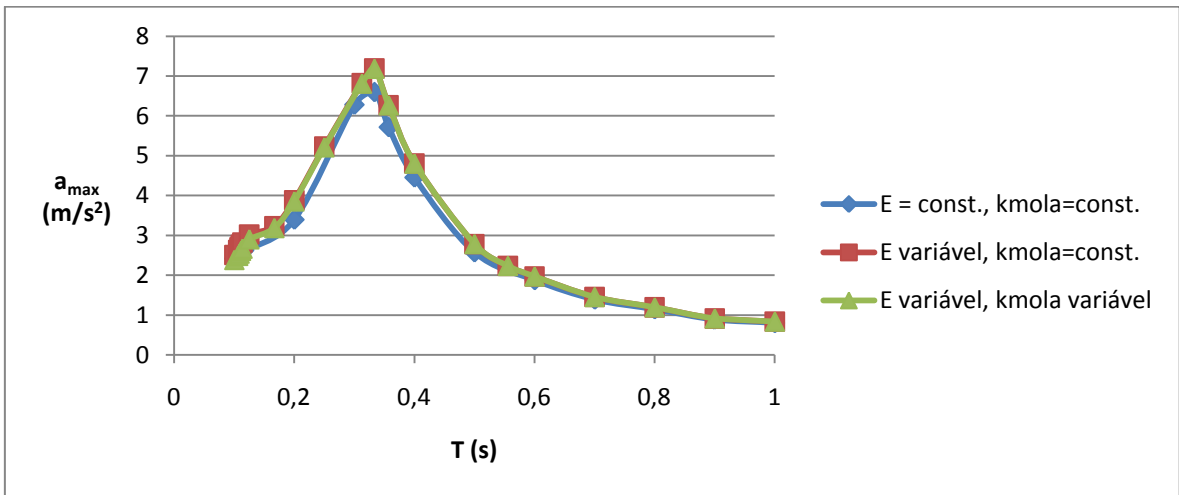


Figura 34 - Comparação de resultados entre as várias colunas de solo com  $f_s = 1,5$  Hz

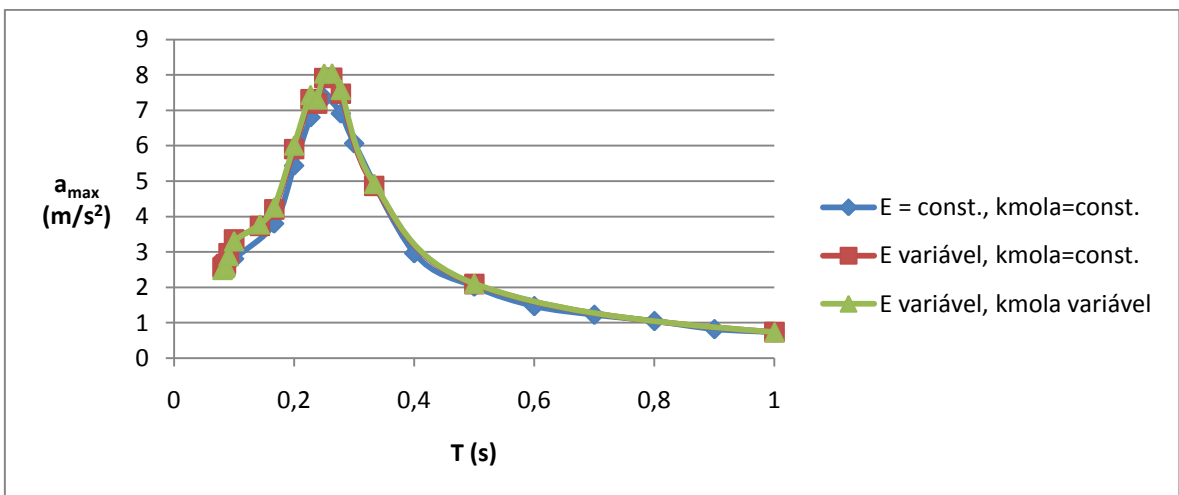


Figura 35 - Comparação de resultados entre as várias colunas de solo com  $f_s = 2,0$  Hz

Assim, a conclusão tirada que osciladores fundados em colunas de solo que apresentem diferentes alturas e diferentes módulos de deformabilidade, não variável ao longo da camada, mas as quais correspondam as mesmas frequências próprias apresentam a mesma resposta é também generalizável a solos com o módulo de deformabilidade variável em altura. Pode portanto afirmar-se que a influência do solo na resposta dinâmica de uma estrutura é fundamentalmente traduzida pelo valor da sua primeira frequência.

## **6.2. COMPARAÇÃO ENTRE ESPECTROS DE RESPOSTA**

Pretende-se agora comparar os espectros obtidos com base em colunas de solo específicas e os espectros definidos no EC8. A comparação centra-se essencialmente no terreno tipo D mas é estendida aos outros tipos de terreno.

### **6.2.1. DETERMINAÇÃO DE ESPECTROS DE RESPOSTA PARA COLUNAS DE SOLO ESPECÍFICAS**

Em primeiro lugar os acelerogramas gerados para o terreno tipo A foram aplicados como uma aceleração na base de um modelo constituído apenas pela coluna de solo, modelada pelas camadas acima do “bedrock”. Determinou-se a resposta em termos de acelerações ao longo do tempo no topo da coluna de solo para cada acelerograma. Nesta análise calibrou-se o amortecimento do solo para duas frequências mais baixas da coluna de solo.

Em segundo lugar analisou-se a resposta de osciladores de um grau de liberdade, com diferentes frequências próprias de modo a ser possível construir o espectro, com base nas acelerações obtidas no topo da coluna de solo. Determinou-se então a resposta máxima no tempo de cada oscilador quando lhe é imposto na base o acelerograma obtido à superfície da coluna de solo. Nesta análise foi adoptado o coeficiente de amortecimento da estrutura, calibrado para a frequência do oscilador.

Para cada acelerograma determinou-se um espectro de resposta, sendo o espectro final igual à média dos valores obtidos em cada espectro. Apresenta-se na Figura 36 um esquema do procedimento de obtenção dos espectros de resposta.

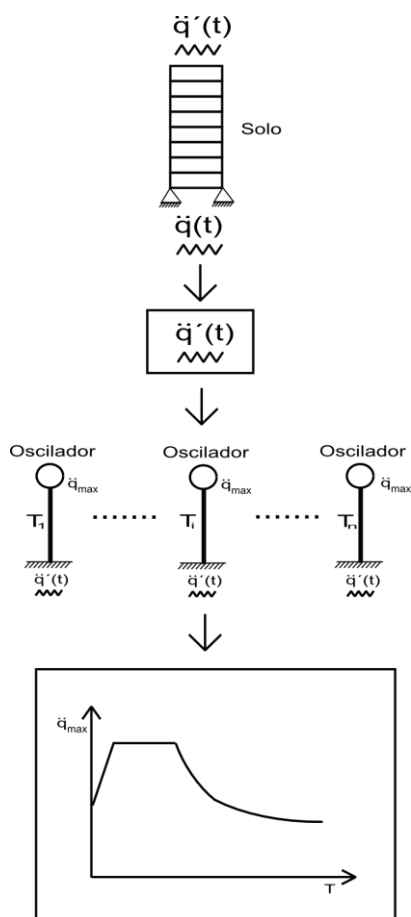


Figura 36 - Procedimento de determinação dos espectros de resposta

### 6.2.2. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

Como se constatou na análise paramétrica atrás apresentada a influência do solo na resposta sísmica de uma estrutura pode ser reduzida a dois factores essenciais, a frequência da coluna de do solo e o coeficiente de amortecimento deste.

Em primeiro lugar é importante analisar qual o efeito da não consideração do amortecimento do solo na definição dos espectros de resposta do EC8. Tal como está definido no regulamento, a dois terrenos com o mesmo valor de  $\nu_{s,30}$  mas que apresentem coeficientes de amortecimento diferentes corresponde o mesmo espectro de resposta . O amortecimento do solo interfere na resposta da estrutura e é um parâmetro que apresenta uma variabilidade significativa.

No entanto, o que se conclui dos espectros obtidos é que fora da zona de ressonância, isto é, na situação em que a frequência da estrutura não coincide com a frequência da coluna de solo, a resposta de uma estrutura para diferentes níveis de amortecimento é praticamente a mesma. Na

zona de ressonância podem ter-se diferenças muito grandes entre colunas de solo com diferentes amortecimentos mas é importante ter em conta que o modelo utilizado conduz a resultados mais elevados do que aqueles que devem ocorrer na realidade. Este resultado deve-se à forma como se está a modelar a coluna de solo considerando que esta tem uma frequência perfeitamente definida, o que não acontece num solo real, no qual o pico da resposta não deverá estar concentrado numa frequência específica mas sim apresentar uma certa dispersão em torno desse valor central. Se tivermos ainda em conta que a determinação do coeficiente de amortecimento do solo envolve algum grau de incerteza pode concluir-se que a consideração deste parâmetro na definição dos espectros de resposta do EC8 não conduz a uma grande mais-valia.

Analise-se agora o facto de a classificação de terrenos do EC8 ser efectuada apenas com base no parâmetro  $v_{s,30}$ . Nos espectros do regulamento, tal como foi apresentado no capítulo 2, tem-se que a influência do terreno na resposta da estrutura é traduzida através do parâmetro S que varia em função da classificação do terreno. O tipo de terreno interfere também na definição do domínio de cada troço do espectro, tendo-se no caso do terreno D um valor para  $T_C$  diferente do valor para os terrenos do tipo A, B, C e E. Segundo o EC8 os tipos de terreno são classificados de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte,  $v_{s,30}$ , que é determinada através da seguinte equação

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (95)$$

em que  $h_i$  e  $v_i$  representam respectivamente a espessura em metros e a velocidade das ondas de corte (para uma distorção igual ou inferior a  $10^{-5}$ ) da  $i$ -ésima formação ou camada, num total de N existentes nos 30 metros superiores. Alternativamente, pode recorrer-se ao valor de  $N_{SPT}$  quando não se dispõe de informações relativas ao primeiro parâmetro. O parâmetro  $v_{s,30}$  tem em conta a variação em altura da velocidade das ondas de corte, fazendo uma ponderação de modo a encontrar um valor médio. Ao efectuar essa ponderação com base na altura das camadas tem-se que a grandeza  $v_{s,30}$  acaba por ter em conta a frequência do terreno. Considere-se a situação de se ter um terreno em que o valor das ondas de corte é constante e igual a  $v_s$  ao longo da altura, H, da coluna. Neste caso tem-se que

$$v_{s,30} = \frac{30 v_s}{H} \quad (96)$$

e como a frequência do primeiro modo de uma coluna de solo apenas com deformação por corte é igual a

$$f_s = \frac{v_s}{4H} \quad (97)$$

o valor de  $v_{s,30}$  resulta directamente proporcional à frequência da coluna de solo

$$v_{s,30} = 120 f_s \quad (98)$$

Nos casos em que a velocidade das ondas de corte é variável em altura o parâmetro  $v_{s,30}$  representa uma frequência equivalente da coluna que traduz as propriedades dinâmicas de comportamento do solo.

Os limites de  $v_{s,30}$  para cada tipo de terreno são apresentados na Tabela 10.

**Tabela 10 - Valores de  $v_{s,30}$  para cada tipo de terreno (EC8)**

<b>Tipo de Terreno</b>	<b><math>v_{s,30}</math> (m/s)</b>
<b>B</b>	360 - 800
<b>C</b>	180 - 360
<b>D</b>	<180

Com base nos limites anteriores e na equação (98) é possível encontrar de forma aproximada o domínio de frequências correspondente a cada tipo de terreno. Consideraram-se colunas de solo com 5 e 30 metros, no entanto, face ao que foi apresentado anteriormente, o facto de se fazer variar a altura da coluna de solo, para a situação de se ter um valor da velocidade das ondas de corte constante, não faz alterar o valor da frequência encontrada. Apresenta-se de seguida o domínio de frequências para cada tipo de terreno e a comparação dos espectros obtidos para colunas específicas de solo com os do EC8.

Da Tabela 11 à Tabela 13 apresenta-se o domínio de frequências da coluna solo que corresponde a um terreno do tipo B, C e D.

**Tabela 11 - Gama de frequências para o terreno tipo B sem degradação das propriedades**

<b><math>v_{s,30}</math> (m/s)</b>	<b>360</b>		<b>800</b>	
<b>h (m)</b>	5	30	5	30
<b><math>f_s</math> (Hz)</b>	3	3	6,67	6,67

**Tabela 12 - Gama de frequências para o terreno tipo C sem degradação das propriedades**

<b><math>v_{s,30}</math> (m/s)</b>	<b>180</b>		<b>360</b>	
<b>h (m)</b>	5	30	5	30
<b><math>f_s</math> (Hz)</b>	1,5	1,5	3	3

**Tabela 13 - Gama de frequências para o terreno tipo D sem degradação das propriedades**

<b><math>v_{s,30}</math> (m/s)</b>	<b>80</b>		<b>180</b>	
<b>h (m)</b>	5	30	5	30
<b><math>f_s</math> (Hz)</b>	0,67	0,67	1,5	1,5



Considerou-se para o terreno do tipo D um  $v_{s,30}$  mínimo de 80 m/s por não ser usual ter fundações indirectas em terrenos com valores de  $v_s$  inferiores a este. As frequências que foram determinadas não têm em conta a degradação das propriedades do solo. Esta degradação tem como consequência a diminuição do módulo de distorção do solo e consequentemente do valor das frequências e ainda faz aumentar o coeficiente de amortecimento do solo. Assim, as frequências determinadas anteriormente dizem respeito a solos em que quase não ocorra degradação das propriedades do solo, o que para a zona sísmica em causa não se verifica. Considerem-se então os níveis de degradação correntes para zona sísmica em causa.

Assumindo que a um nível mínimo de degradação das propriedades do solo para a zona sísmica em causa corresponde um valor igual a 0,49 para a relação  $G/G_0$ , têm-se frequências iguais a 70% dos valores determinados anteriores. Assim, da Tabela 14 à Tabela 16 encontram-se as frequências, que correspondem a este nível mínimo de degradação das propriedades do solo, para os terrenos tipo B, C e D, respectivamente.

**Tabela 14 - Gama de frequências para o terreno tipo B para um nível mínimo de degradação das propriedades do solo**

$v_{s,30}$ (m/s)	360		800	
<b>h (m)</b>	5	30	5	30
<b><math>f_s</math> (Hz)</b>	2,1	2,1	4,67	4,67

**Tabela 15 - Gama de frequências para o terreno tipo C para um nível mínimo de degradação das propriedades do solo**

$v_{s,30}$ (m/s)	180		360	
<b>h (m)</b>	5	30	5	30
<b><math>f_s</math> (Hz)</b>	1,05	1,05	2,1	2,1

**Tabela 16 - Gama de frequências para o terreno tipo D para um nível mínimo de degradação das propriedades do solo**

$v_{s,30}$ (m/s)	80		180	
<b>h (m)</b>	5	30	5	30
<b><math>f_s</math> (Hz)</b>	0,467	0,467	1,05	1,05

Antes de se apresentar a comparação entre espectros convém referir que em muitas figuras verifica-se que os espectros obtidos para várias colunas de solo com frequências específicas apresentam para a maioria dos amortecimentos, valores superiores aos espectros do EC8 sobre as frequências da coluna de solo, ou seja na zona onde se têm os picos de resposta. No entanto, deve ter-se em conta que numa situação real o terreno de fundação não possui uma frequência definida e desta forma este fenómeno de ressonância é mais atenuado.

A forma como se modela a coluna de solo faz com que esta tenha uma frequência bem definida, conduzindo à obtenção destes picos, o que não se verifica na realidade. Num solo real o pico não se encontra sobre uma frequência específica, mas sobre um intervalo um torno de uma frequência e o valor de pico, em consequência desta dispersão, é menor.

Analisando o terreno tipo B para um conjunto de frequências na gama entre 2,0 Hz e 4,0 Hz obtiveram-se os resultados apresentados de seguida. Entre a Figura 37 e a Figura 40 compara-se o espectro do EC8 com os espectros obtidos para colunas de solo com frequências de 2,0 Hz, 2,5 Hz, 3,0 Hz e 4,0 Hz.

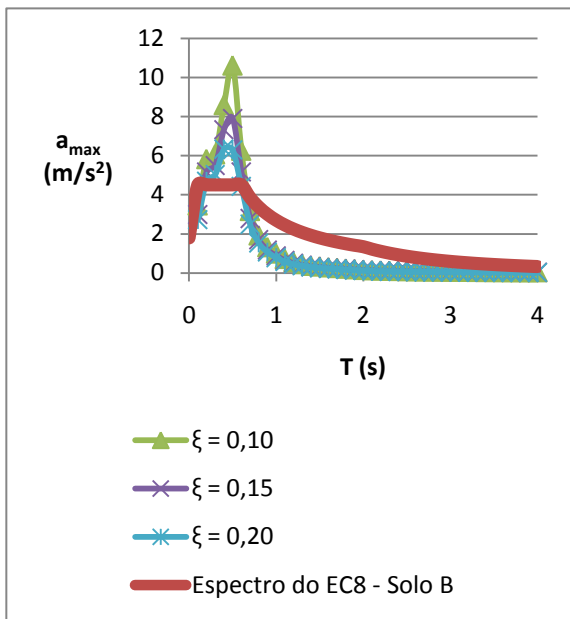


Figura 37 - Espectro para  $f_s = 2,0$  Hz e terreno tipo B

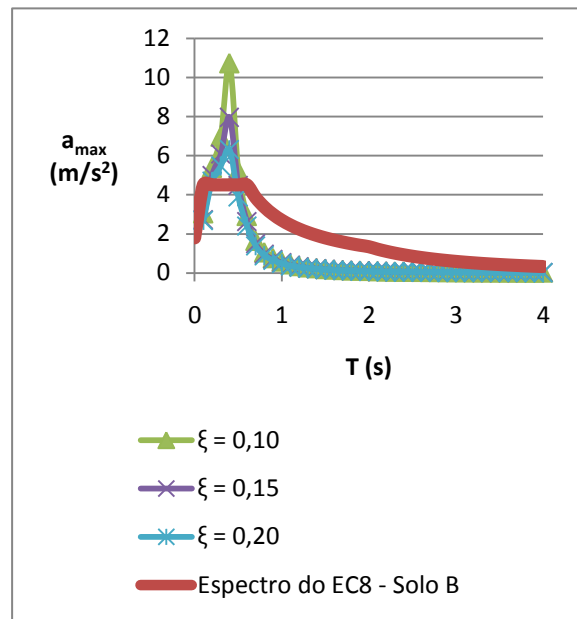


Figura 38 - Espectro para  $f_s = 2,5$  Hz e terreno tipo B

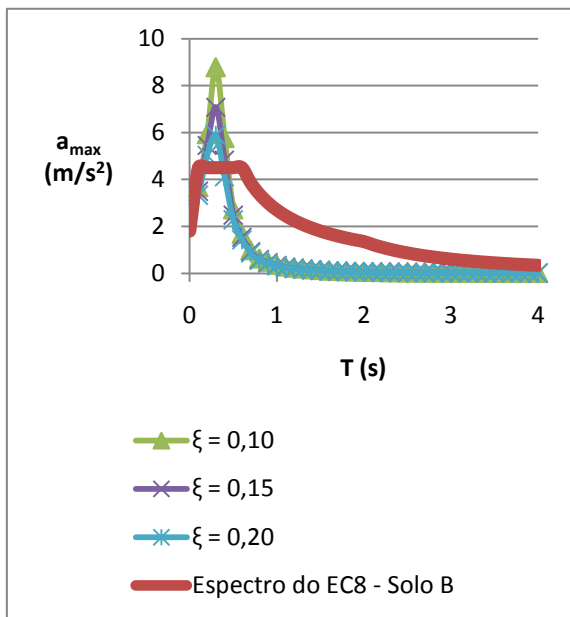


Figura 39 - Espectro para  $f_s = 3,0$  Hz e terreno tipo B

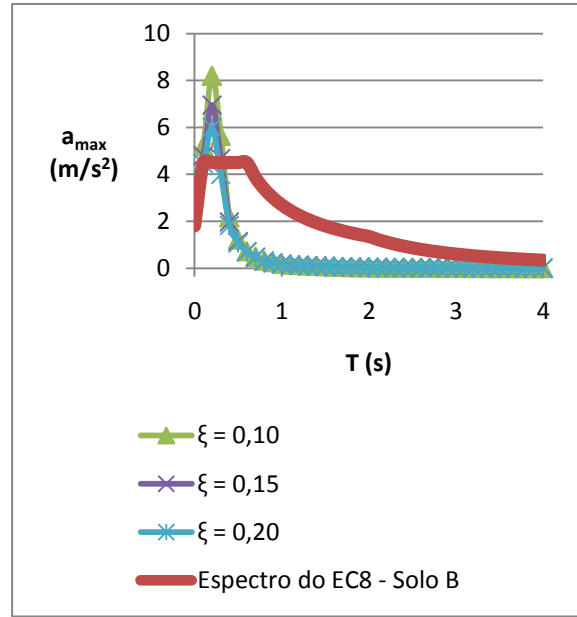


Figura 40 - Espectro para  $f_s = 4,0$  Hz e terreno tipo B

Com base na análise dos resultados obtidos conclui-se que o espectro para o sismo tipo 1 e terreno tipo B do Eurocódigo é bastante mais conservativo para períodos da estrutura superiores a 1,0 s, no caso de colunas de solo com frequências de 2,0 Hz e 2,5 Hz e para períodos superiores a 0,5 s no caso de colunas de solo com frequências de 3,0 Hz e 4,0 Hz.

O domínio de frequências do terreno tipo C vai dos 1,05 Hz aos 2,1 Hz. O espectro para este tipo de terreno é comparado com os espectros das colunas de solo com frequências de 1,0 Hz e 2,0 Hz, na Figura 41 e na Figura 42, respectivamente.

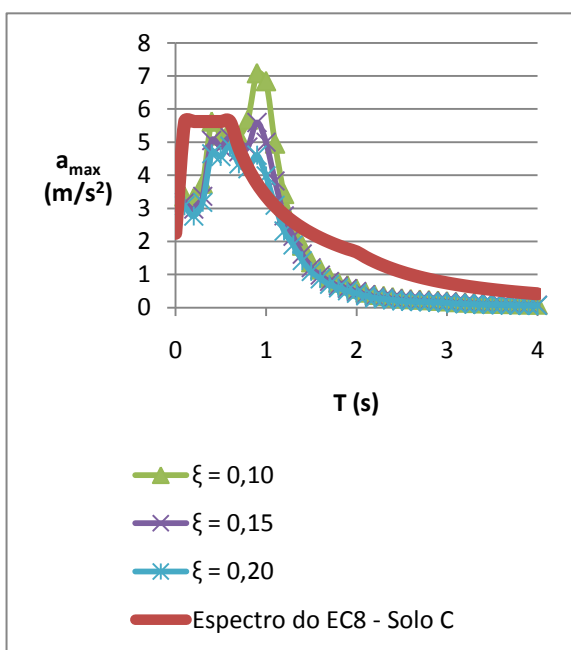


Figura 41 - Espectro para  $f_s = 1,0$  Hz e terreno tipo C

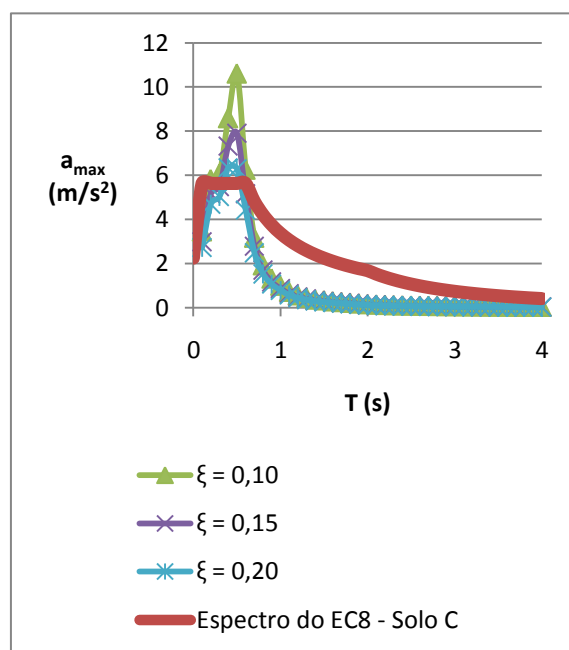


Figura 42 - Espectro para  $f_s = 2,0$  Hz e terreno tipo C

Para o espectro da coluna de solo de 1,0 Hz verifica-se um bom ajustamento entre os espectros, no entanto para a coluna de solo com uma frequência de 2,0 Hz, para períodos superiores a 1,0 s o espectro tipo 1 do EC8 é muito conservativo.

No caso do terreno tipo D analisou-se um domínio de frequências entre os 0,467 Hz e 1,0 Hz. Assim, o espectro do terreno tipo D é comparado com os espectros de colunas de solo com frequências de 0,5 Hz e 1,0 Hz, na Figura 43 e na Figura 44, respectivamente.

No que diz respeito à coluna de solo com uma frequência igual a 0,5 Hz verifica-se que o espectro tipo 1 do Eurocódigo conduz a valores muito conservativos para períodos inferiores a 1,0 s. Para períodos superiores a este valor tem-se um bom ajustamento. Para a coluna de solo com uma frequência de 1,0 Hz as conclusões são exactamente as contrárias, obtendo-se um melhor ajuste entre espectros para períodos inferiores a 1s, para períodos superiores a este valor o espectro do EC8 passa a ser muito conservativo.

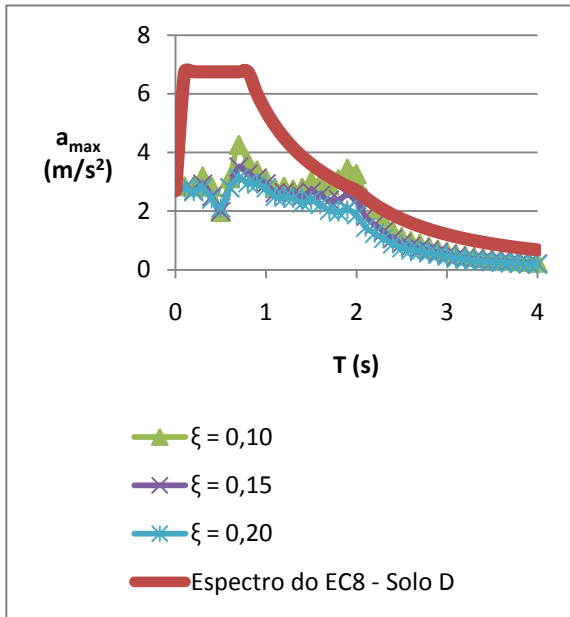


Figura 43 - Espectro para  $f_s = 0,5\text{Hz}$  e terreno tipo D

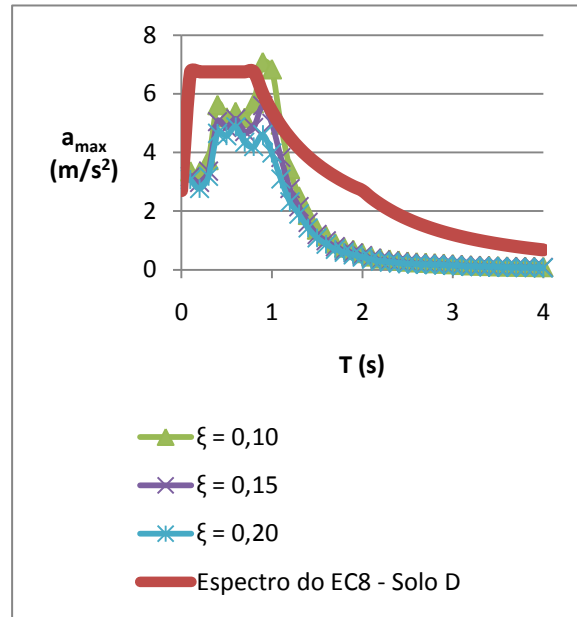


Figura 44 - Espectro para  $f_s = 1,0\text{ Hz}$  e terreno tipo D

Considere-se agora um nível máximo de degradação das propriedades do solo para o qual se assume um valor igual a 0,16 para a relação  $G/G_0$ , ao qual correspondem frequências da coluna de solo iguais a 40% dos valores determinados sem considerar a degradação das propriedades.

As frequências para os tipos de terreno B, C e D, para uma degradação das propriedades do solo à qual corresponde uma relação  $G/G_0$  de 0,16, são apresentadas da Tabela 17 à Tabela 19.

Tabela 17 - Gama de frequências para o terreno tipo B para um nível máximo de degradação das propriedades do solo

$v_{s,30}$ (m/s)	360		800	
h (m)	5	30	5	30
$f_s$ (Hz)	1,2	2,67	1,2	2,67

Tabela 18 - Gama de frequências para o terreno tipo C para um nível máximo de degradação das propriedades do solo

$v_{s,30}$ (m/s)	180		360	
h (m)	5	30	5	30
$f_s$ (Hz)	0,6	1,2	0,6	1,2

Tabela 19 - Gama de frequências para o terreno tipo D para um nível máximo de degradação das propriedades do solo

$v_{s,30}$ (m/s)	80		180	
h (m)	5	30	5	30
$f_s$ (Hz)	0,267	0,67	0,267	0,67

Assim, verifica-se que ao terreno do tipo B corresponde um intervalo de frequências de 1,2 Hz a 2,67 Hz. Da Figura 45 à Figura 48 apresentou-se a comparação entre o espectro tipo 1 do terreno B e os espectros para as frequências da coluna de solo de 1,0 Hz, 1,5 Hz, 2,0 Hz e 2,5 Hz.

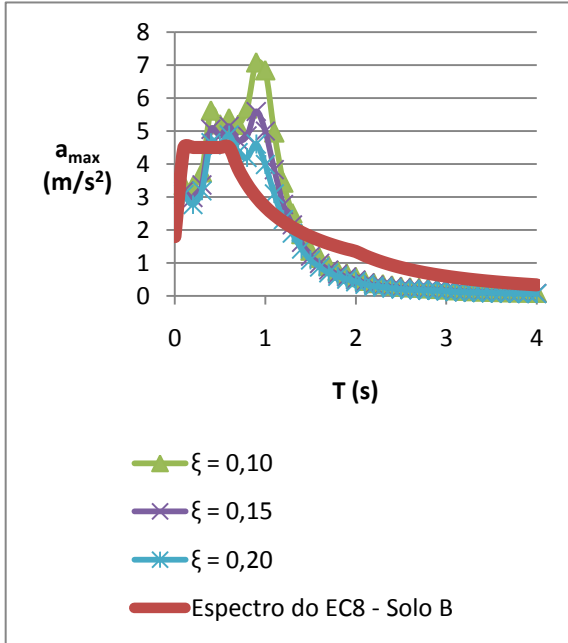


Figura 45 - Espectro para  $f_s = 1,0$  Hz e terreno tipo B

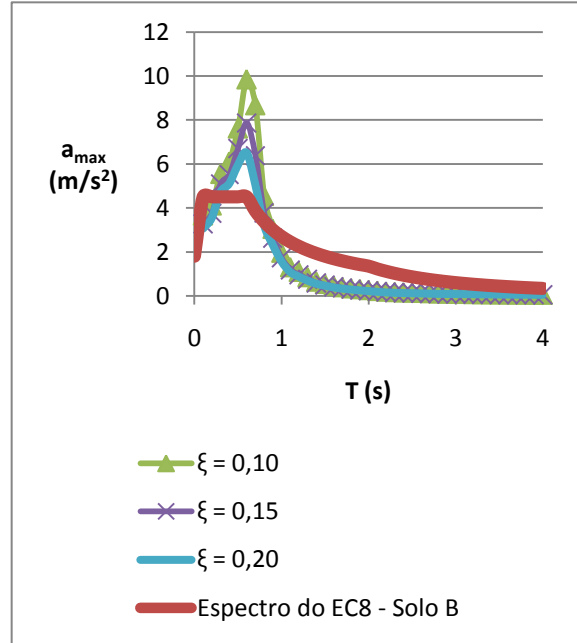


Figura 46 - Espectro para  $f_s = 1,5$  Hz e terreno tipo B

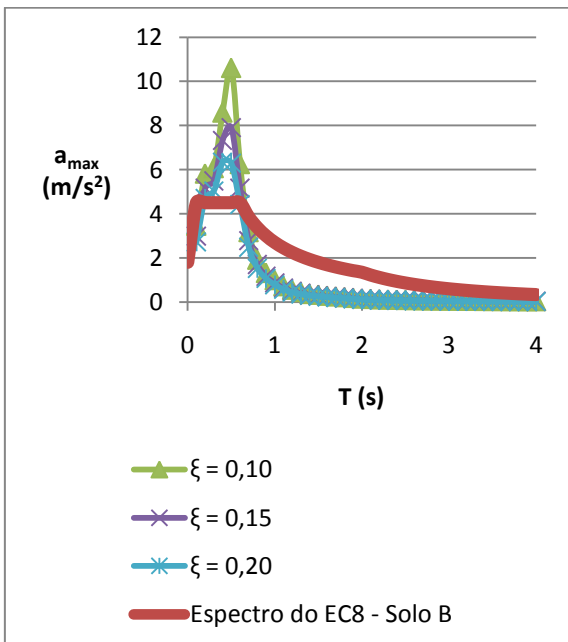


Figura 47 - Espectro para  $f_s = 2,0$  Hz e terreno tipo B

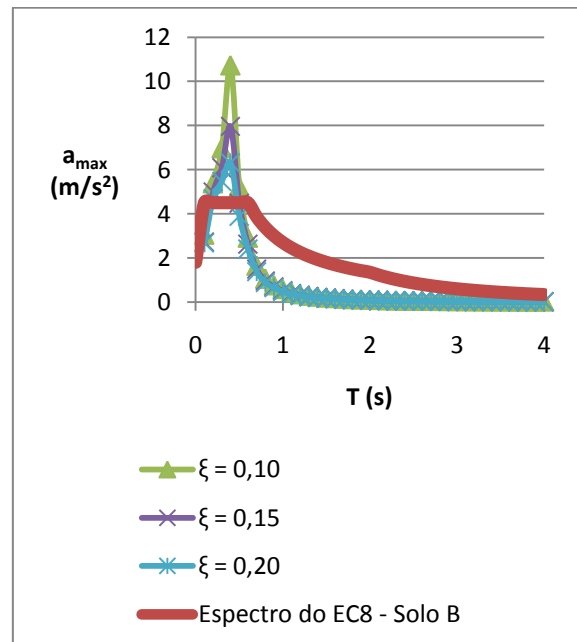


Figura 48 - Espectro para  $f_s = 2,5$  Hz e terreno tipo B

Analisando os resultados anteriores concluiu-se que existe um bom ajustamento entre espectros, em todo o domínio de períodos, para o caso da coluna de solo com uma frequência de 1,0 Hz.

Para as colunas de solo com frequências superiores o espectro tipo 1 do EC8 é muito conservativo para períodos superiores a 1,0 s mas está bem ajustado para períodos inferiores.

Da análise dos resultados apresentados conclui-se que existe um bom ajustamento entre os espectros para períodos inferiores a 1,0 s, para períodos superiores o espectro tipo 1 do EC8 é conservativo, especialmente no caso da coluna de solo com uma frequência de 2,0 Hz.

O espectro tipo 1 do terreno C é comparado com os espectros para as frequências da coluna de solo de 0,5 Hz e 1,0 Hz na Figura 49 e na Figura 50. No terreno tipo C, tal como se verificou para o terreno tipo B, os espectros encontrados estão bem ajustados ao fornecido pelo EC8.

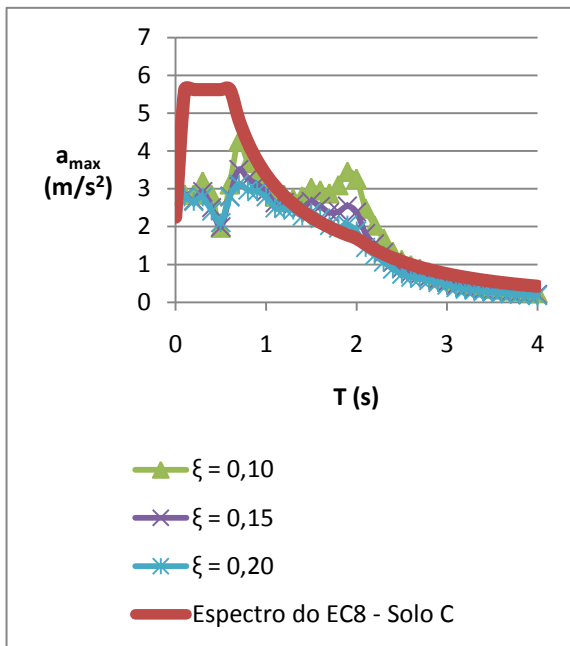


Figura 49 - Espectro para  $f_s = 0,5$  Hz e terreno tipo C

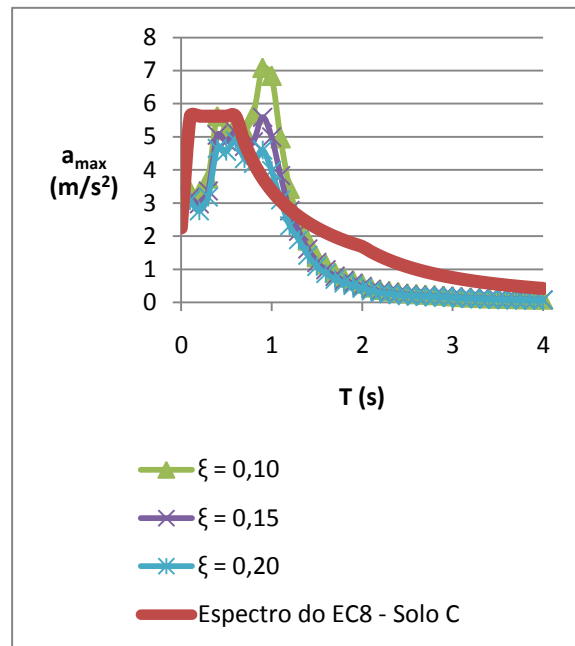


Figura 50 - Espectro para  $f_s = 1,0$  Hz e terreno tipo C

No caso da comparação do espectro C com o espectro da coluna de solo com uma frequência de 0,5 Hz, para períodos inferiores a 1,0 s obtêm-se diferenças significativas entre os espectros obtidos e os do regulamento, para períodos superiores observa-se um ajustamento muito bom entre espectros. Para a coluna de solo com uma frequência de 1,0 Hz obtêm-se também valores similares aos do EC8 em quase todo o domínio de períodos considerado, o espectro tipo 1 do EC8 conduz a valores conservativos apenas para períodos inferiores a 0,5 s ou superiores a 1,5 s.

Por último, o espectro tipo 1 do terreno D é comparado com os espectros obtidos para as frequências da coluna de solo de 0,25 Hz, 0,33 Hz e 0,5 Hz entre a Figura 51 e a Figura 53. Para o terreno do tipo D verifica-se um bom ajuste ao espectro da coluna de solo com 0,5 Hz mas para as colunas de solo com frequências iguais a 0,267 Hz e 0,33 Hz obtêm-se apenas um bom ajuste para períodos superiores a 2,0 s, ou seja, em quase todo o domínio de períodos usuais em pontes, o espectro do regulamento conduz a valores bastante conservativos.

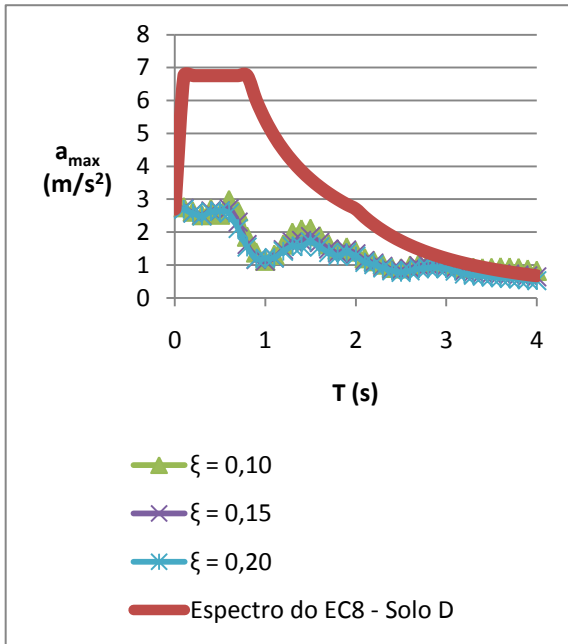


Figura 51 - Espectro para  $f_s = 0,25$  Hz e terreno tipo D

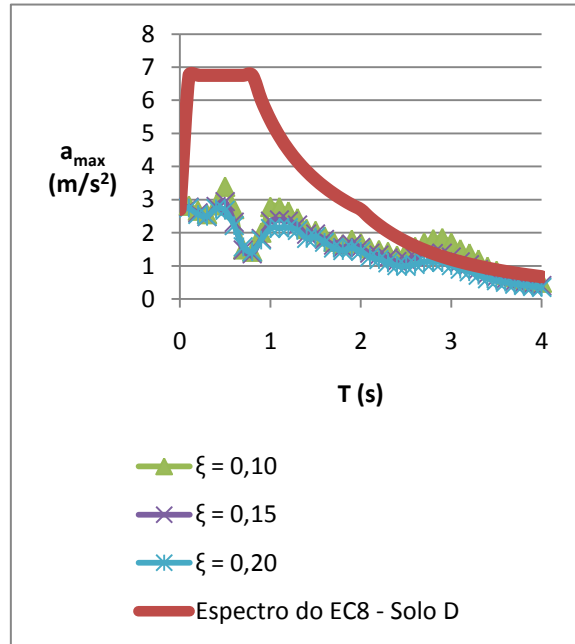


Figura 52 - Espectro para  $f_s = 0,33$  Hz e terreno tipo D

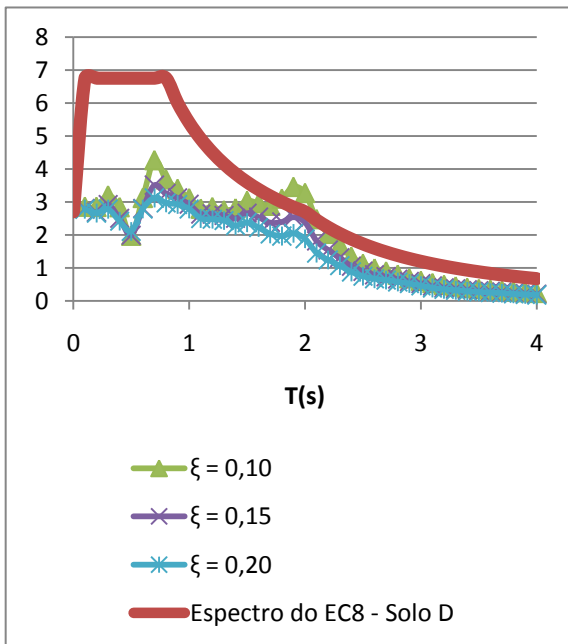
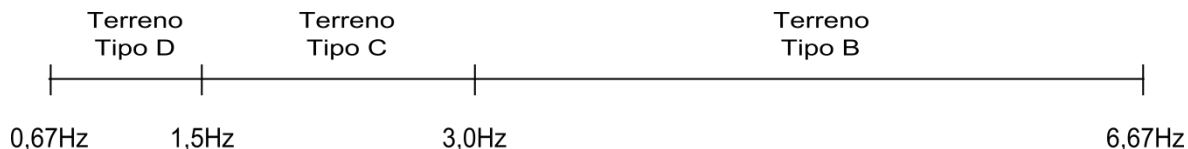


Figura 53 - Espectro para  $f = 0,5$  Hz e terreno tipo D

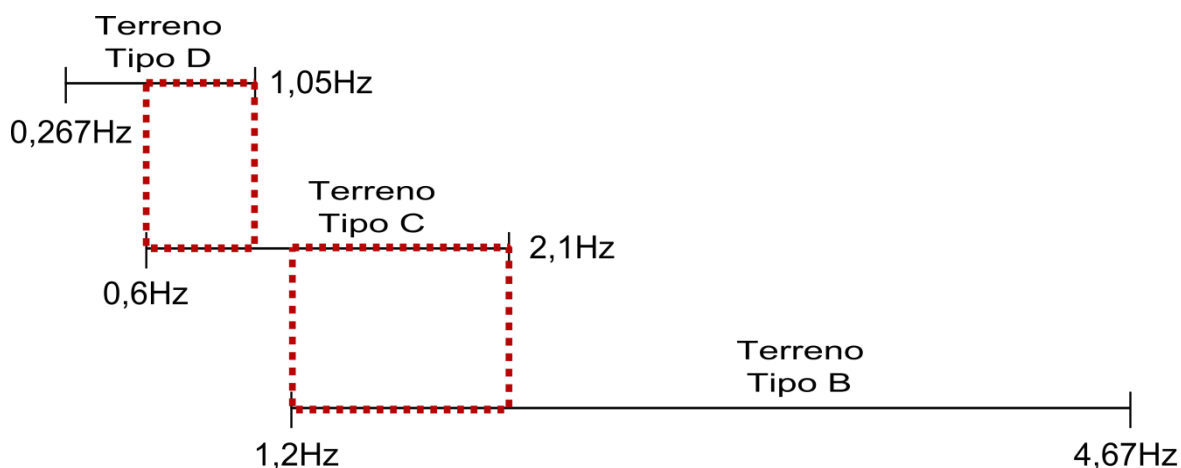
Os espectros do EC8, ao não considerarem a degradação das propriedades do solo como um parâmetro de classificação do tipo de terreno, devem cobrir o domínio de frequências desde a situação em que se tem uma degradação máxima das propriedades até uma situação de degradação mínima. Tendo em conta as situações limites apresentadas anteriormente obtêm-se um intervalo de frequências da coluna de solo entre 1,2 Hz e 4,67 Hz para o terreno tipo B, entre 0,6 Hz e 2,1 Hz para o terreno tipo C e entre 0,267 Hz e 1,05 Hz para o terreno D.

Se não ocorresse degradação das propriedades do solo ter-se-ia o domínio de frequências apresentado na Figura 54.



**Figura 54 - Gama de frequências para os tipos de terrenos sem degradação das propriedades do solo**

Para esta situação não haveria sobreposição do domínio correspondente a cada espectro. Considere-se agora os domínios tendo em conta as propriedades degradadas do solo. Apresenta-se na Figura 55 a sobreposição entre os vários tipos de terreno.



**Figura 55 - Sobreposição da gama de frequências tendo em conta a degradação das propriedades do solo**

O facto de se terem sobreposições entre os domínios de frequências faz com que os espectros tenham que ser mais conservativos do que o estritamente necessário, resultando esta sobreposição da não consideração dos níveis de degradação das propriedades do solo. Esta sobreposição permite, no entanto, que a classificação dos solos seja efectuada com base nas propriedades sãs do solo, anteriores à acção sísmica, o que evita estudos complexos de degradação dessas propriedades.

Com base nas comparações apresentadas entre espectros pode de uma forma geral dizer-se que, em determinadas situações, efectuar uma análise tendo em conta o espectro do solo local pode conduzir a acelerações máximas ao nível da estrutura consideravelmente menores do que as obtidas com os espectros do EC8 para as frequências normais em obras de arte. Chama-se a atenção para o facto de se ter limitado a apresentação das comparações a espectros para colunas de solo específicas com amortecimentos de 0,10, 0,15 e 0,20 pois são aproximadamente os



amortecimentos que correspondem aos níveis de degradação considerados, tal como se pode verificar através das curvas que relacionam o amortecimento com o valor da relação  $G/G_0$  apresentadas no capítulo 3.

Tendo por base a gama de frequências usuais em pontes verifica-se que para o terreno do tipo B se tem um bom ajustamento entre espectros para as frequências mais baixas do seu domínio, ou seja, para solos com  $v_{s,30}$  baixos dentro do intervalo do terreno tipo B e níveis de degradação elevados. Para as restantes situações os espectros do regulamento são bastante conservativos. Para o terreno do tipo C observam-se diferenças significativas entre espectros para solos com  $v_{s,30}$  elevados e níveis de degradação das propriedades baixos. Para as restantes situações os valores encontram-se bem ajustados. Por último, para o terreno tipo D verifica-se um bom ajuste para as frequências intermédias do domínio correspondente, mas um afastamento significativo para as altas frequências e para as baixas frequências. Ou seja, no espectro do terreno tipo D observam-se afastamentos significativos em solos com  $v_{s,30}$  elevados e níveis de degradação baixos e em solos com  $v_{s,30}$  baixos e níveis de degradação elevados.

### **6.3. COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISES COM OS MODELOS PARCIAL, GLOBAL E DA ESTRUTURA**

Pretende agora efectuar-se uma comparação entre os modelos utilizados na análise sísmica de estruturas que consideram a análise conjunta da estrutura e do solo com os que efectuam a análise do solo em separado da análise da estrutura.

Começa-se por apresentar os vários modelos estudados e distinguir o tipo de análise sísmica efectuada em cada caso, ou seja apresentar o procedimento usado com cada um dos modelos. Apresentam-se e comparam-se depois os resultados obtidos com os vários modelos. A primeira comparação efectuada é entre os resultados obtidos com os modelos parcial e global, a segunda entre os resultados obtidos com os modelos parcial, global e da estrutura para um valor específico do parâmetro  $\alpha$ , já definido na secção 6.1. e, por último, a comparação dos resultados obtidos com os modelos global e da estrutura, para vários valores do parâmetro  $\alpha$ .

As análises efectuadas neste capítulo limitaram-se a colunas de solo classificadas como terrenos do tipo D de acordo com o EC8, pois é para terrenos deste tipo que é usualmente necessário recorrer a fundações indirectas. Desta forma, o domínio de frequências de colunas de solo para o qual foram efectuadas as comparações entre modelos encontra-se entre os 0,25 Hz e 1,0 Hz, que abrange as frequências correspondentes ao terreno tipo D, tal como referido na secção anterior.

Foram então efectuadas análises para colunas de solo com frequências de 0,25 Hz, 0,33 Hz, 0,5 Hz e 1,0 Hz, chamando-se a atenção que estas frequências correspondem às propriedades já degradadas do solo. Em todos os modelos considerou-se a estaca impedida de rodar no topo de modo a simular o encastramento conferido pelo maciço de encabeçamento de estacas.

As comparações entre modelos foram sempre efectuadas para estruturas com diferentes características dinâmicas no que se refere ao período, mas adoptou-se um valor fixo para o coeficiente de amortecimento da estrutura, igual a 0,05. Para a comparação de modelos utilizou-se sempre a mesma grandeza, a aceleração máxima obtida ao nível da estrutura.

### 6.3.1. APRESENTAÇÃO DOS MODELOS ANALISADOS

- **Modelo parcial**

O modelo parcial de análise consiste em considerar apenas a estrutura à superfície e a fundação através da estaca e de molas, ou seja, a coluna de solo não é modelada. As referidas molas permitem simular a deformabilidade do meio envolvente à estaca, ou seja, a deformabilidade do solo, fazendo a ligação entre a estaca e um meio rígido. É comum na prática realizar análises sísmicas utilizando o modelo parcial, no entanto uma análise deste tipo não é muito rigorosa pois não é modelado o comportamento conjunto da estrutura e do solo. Na Figura 56 apresenta-se um esquema de um modelo parcial.

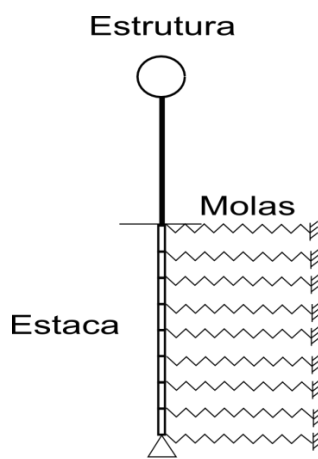


Figura 56 - Modelo de análise parcial

No presente trabalho com o modelo parcial efectuaram-se análises modais por espectro de resposta. Estas análises foram efectuadas com base nos espectros obtidos para colunas de solo específicas apresentados na secção anterior. Apresenta-se na Figura 57 o procedimento de análise utilizado com o modelo parcial.

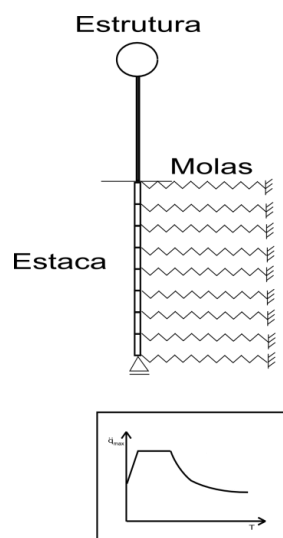


Figura 57 - Procedimento de análise com o modelo parcial

- **Modelo global**

Num modelo deste tipo considera-se a estrutura, a fundação e a coluna de solo em conjunto. Tal como no modelo parcial recorre-se a molas para simular o meio elástico envolvente à fundação, só que no caso deste modelo estas não fazem a ligação entre a estaca e um meio rígido, mas entre a estaca e a coluna de solo. O modelo global permite realizar uma análise sísmica mais rigorosa, na medida em que se contabiliza o comportamento conjunto da estrutura e do solo. Na Figura 58 apresenta-se um esquema de um modelo global.

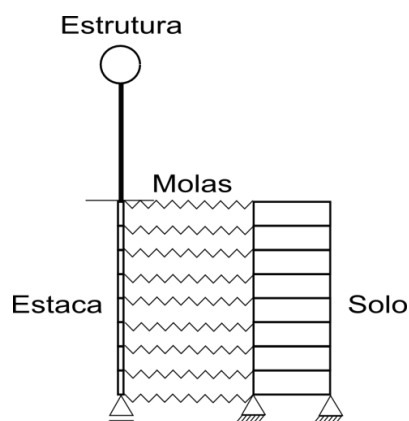


Figura 58 - Modelo de análise global

Neste tipo de modelo, em que se está a considerar o sistema global, é necessário atribuir diferentes amortecimentos ao solo e à estrutura, o que foi feito com recurso ao amortecimento não-proporcional e impossibilita a realização de uma análise modal como já foi referido no capítulo 2.

Assim, com este modelo foram efectuadas análises passo a passo ao longo do tempo. Os acelerogramas gerados para o terreno tipo A foram directamente aplicados como acelerações na base do sistema global e de seguida determinaram-se as respostas ao longo do tempo ao nível da estrutura. Com base na história de acelerações ao nível da estrutura encontrou-se o valor máximo da resposta durante o tempo de análise para cada acelerograma, tendo o valor da aceleração máxima sido tomado igual à média dos valores máximos encontrados para cada acelerograma. Apresenta-se na Figura 59 o procedimento de análise utilizado com o modelo global.

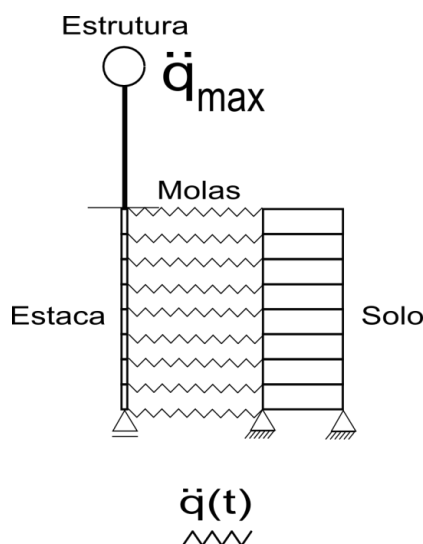


Figura 59 - Procedimento de análise com o modelo global

- **Modelo da estrutura**

O modelo da estrutura consiste em considerar que esta se encontra encastrada na base. Na Figura 60 encontra-se um esquema deste modelo de análise.

No caso deste tipo de modelo efectuou-se uma análise modal por espectro de resposta. Recorreu-se para isso ao espectro de resposta do terreno tipo D do EC8.



Figura 60 - Oscilador de base rígida

- **Relações entre os períodos da estrutura nos vários modelos**

A relação entre o  $T_{estrutura}$ , que corresponde a assumir a uma ligação rígida na base da estrutura, e  $T_{modelo\ global}$ , ou seja o período da estrutura no modelo global (período do modelo global), foi já definida na equação (94), através do parâmetro  $\alpha$ .

Interessa agora perceber como é que os períodos anteriores se relacionam com o período da estrutura no modelo parcial.

O período da estrutura no modelo parcial (período do modelo parcial) é praticamente coincidente com o período da estrutura no modelo global uma vez que a deformabilidade da fundação é dominante sobre a deformabilidade do solo. Isto quer dizer que a consideração da deformabilidade da coluna de solo é desprezável face à da fundação. Assim, o período da estrutura nos dois modelos é praticamente igual desde que se considere a mesma deformabilidade da fundação.

A relação entre o período do modelo parcial e o período da estrutura pode aproximadamente também ser feita através do parâmetro  $\alpha$  como se apresenta na equação (99)

$$\alpha \cong \frac{T_{estrutura}}{T_{modelo\ parcial}}. \quad (99)$$

### **6.3.2. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS**

- **Comparação entre análises com os modelos parcial e global**

A comparação dos resultados obtidos entre análises com os modelos global e parcial foi efectuada para um exemplo em que se tem um valor para o parâmetro  $\alpha$ , definido na secção da análise paramétrica, igual a 0,5. Apresenta-se da Figura 61 à Figura 68 os resultados obtidos para colunas de solo com frequências iguais a 0,33 Hz e a 0,5 Hz. Os resultados para as colunas de solo de 0,25 Hz e 1,0 Hz encontram-se no Anexo III.

Os valores obtidos encontram-se representados em função do período da estrutura e não do período do modelo global. No entanto, isto não tem qualquer influência na apresentação dos resultados pois fazer a representação em função do período do modelo global corresponde apenas a dividir o eixo das abcissas valor do parâmetro  $\alpha$ . Quando no texto se indicar apenas a palavra período está-se na realidade a referir ao período da estrutura.

Dos resultados obtidos concluiu-se que a análise através do modelo parcial é quase sempre conservativa. Quanto menor a frequência da coluna de solo maiores são as diferenças encontradas entre os valores obtidos com os dois modelos. Estas diferenças são também maiores para os períodos inferiores à primeira frequência da coluna de solo, para períodos superiores os valores obtidos entre os dois tipos de modelo são muito idênticos. Por último verifica-se que para coeficientes de amortecimento do solo mais elevados se têm também maiores diferenças entre os valores dos dois modelos. Verifica-se que em geral para períodos inferiores à primeira frequência da coluna de solo os resultados obtidos com um modelo parcial são conservativos, enquanto que para períodos superiores são não conservativos.

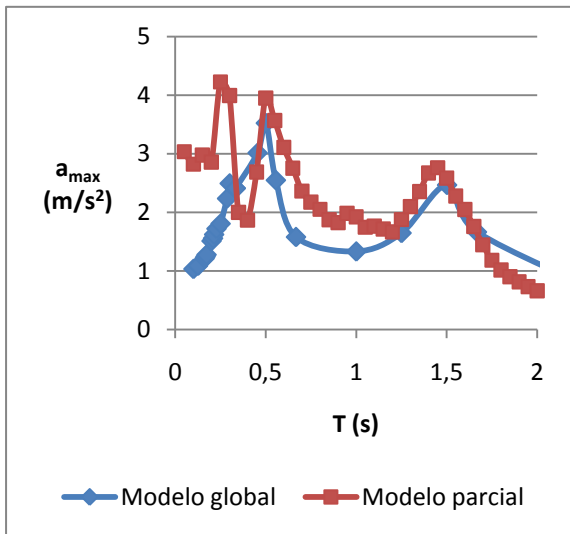


Figura 61 - Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,05$

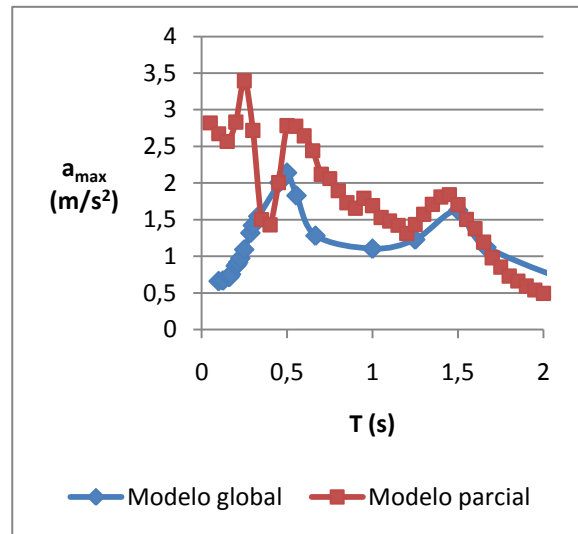


Figura 62 - Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,10$

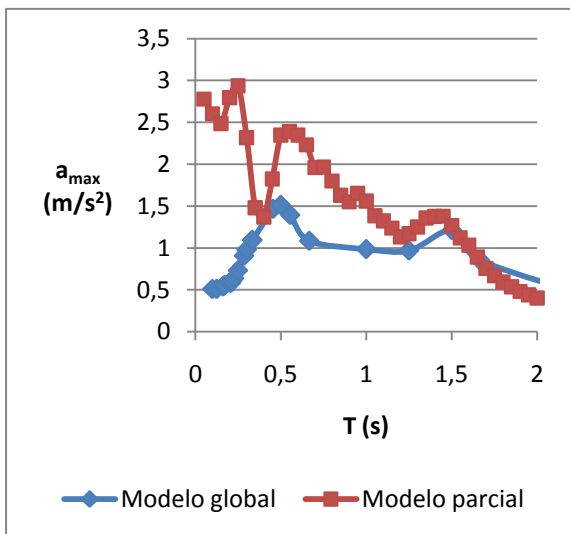


Figura 63 - Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,15$

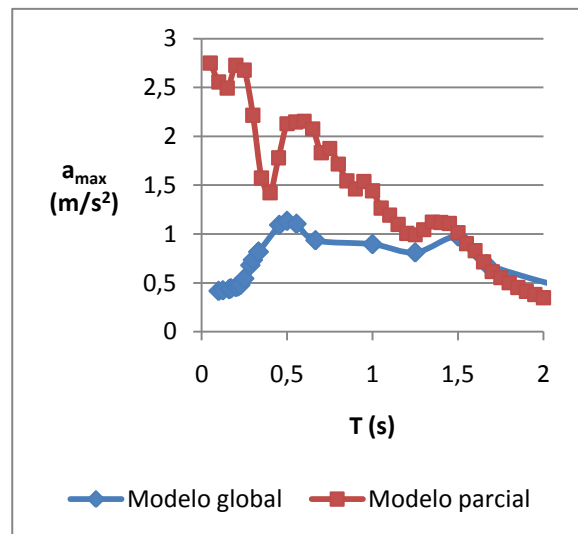


Figura 64 - Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,20$

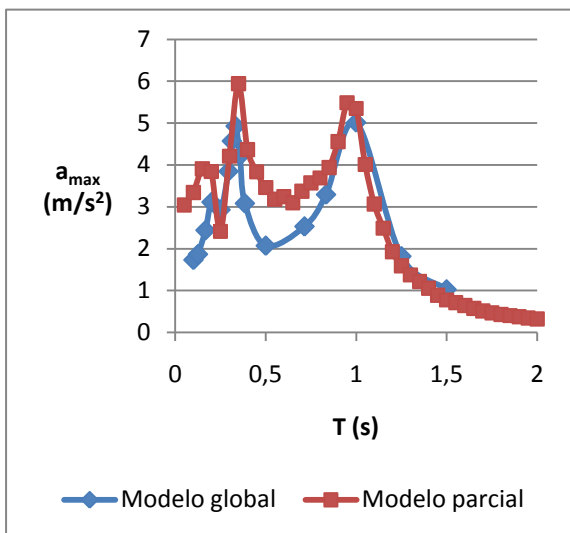


Figura 65 - Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,5$  Hz e  $\xi = 0,05$

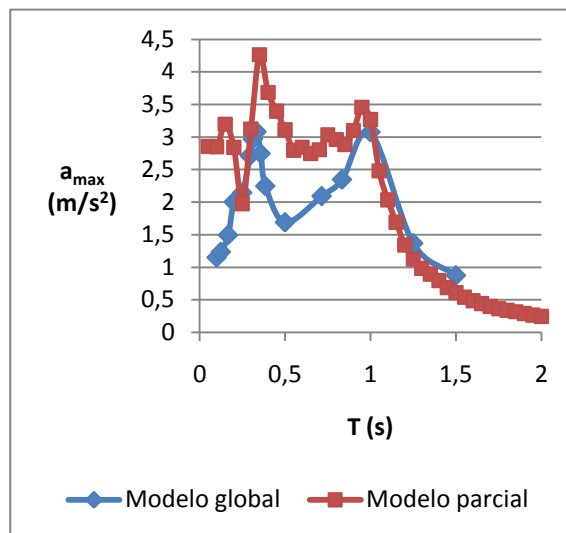


Figura 66 - Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,5$  Hz e  $\xi = 0,10$

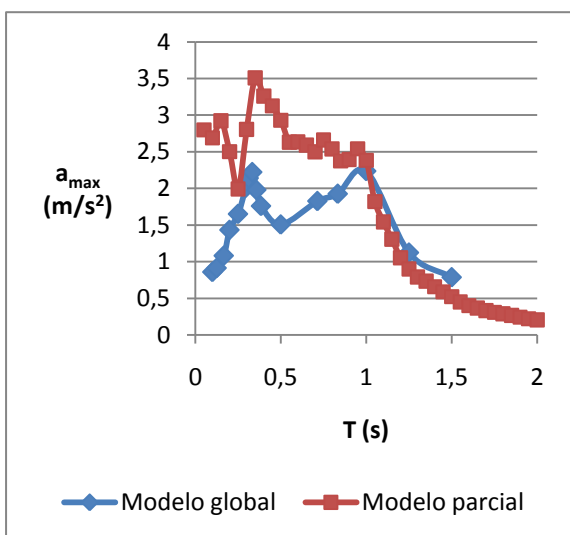


Figura 67 - Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,5$  Hz e  $\xi = 0,15$

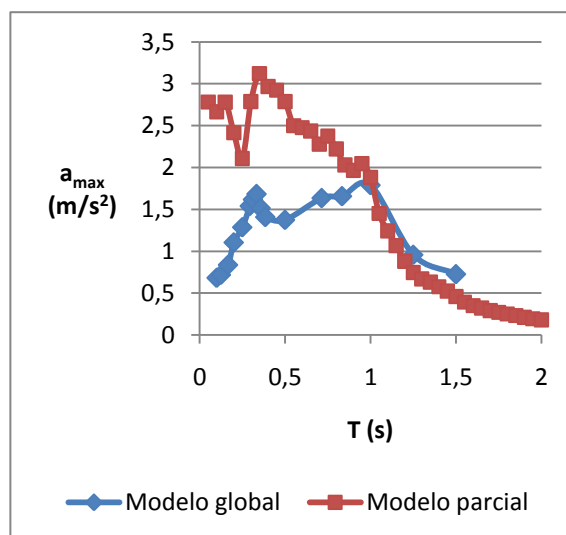


Figura 68 - Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,5$  Hz e  $\xi = 0,20$

Apesar das conclusões anteriores, é importante ter presente que o modelo parcial não é um modelo de análise mais adequado, face as hipóteses simplificativas que assume e que se afastam da realidade. Para a análise que foi efectuada recorrendo ao modelo parcial usou-se um espectro obtido no topo da coluna de solo quando na realidade em cada ponto da fundação o espectro determinado a esse nível seria outro. Em rigor as acelerações à superfície com base nas quais se determinaram os espectros das colunas de solo são diferentes da história de acelerações que se tem ao longo da altura da fundação e portanto se se determinassem espectros a diferentes níveis da camada de solo estes seriam também diferentes entre si.

Embora a comparação entre modelos tenha sido efectuada para um valor do parâmetro  $\alpha$  igual a 0,5 as conclusões são generalizáveis a qualquer outro valor de  $\alpha$  na medida em que este parâmetro acaba apenas por ser um factor de escala nos períodos, como foi visto na análise paramétrica efectuada, e deste modo afecta de igual forma os dois tipos de modelos.

Através desta comparação conclui-se que os resultados obtidos com os dois modelos são aproximados para a gama de períodos que interessa no caso de pontes, e que o modelo parcial, sendo um modelo mais aproximado, conduz na generalidade das situações a valores mais conservativos.

- **Comparação entre análises com os modelos parcial e global e o modelo da estrutura**

Comparam-se agora os resultados encontrados com os modelos global, parcial e da estrutura para um valor do parâmetro  $\alpha$  igual a 0,5.

Apresenta-se da Figura 69 à Figura 76 os resultados obtidos para as colunas de solo com frequências de 0,33 Hz e 0,5 Hz. Para as restantes frequências das colunas de solo, 0,25 Hz e 1,0 Hz, os resultados podem ser encontrados no Anexo IV. As respostas em acelerações máximas ao nível da estrutura foram também representadas em função do período da estrutura pelo que quando no texto se indicar apenas a palavra período está-se a referir ao período da estrutura.

Analisando os resultados conclui-se que efectuar uma análise com base no modelo da estrutura utilizando o espectro de resposta do EC8 conduz a valores conservativos mesmo para as situações de ressonância.

Dentro do domínio de períodos que tem interesse para o presente trabalho, ou seja para estruturas com períodos superiores a 0,5 s, os resultados obtidos através do EC8 são muito conservativos pelo que se obtêm valores da aceleração máxima muito menores ao efectuar uma análise global.



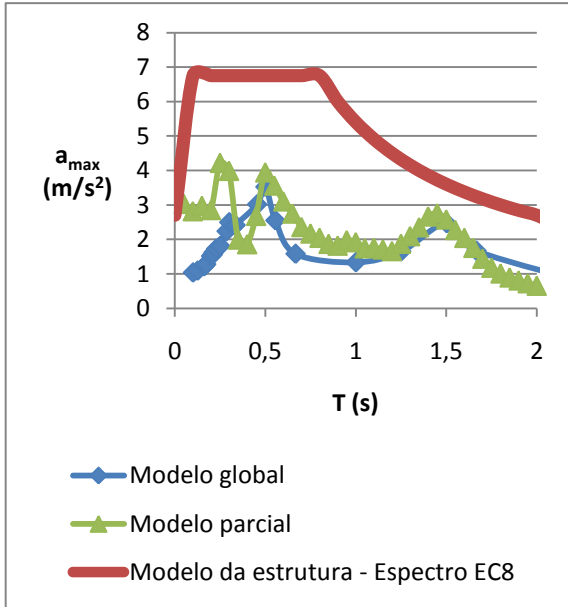


Figura 69 - Comparação entre modelos para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,05$

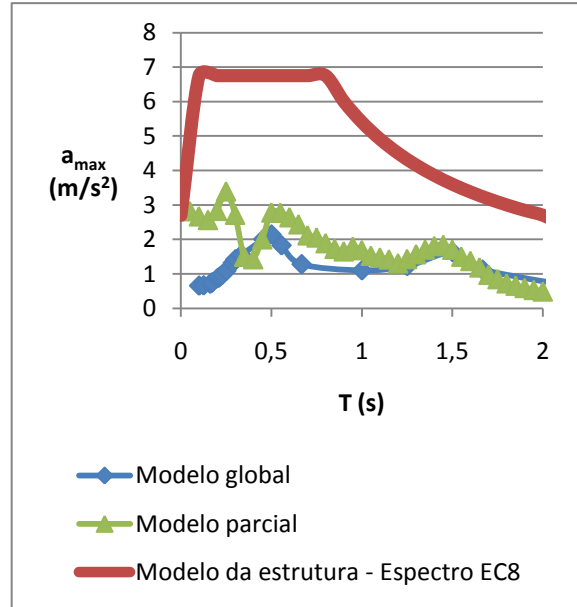


Figura 70 - Comparação entre modelos para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,10$

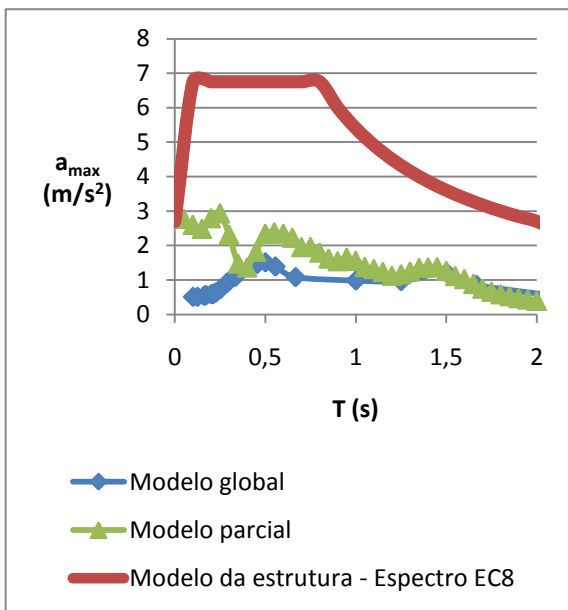


Figura 71 - Comparação entre modelo para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,15$

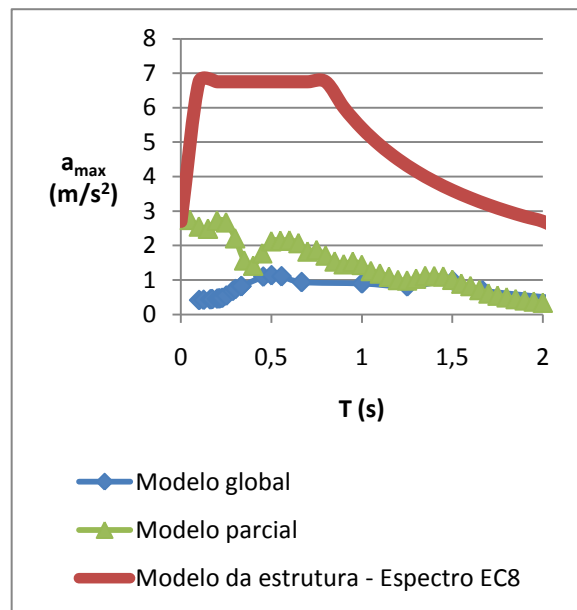


Figura 72 - Comparação entre modelos para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,20$

Para períodos inferiores a 1,0 s os resultados obtidos com os modelos global e parcial para as colunas de solo com frequências mais elevadas apresentam valores mais próximos dos obtidos com o modelo da estrutura, no entanto as diferenças são ainda significativas. Para os períodos superiores a 1,0 s, e portanto para a gama que tem mais interesse no caso de pontes, têm-se valores mais próximos entre a análises efectuadas os modelos global e parcial e o modelo da estrutura no caso de colunas de solo com frequências menores. À medida que a frequência da coluna de solo vai aumentando, o valor das acelerações obtidas são cada vez menores para períodos superiores a 1,0 s.

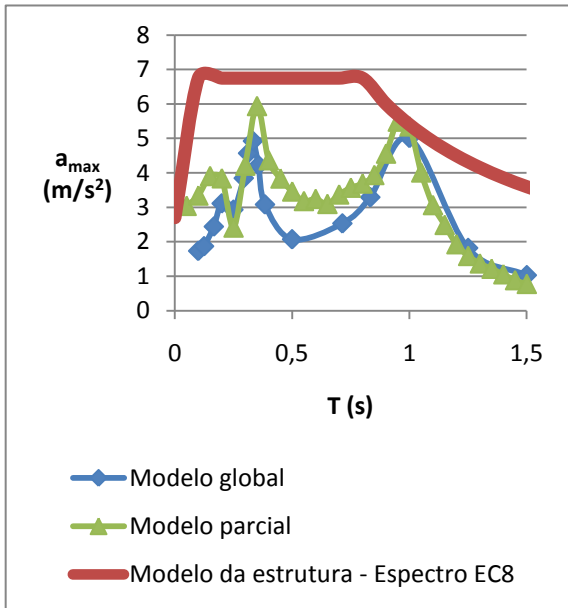


Figura 73 - Comparação entre modelos para  $f_s = 0,5 \text{ Hz}$  e  $\xi = 0,05$

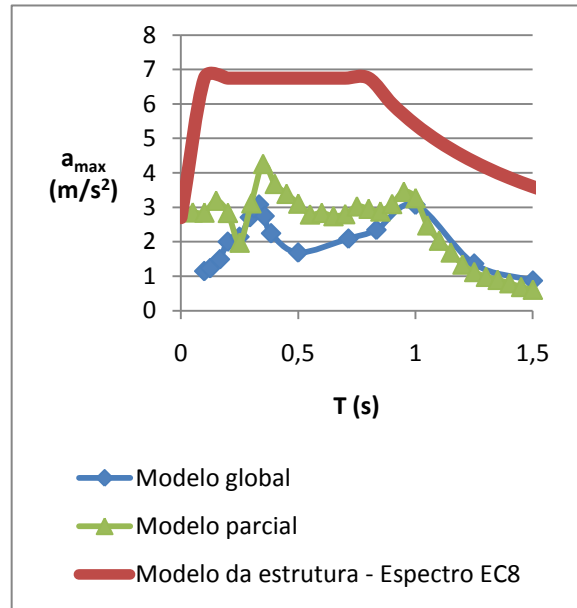


Figura 74 - Comparação entre modelos para  $f_s = 0,5 \text{ Hz}$  e  $\xi = 0,10$

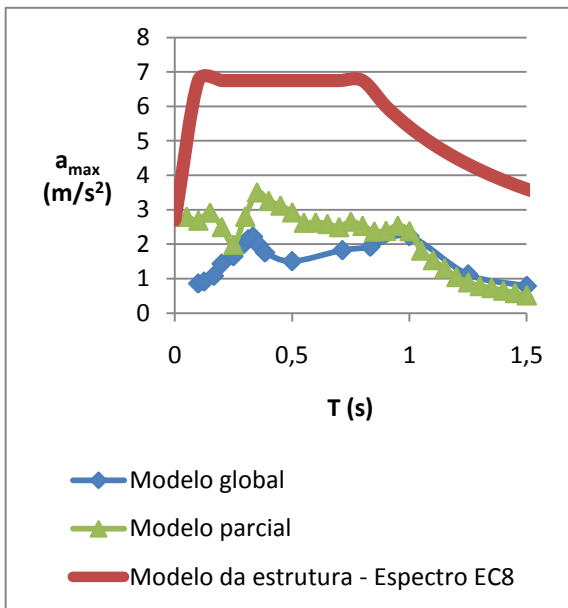


Figura 75 - Comparação entre modelos para  $f_s = 0,5 \text{ Hz}$  e  $\xi = 0,15$

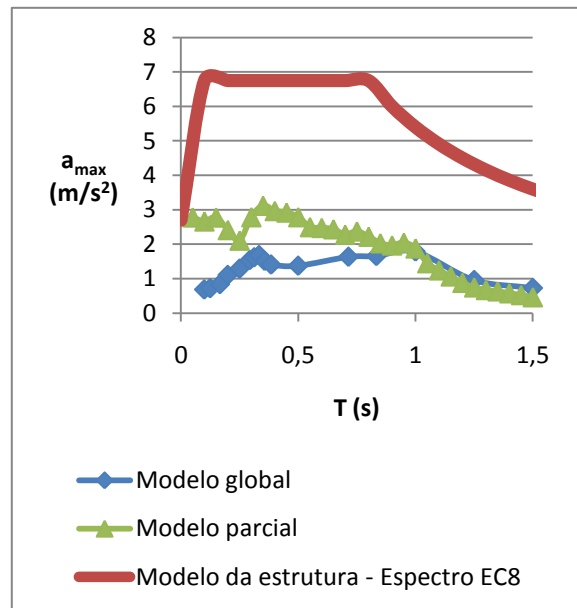


Figura 76 - Comparação entre modelos para  $f_s = 0,5 \text{ Hz}$  e  $\xi = 0,20$

As conclusões anteriores são válidas independentemente do nível de amortecimento, no entanto as diferenças são tanto mais significativas quanto maior for este valor. Isto acontece porque a análise com base no modelo da estrutura conduz sempre aos mesmos valores independentemente do coeficiente de amortecimento do solo, pois não depende deste parâmetro, mas nas análises com os modelos parcial e global quanto maior for o amortecimento do solo menores são as acelerações máximas obtidas. Para este valor específico do parâmetro  $\alpha$  conclui-se que efectuar análises mais complexas do que o simples recurso ao modelo da estrutura conduz a valores bastante inferiores, quer no caso da utilização do modelo parcial, quer no caso do modelo global.

- **Comparação entre o modelo global e o modelo da estrutura para diferentes valores do parâmetro  $\alpha$**

As comparações efectuadas anteriormente referem-se a um caso concreto em que o parâmetro  $\alpha$  toma um valor igual a 0,5. No entanto, o efeito da fundação na deformabilidade da estrutura varia significativamente pelo que se apresenta uma comparação dos resultados obtidos através de análises com o modelo global para vários valores do parâmetro com  $\alpha$  com os resultados obtidos com base no modelo da estrutura. Não se incluem aqui os resultados obtidos com análises com o modelo parcial porque, como já foi visto, os valores que resultam de uma análise com um modelo parcial não diferem significativamente dos obtidos com um modelo global.

Interessa antes de mais tornar claro qual o efeito da variação do parâmetro  $\alpha$  nos resultados obtidos com o modelo global. Este assunto já foi analisado anteriormente mas dada a relevância para as comparações em causa é oportuno voltar a abordar a questão.

Para isso apresenta-se um exemplo de uma coluna de solo com uma frequência de 1,0 Hz e um coeficiente de amortecimento de 0,15 e a comparação entre os resultados do modelo global para vários valores do parâmetro  $\alpha$  e do modelo da estrutura.

Considerem-se estruturas com as características dinâmicas apresentadas na Tabela 20.

**Tabela 20 - Valores do espectro tipo 1 do EC8 para o terreno tipo D**

$T_{estrutura}$ (s)	$f_{estrutura}$ (Hz)	$a_{max}$ (m/s)
0,20	5,00	6,75
0,40	2,50	6,75
0,60	1,67	6,75
0,80	1,25	6,75
1,00	1,00	5,40
1,20	0,83	4,50
1,40	0,71	3,86
1,60	0,63	3,38
1,80	0,56	3,00
2,00	0,50	2,70
2,20	0,45	2,23
2,50	0,40	1,73
3,00	0,33	1,20
3,50	0,29	0,88
4,00	0,25	0,68

A resposta de acordo com o espectro tipo 1 do EC8, para qualquer solo classificado como terreno tipo D, depende apenas do valor do período da estrutura. Os valores obtidos através do modelo da estrutura para os vários períodos considerados encontram-se também na Tabela 20.

Como já foi referido na análise paramétrica, para uma determinada coluna de solo, a resposta de uma estrutura depende apenas do valor do período do modelo global.

Apresenta-se na Tabela 21 os valores das acelerações máximas obtidas em função do período do modelo global para o sismo tipo 1, aplicando na base da fundação o espectro do terreno tipo A.

Tabela 21 - Valores de  $a_{max}$  obtidos com base numa análise global

$T_{modelo\ global}$ (s)	$f_{modelo\ global}$ (Hz)	$a_{max}$ (m/s)
0,20	5,00	1,45
0,40	2,50	2,39
0,60	1,67	2,85
0,80	1,25	3,57
1,00	1,00	4,66
1,20	0,83	3,36
1,40	0,71	2,28
1,60	0,63	1,73
1,80	0,56	1,20
2,00	0,50	1,03
2,20	0,45	0,76
2,50	0,40	0,54
3,00	0,33	0,47
3,50	0,29	0,31
4,00	0,25	0,25

Para relacionar os valores obtidos através do modelo global com os que se obtêm através do modelo global para diferentes valores do parâmetro  $\alpha$  é necessário relacionar os períodos da estrutura no modelo global com os períodos da estrutura. Apresenta-se na Tabela 22 a referida relação para valores do parâmetro  $\alpha$  de 0,33, 0,50, 0,67, 0,75 e 1,0. Na Figura 77 apresentam-se os resultados obtidos com para vários valores do parâmetro  $\alpha$ .

Como se verifica o efeito da variação do parâmetro  $\alpha$  trata-se apenas de um efeito de factor de escala no valor do período da estrutura correspondente a um dado período do modelo global. Quanto maior for o valor deste parâmetro, mais a curva de resposta obtida com o modelo global se desloca para a direita.

Tabela 22 - Correspondência entre  $T_{modelo\ global}$  e  $T_{estrutura}$  para vários valores de  $\alpha$

$T_{modelo\ global}$ (s)	$T_{estrutura}$ (s)				
	$\alpha = 0,33$	$\alpha = 0,50$	$\alpha = 0,67$	$\alpha = 0,75$	$\alpha = 1,0$
0,20	0,07	0,10	0,13	0,15	0,20
0,40	0,13	0,20	0,27	0,30	0,40
0,60	0,20	0,30	0,40	0,45	0,60
0,80	0,26	0,40	0,53	0,60	0,80
1,00	0,33	0,50	0,67	0,75	1,00
1,20	0,40	0,60	0,80	0,90	1,20
1,40	0,46	0,70	0,93	1,05	1,40
1,60	0,53	0,80	1,07	1,20	1,60
1,80	0,59	0,90	1,20	1,35	1,80
2,00	0,66	1,00	1,33	1,50	2,00
2,20	0,73	1,10	1,47	1,65	2,20
2,50	0,83	1,25	1,67	1,88	2,50
3,00	0,99	1,50	2,00	2,25	3,00
3,50	1,16	1,75	2,33	2,63	3,50
4,00	1,32	2,00	2,67	3,00	4,00

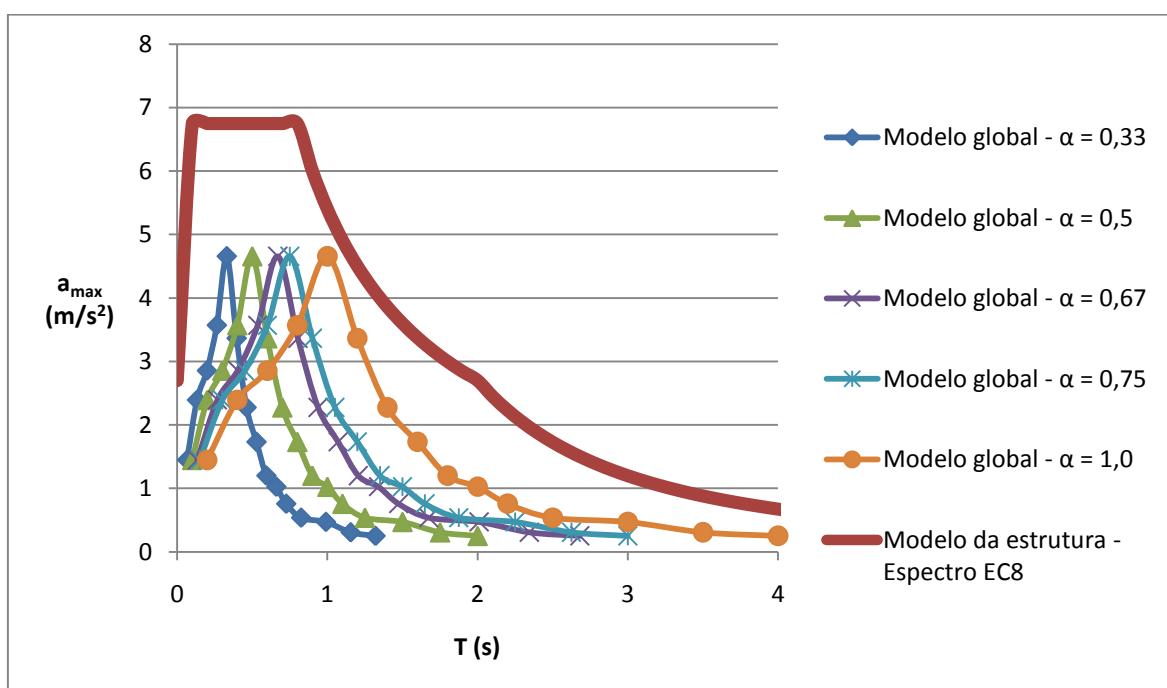


Figura 77 - Efeito da variação do parâmetro  $\alpha$

Comparam-se de seguida os resultados obtidos com o modelo global para valores do parâmetro  $\alpha$  de 0,33, 0,5 e 1,0 com os obtidos com o modelo da estrutura dentro do domínio de frequências de colunas de solo que corresponde a um terreno tipo D. Apresenta-se da Figura 78 à Figura 81 as curvas obtidas para uma coluna de solo com uma frequência de 0,33 Hz.

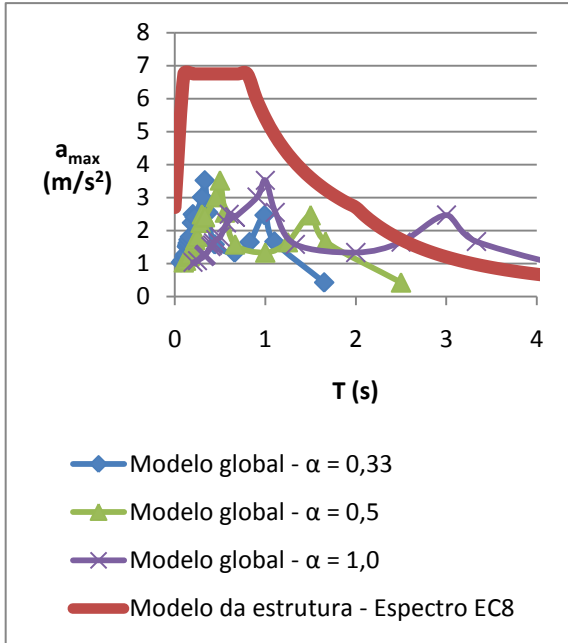


Figura 78 - Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,05$

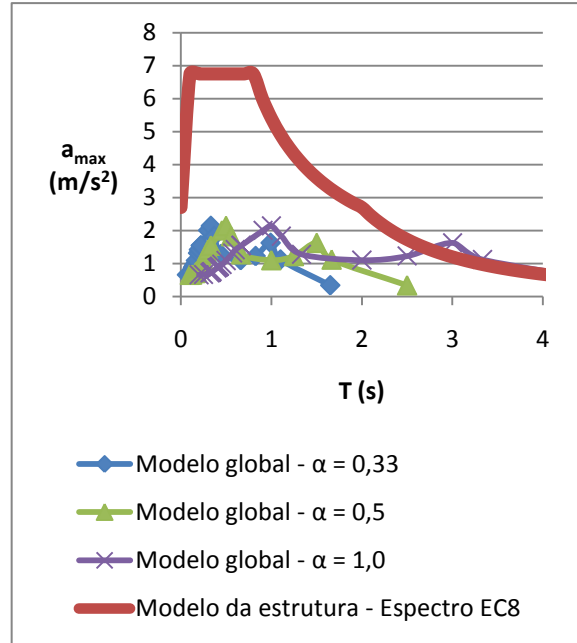


Figura 79 - Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,10$

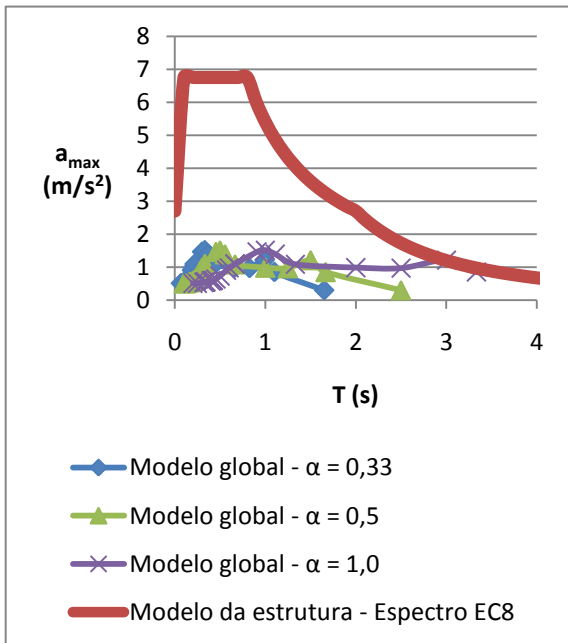


Figura 80 - Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,15$

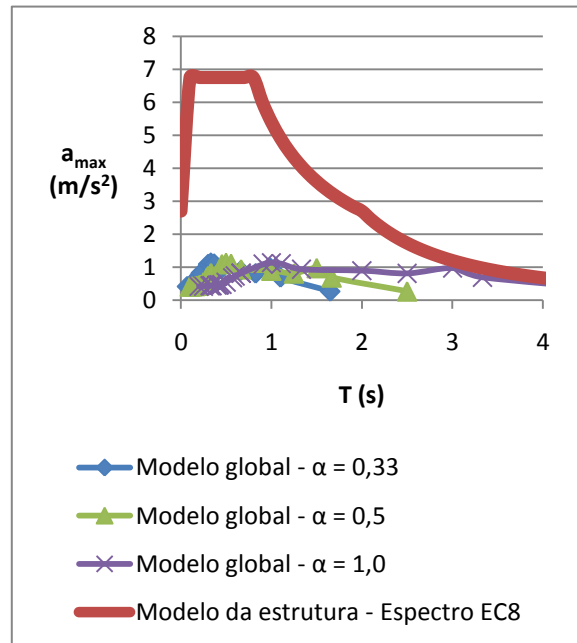


Figura 81 - Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,33$  Hz e  $\xi = 0,20$

As respostas em acelerações máximas ao nível da estrutura foram representadas em função do período da estrutura pelo que quando no texto se indicar apenas a palavra período está-se a referir ao período da estrutura.

Da Figura 82 à Figura 85 estão representadas as curvas para uma coluna de solo com uma frequência de 0,5 Hz.

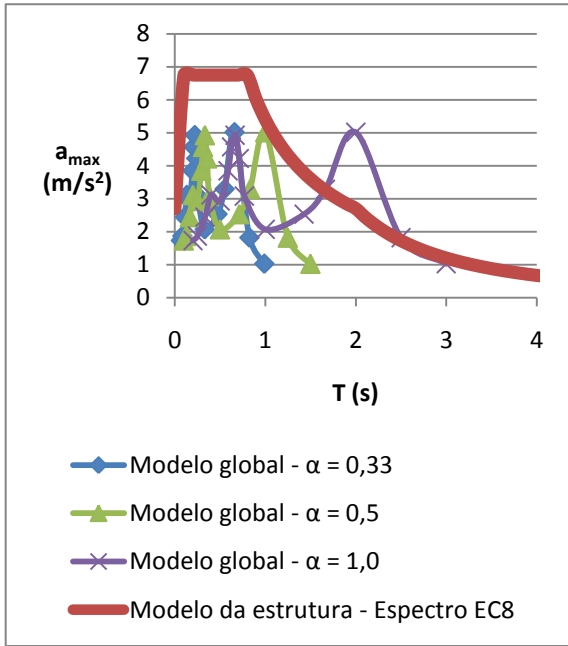


Figura 82 - Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,5$  Hz e  $\xi = 0,05$

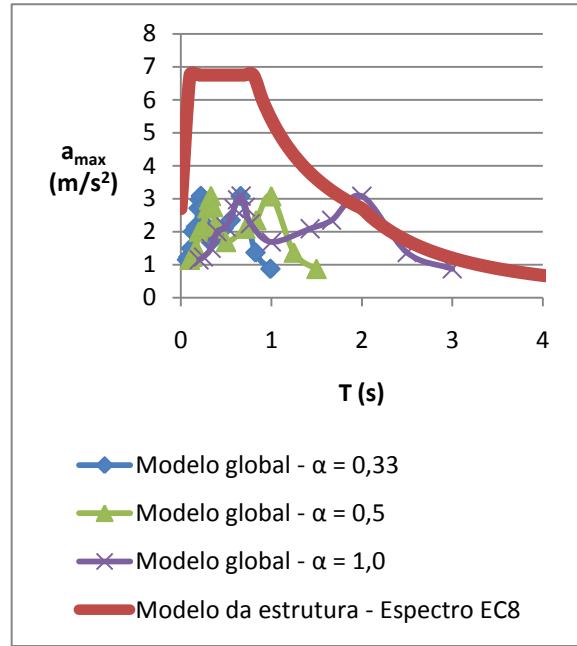


Figura 83 - Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,5$  Hz e  $\xi = 0,10$

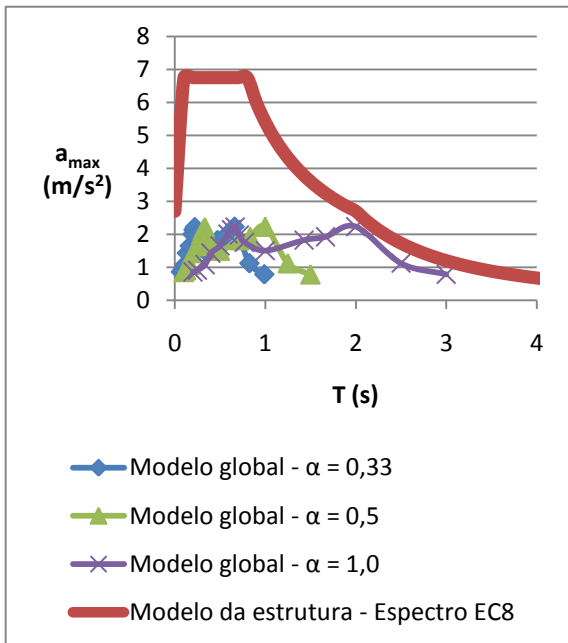


Figura 84 - Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,5$  Hz e  $\xi = 0,15$

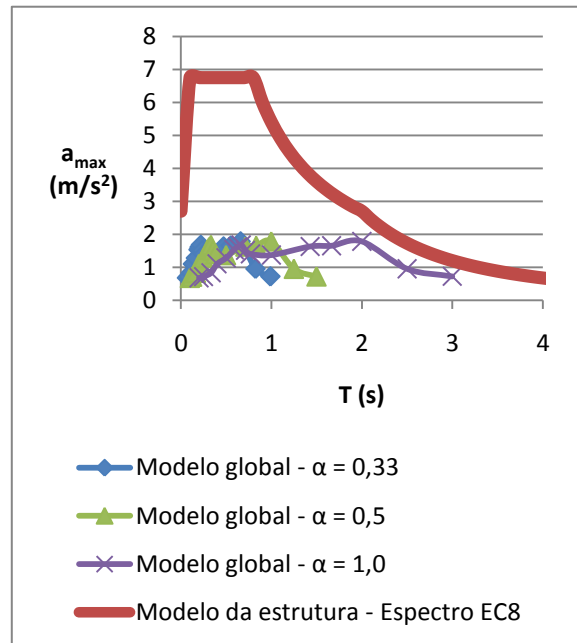


Figura 85 - Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,5$  Hz e  $\xi = 0,20$

Para as colunas de solo com frequências de 0,25 Hz e 1,0 Hz os resultados obtidos encontram-se no Anexo V. As curvas para valores de  $\alpha$  de 0,67 e 0,75 não foram representadas para não sobrecarregar as figuras.

Da análise de resultados conclui-se em primeiro lugar que os resultados obtidos através do modelo da estrutura são cada vez mais conservativos à medida que a frequência da coluna de solo diminui, ou seja, o caso da coluna que apresenta uma frequência de 0,25 Hz é aquele em que se observam maiores diferenças. Por outro, lado conclui-se que quanto menor é o valor do parâmetro  $\alpha$ , mais as curvas obtidas com o modelo global se deslocam para a esquerda e conduzem a maiores diferenças entre os dois modelos. Assim, pode dizer-se que efectuar uma análise global conduz, para um número considerável de situações, a acelerações máximas muito inferiores aos que se obtêm através do modelo da estrutura. As diferenças entre os dois modelos são tanto mais acentuadas quanto menor é a frequência da coluna de solo e quanto maior é o aumento do período do modelo global relativamente ao período da estrutura, ou seja, quanto menor é o valor do parâmetro  $\alpha$ .



## **7. CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Apresentam-se neste capítulo as principais conclusões do trabalho realizado, bem como os desenvolvimentos futuros que poderão ser realizados.

Para atingir os objectivos do presente trabalho foi necessário testar diferentes metodologias para a calibração da matriz de amortecimento. Relativamente aos dois tipos de amortecimento de Rayleigh - calibrado por mínimos quadrados e alargado - verificou-se que estes conduzem a resultados bastante próximos, quando se analisam estruturas na gama de frequências em que o sistema está longe da ressonância e se pretende controlar os coeficientes de amortecimento da estrutura e do solo, respectivamente, para a frequência da estrutura e para as duas frequências mais baixas da coluna de solo. O amortecimento de Rayleigh calibrado por mínimos quadrados permite apenas efectuar uma calibração aproximada enquanto que com o amortecimento de Rayleigh alargado se obtém uma calibração "exacta". Tendo isto em consideração, e verificando-se que o amortecimento de Rayleigh calibrado por mínimos quadrados conduz a valores que, embora próximos, são inferiores aos de Rayleigh alargado, deverá preferencialmente efectuar-se calibrações com base no amortecimento de Rayleigh alargado em problemas de modelação da estrutura em conjunto com o solo. Obtém-se desta forma valores inferiores para a resposta da estrutura dado que os amortecimentos que resultam da calibração por mínimos quadrados correspondem, em geral, a menores coeficientes de amortecimento para a estrutura, mas a coeficientes de amortecimento mais elevados para o solo, o que conduz a um amortecimento global do sistema maior do que o real e consequentemente a valores da resposta ao nível da estrutura inferiores.

Quanto à situação de ressonância do sistema, em que as frequências do solo e da estrutura são coincidentes, nenhum dos amortecimentos de Rayleigh permitiu efectuar a calibração da matriz de amortecimento com resultados satisfatórios. Na situação de ressonância o amortecimento foi calibrado apenas para as duas frequências mais baixas da coluna de solo. Isto conduz a amortecimentos superiores ao real para a estrutura, ou seja, a valores da resposta bastante afastados da realidade e ainda para mais não conservativos.

Na tentativa de separar as contribuições dos modos de vibração do solo e da estrutura efectuou-se uma análise modal ao longo do tempo, o que permite atribuir a cada um dos modos coeficientes de amortecimentos distintos. No entanto, esta metodologia também não possibilitou a resolução do problema da calibração do amortecimento na situação de ressonância. Este problema foi ultrapassado através da adopção de um amortecimento não-proporcional, que permite atribuir de uma forma eficaz diferentes amortecimentos a diferentes partes da estrutura. Com esta metodologia foi possível controlar o amortecimento do solo para duas frequências e o amortecimento da estrutura para outras duas frequências, tendo-se obtido melhores resultados.

No que diz respeito à análise paramétrica é possível concluir o seguinte:

- Relativamente às características da estrutura concluiu-se que a resposta depende do período da estrutura quando se tem em conta a deformabilidade da fundação e não do período da estrutura em separado, isto é, do período considerando uma ligação rígida na base. Assim, no caso mais simples de um oscilador com uma determinada rigidez,  $K$ , e uma determinada massa,  $M$ , pouco ou nada se pode concluir relativamente à sua resposta a uma acção sísmica se não for conhecida a deformabilidade da fundação.
- Quanto a influência do solo concluiu-se que esta é praticamente redutível à frequência da coluna de solo e ao seu amortecimento. Para duas colunas de solo, uma à qual corresponde um determinado módulo de deformabilidade e uma dada altura e outra que apresenta valores inferiores ou superiores para aquelas grandezas, se lhes corresponder a mesma frequência, a sua influência na resposta da estrutura é a mesma. Esta conclusão é também válida para colunas de solo com um módulo de deformabilidade variável em altura. O coeficiente de amortecimento do solo tem também influência na resposta, mas apenas nas situações em que o sistema está em ressonância, coincidindo a frequência da estrutura com a do solo, pois “fora” da ressonância têm-se respostas praticamente coincidentes, mesmo para amortecimentos significativamente diferentes.
- Concluiu-se também que a deformabilidade das molas de fundação não é relevante para a resposta da estrutura em termos absolutos, ou seja, o que interessa é o efeito relativo da fundação na deformabilidade da estrutura.

Relativamente à comparação entre espectros tipo 1 do EC8 e os obtidos para colunas de solo específicas verificou-se que a consideração do amortecimento do solo na definição dos espectros de resposta do regulamento não é fundamental e apenas tornaria mais complexa a definição dos mesmos.

Com base no domínio de frequências determinado como sendo o correspondente a cada tipo de terreno verificou-se que os espectros do regulamento constituem boas envolventes dos espectros obtidos para as colunas de solo específicas com frequências pertencentes aos referidos domínios. A única excepção encontrada diz respeito à situação de ressonância em que os espectros das colunas de solo específicas apresentam por vezes picos de resposta com valores mais elevados do que os do espectro do regulamento, o que acontece maioritariamente para os amortecimentos do solo mais baixos. No entanto, deve atender-se à forma como se modela a coluna de solo faz com que esta tenha uma frequência bem definida, conduzindo à obtenção de picos excessivos. Um terreno real não possui uma frequência tão bem definida e, desta forma, este fenómeno de ressonância é mais atenuado.

Apesar de se concluir que os espectros tipo 1 do EC8 correspondem a envolventes bem ajustadas, cada tipo de terreno tem que abranger uma gama significativa de frequências de colunas de solo o que leva a que em muitas situações se tenham valores bastante conservativos comparativamente com os que se obteriam através do espectro construído para o solo local. Esta grande abrangência de frequências dos espectros do regulamento deve-se a dois factores: em primeiro lugar aos intervalos de  $v_{s,30}$  relativamente grandes que estão definidos para classificação dos terrenos; em segundo à não consideração do nível de degradação das propriedades do solo como um parâmetro de classificação do tipo de terreno. Se por um lado esta grande abrangência permite efectuar a classificação de um terreno de forma simples, por outro lado conduz a acelerações na estrutura superiores, na maioria das situações, às que se obtêm com modelos que consideram directamente a deformabilidade da fundação.

Com base no domínio de períodos usual em pontes verifica-se que para solos classificados como terrenos do tipo B se tem um bom ajustamento quando apresentam valores de  $v_{s,30}$  baixos e níveis de degradação elevados. Para as restantes situações, de uma forma geral, o espectro do terreno tipo B é bastante conservativo. No caso do terreno tipo C os espectros do regulamento são bastante conservativos apenas para solos com  $v_{s,30}$  elevados e níveis baixos de degradação das propriedades. Para as restantes situações os valores encontram-se bem ajustados. Por último, para o terreno tipo D os espectros do regulamento é bastante conservativo para os casos extremos, ou seja, para solos com  $v_{s,30}$  elevados e níveis de degradação baixos e para solos com  $v_{s,30}$  baixos e níveis de degradação elevados. Como conclusão, pode dizer-se que ao efectuar-se a análise sísmica tendo em consideração as características específicas do solo se obtêm uma redução dos valores da resposta ao nível da estrutura importante relativamente ao que se obteria por aplicação directa dos espectros definidos no EC8. As consequências desta conclusão devem, no entanto, ser cuidadosamente avaliadas em cada caso uma vez que a simulação do solo através do modelo de coluna de solo é muito dependente da informação e dos estudos geotécnicos disponíveis, sendo ainda necessário ter em consideração a variabilidade das propriedades do solo ao longo de todo o comprimento da ponte.

Por último, relativamente à comparação entre resultados obtidos com os diferentes modelos concluiu-se que os resultados obtidos com os modelos parcial e global conduzem a valores muito semelhantes para o domínio de períodos usual em pontes. As diferenças encontradas entre os dois modelos ocorrem para períodos inferiores à primeira frequência da coluna de solo e são tanto maiores quanto menor a frequência da coluna de solo e maior o amortecimento. O modelo parcial conduz em geral a valores superiores aos do modelo global e portanto conservativos. No que diz respeito à comparação do modelo global, para vários valores do efeito da deformabilidade da fundação no período da estrutura, com o modelo da estrutura concluiu-se que o modelo da estrutura conduz a resultados conservativos. Dentro do domínio de frequências analisado as diferenças são tanto maiores quanto menor é a frequência da coluna de solo e quanto maior é o efeito da deformabilidade da fundação no período da estrutura.

Os possíveis desenvolvimentos futuros passam pela realização das mesmas comparações entre modelos mas agora abandonando o encastramento perfeito no topo da estaca e adoptando molas de rotação para esta ligação. O coeficiente de amortecimento da estrutura foi mantido constante durante todo o trabalho pelo que é possível estender as análises realizadas a outros valores de amortecimento.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

Anexo Nacional NA do Eurocódigo 8 (2009) - Disposições para projecto de estruturas sísmo-resistentes - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. NP EN 1998-1 (2009). IPQ.

AZEVEDO, J.; PROENÇA J.; (1991) - Dinâmica de Estruturas. Tech. rep., IST.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J.; (2003). Dynamics of Structures. Computers & Structures, Inc, iii ed.

Eurocódigo 8 (2009) - Disposições para projecto de estruturas sísmo-resistentes - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. NP EN 1998-1 (2009). IPQ.

GUERREIRO, L.; (1998) - Espectros de Resposta Lineares. ICIST.

GUERREIRO, L.; (2004) - “Estudo da Deformabilidade Sísmica do Solo de Fundação do Viaduto da Auto-Estrada A10 sobre a Auto-Estrada A1, EP n.º 58/04. ICIST.

MAKDISIS, F.; SEED, H.; (1979) - “Simplified procedure for evaluating embankment response”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, n.º GT12, 1427-1434.

MINEIRO, A. J.; (1987) - “Interacção estacas-terreno sob acções sísmica. O caso da estação de tratamento de Beirolas”, Boletim Geotécnico, n.º 3, SAGT, UNL.

MINEIRO, A. J.; (1988) - “Método simplificado para a avaliação de esforços sísmicos em estacas”, Boletim Geotécnico, n.º 4, SAGT, UNL.

SANTOS, J.; (1999) - “Caracterização de Solos através de Ensaios Dinâmicos e Cíclicos de Torção - Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas”, Tese de doutoramento, UTL, IST.

VIRTUOSO, F. E.; MENDES P. M.; (1994) - “Análise Linear ou Não Linear de Estruturas de Pontes Sujeitas a Acções Estáticas e Dinâmicas”, DE Civil, IST, Lisboa.

VIRTUOSO, F. E.; MENDES P. M.; (1997) - “Modelação da deformabilidade das fundações na análise sísmica de estruturas”, DECivil, IST, Lisboa.

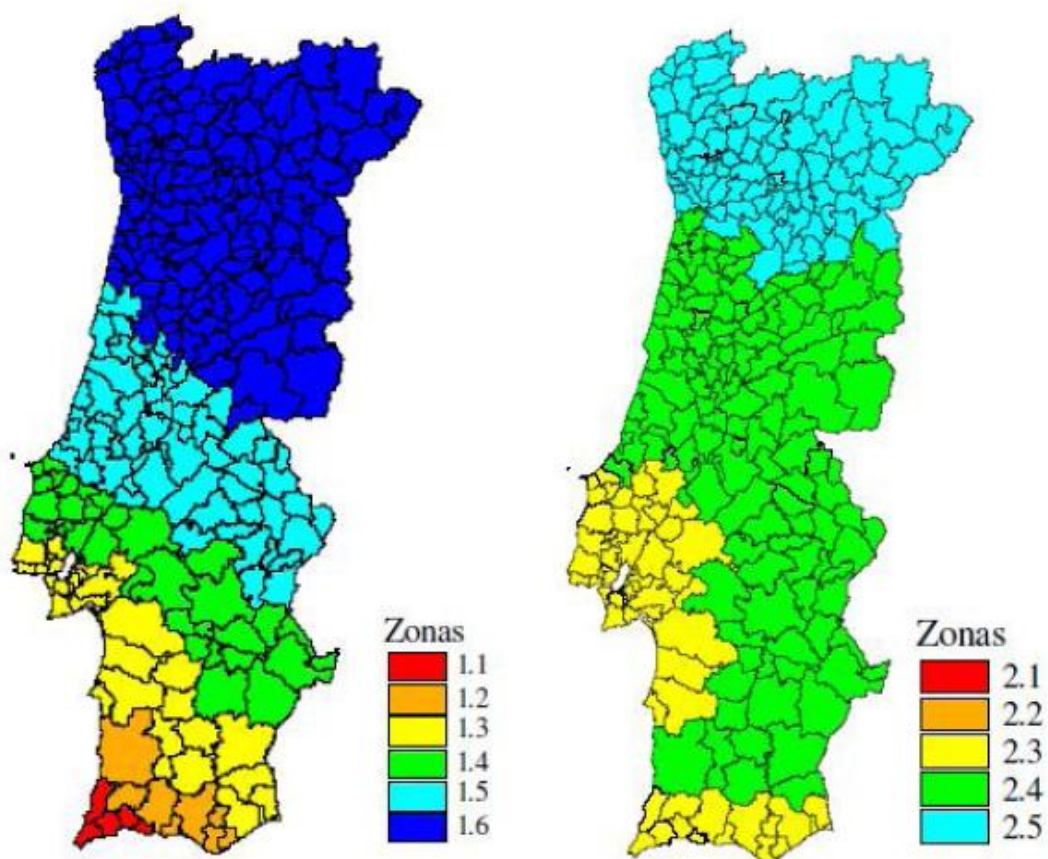


## **ANEXOS**





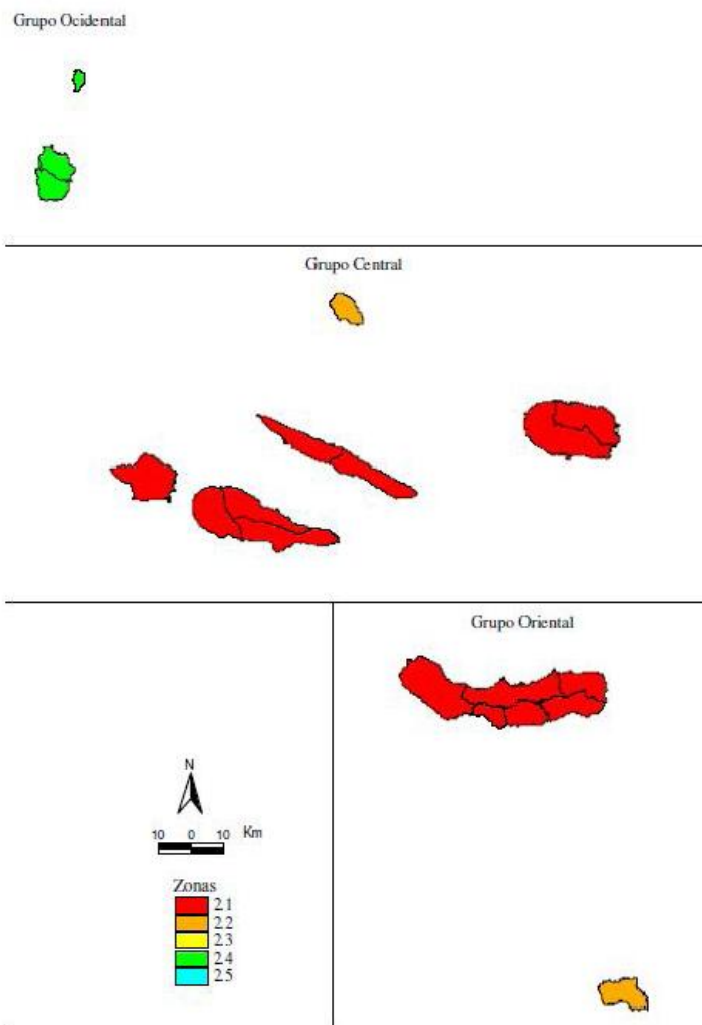
ANEXO I



Zonamento: Acção sísmica tipo 1 (sismo afastado, interplacas), à esquerda, e acção sísmica tipo 2 (sismo próximo, intraplacas), à direita. Território continental.



Zonamento: Acção sísmica tipo 1 (sismo afastado, interplacas) para o Arquipélago da Madeira.



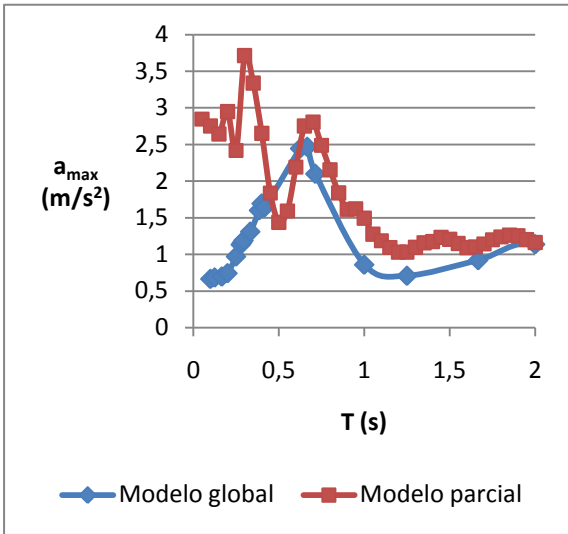
Zonamento: Acção sísmica tipo 2 (sismo próximo, intraplacas) para o Arquipélago dos Açores.

ANEXO II

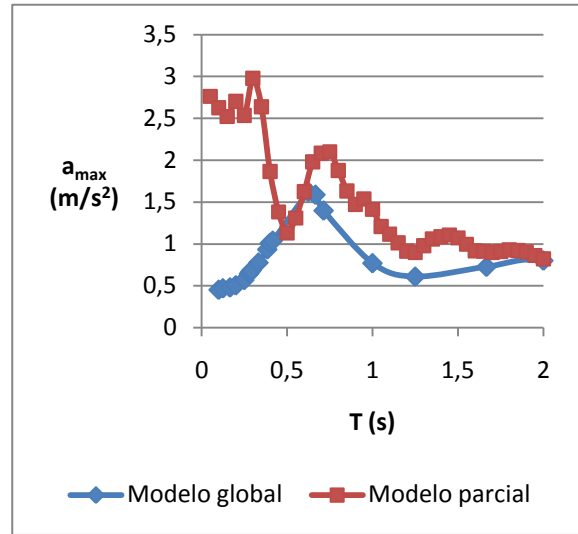
Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, 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 metros	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			
$S_1$	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 em água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
$S_2$	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou $S_1$			



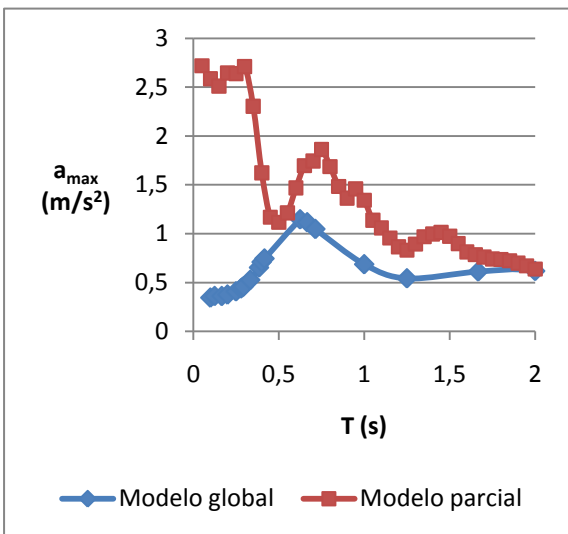
ANEXO III



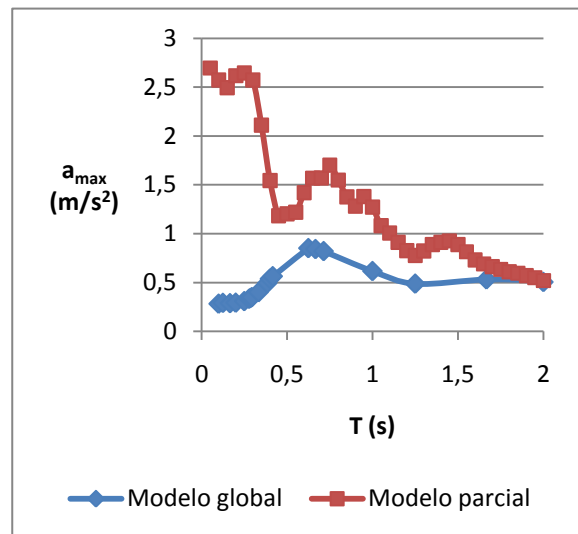
Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,05$



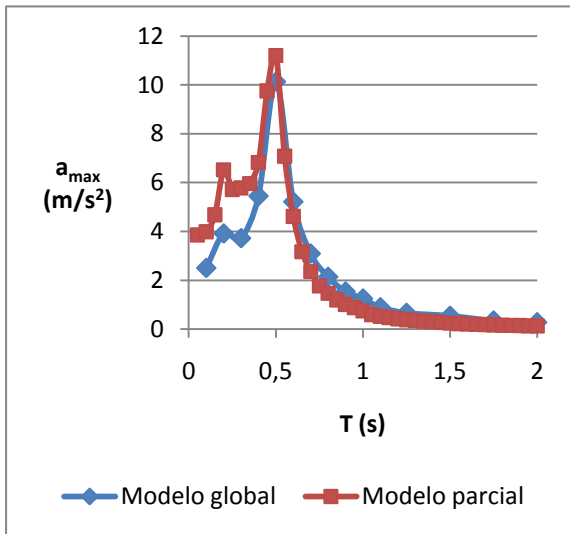
Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,10$



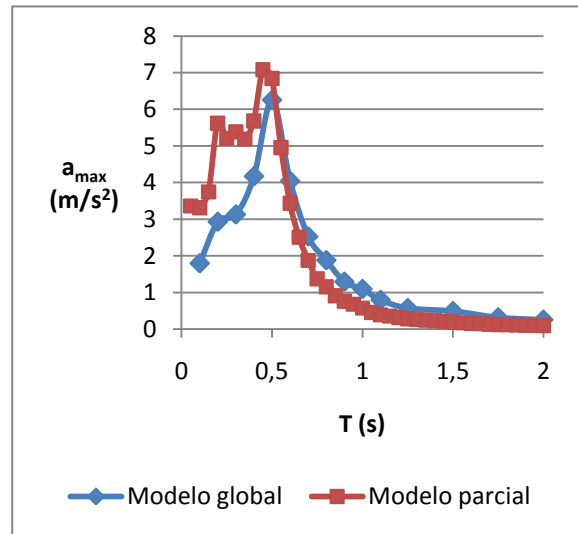
Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,15$



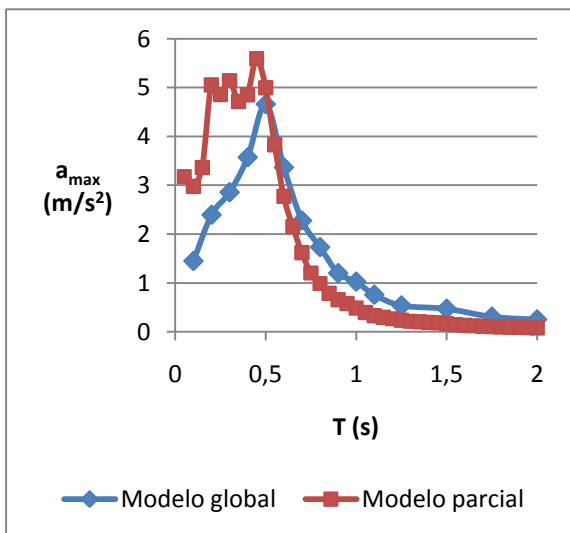
Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,20$



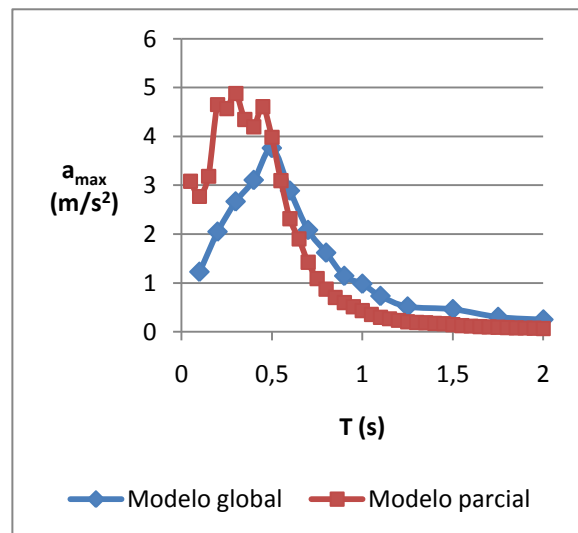
Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,05$



Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,10$

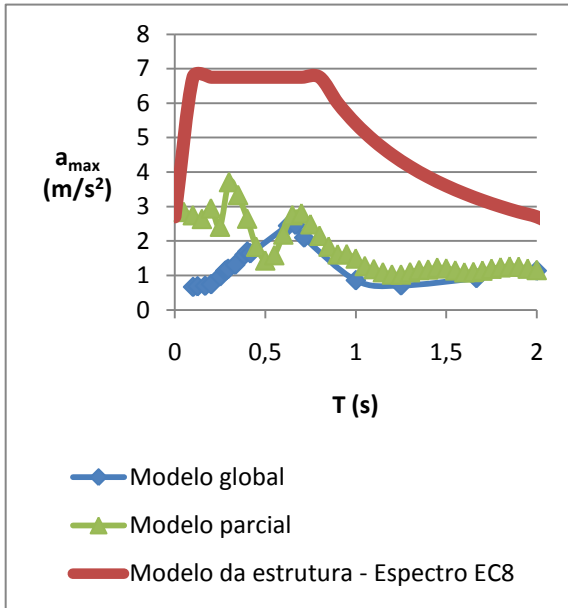


Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,15$

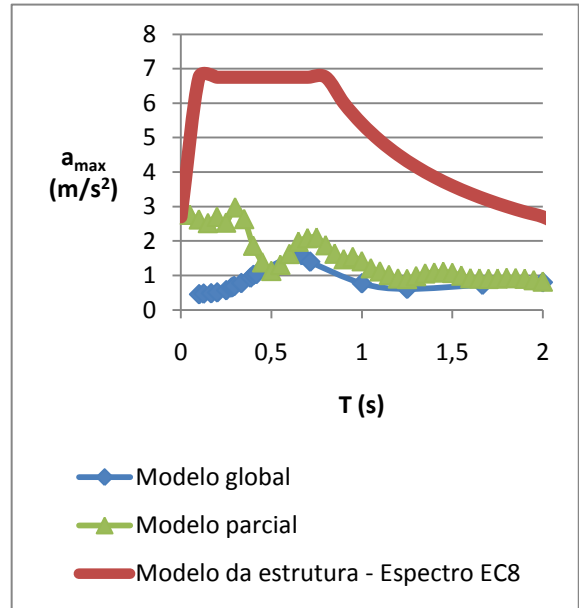


Comparação entre os modelos parcial e global para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,20$

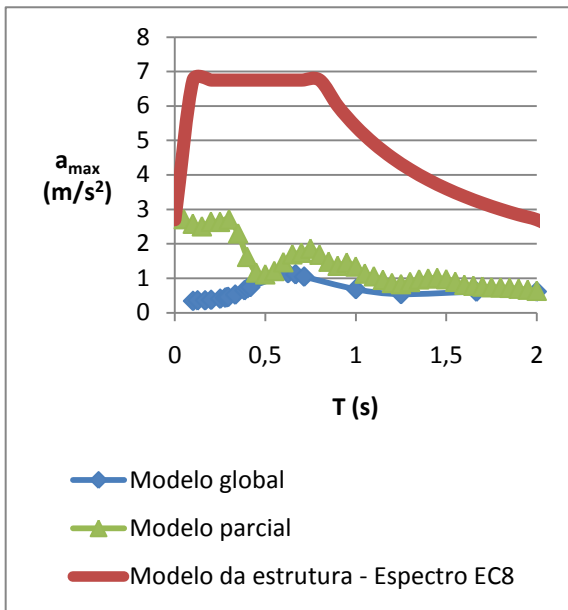
ANEXO IV



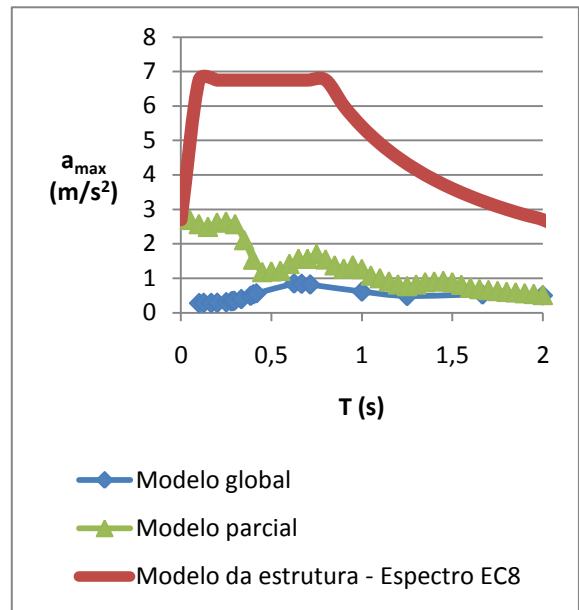
Comparação entre modelos para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,05$



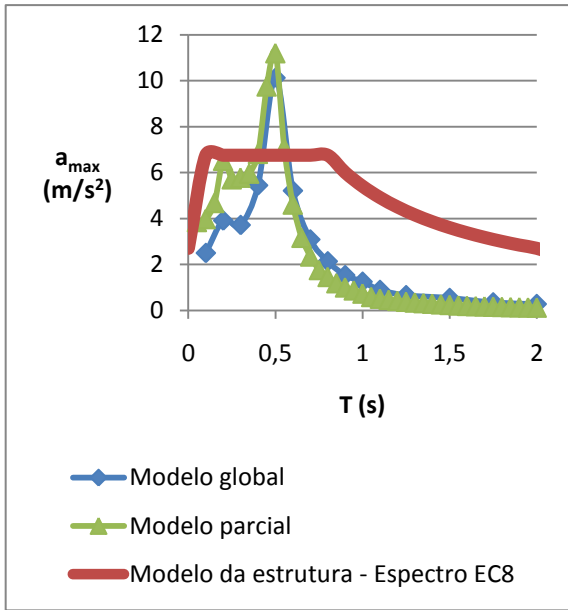
Comparação entre modelos para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,10$



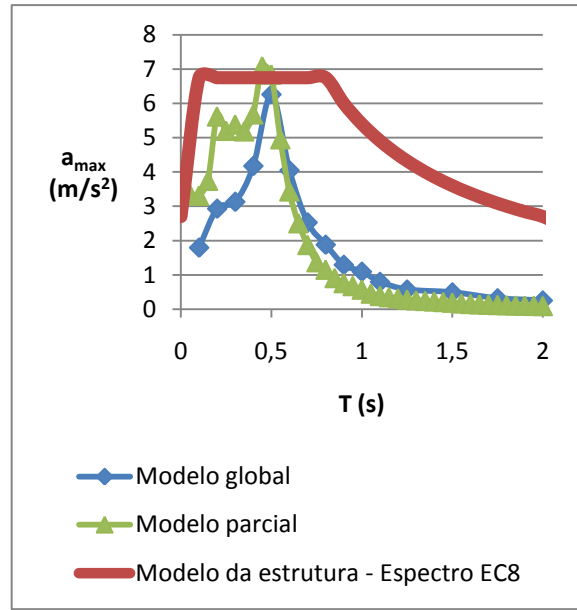
Comparação entre modelos para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,15$



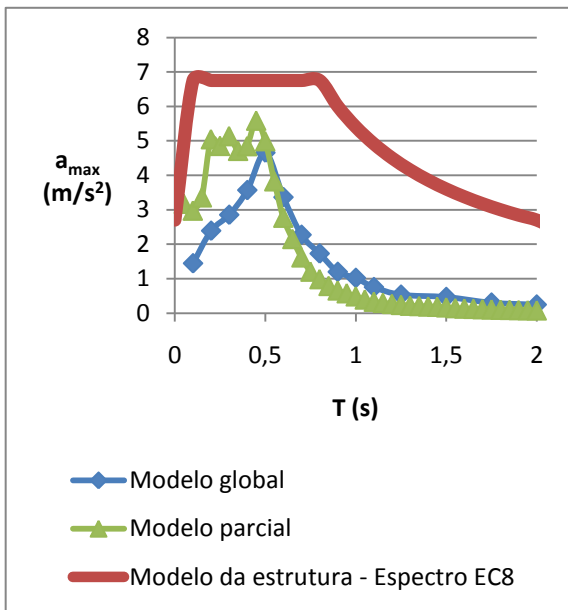
Comparação entre modelos para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,20$



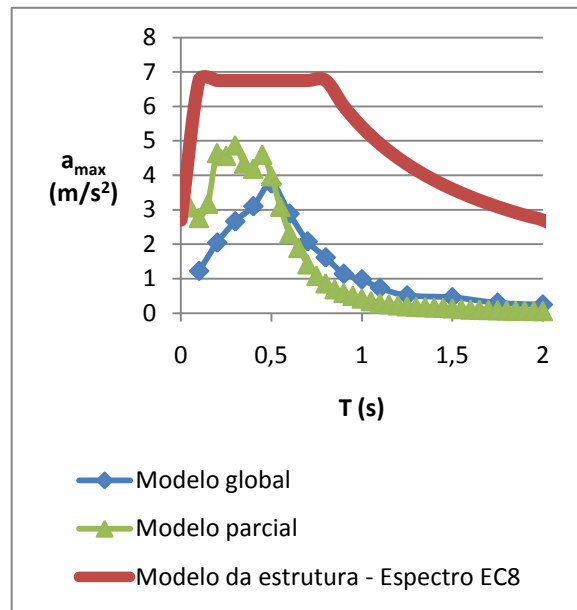
Comparação entre modelos para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,05$



Comparação entre modelos para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,10$



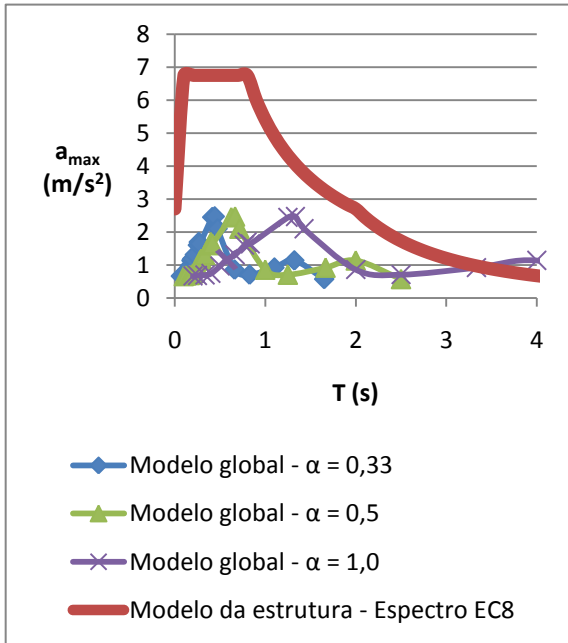
Comparação entre modelos para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,15$



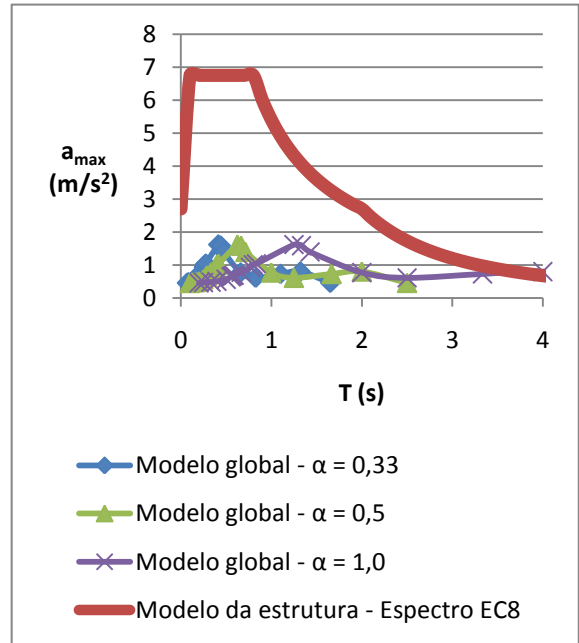
Comparação entre modelos para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,20$



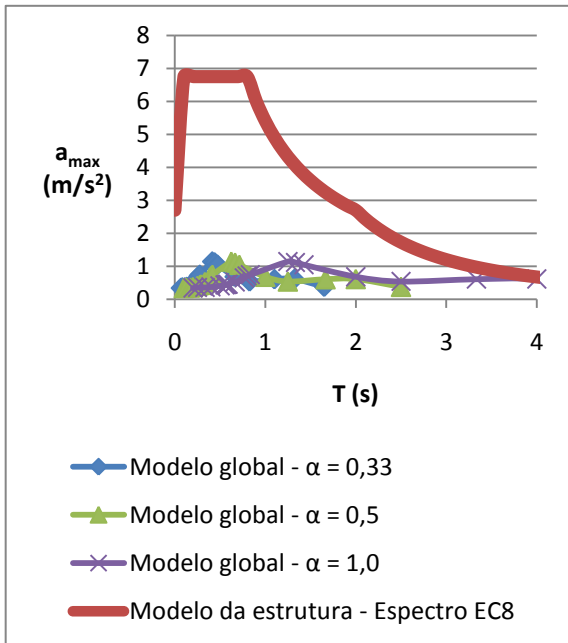
ANEXO V



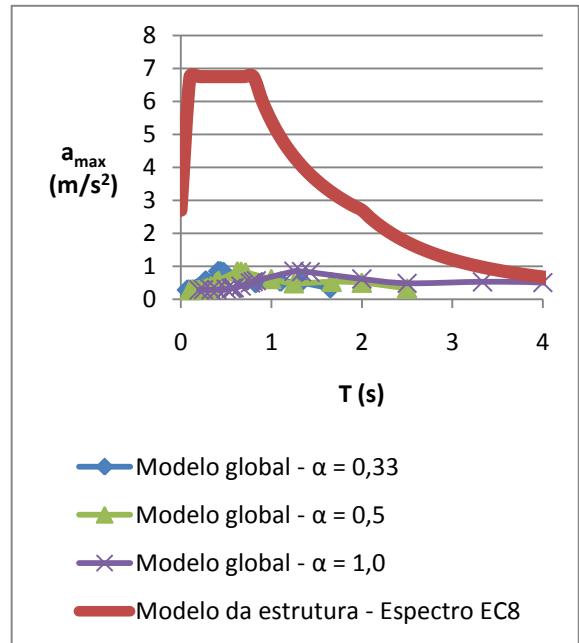
Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,05$



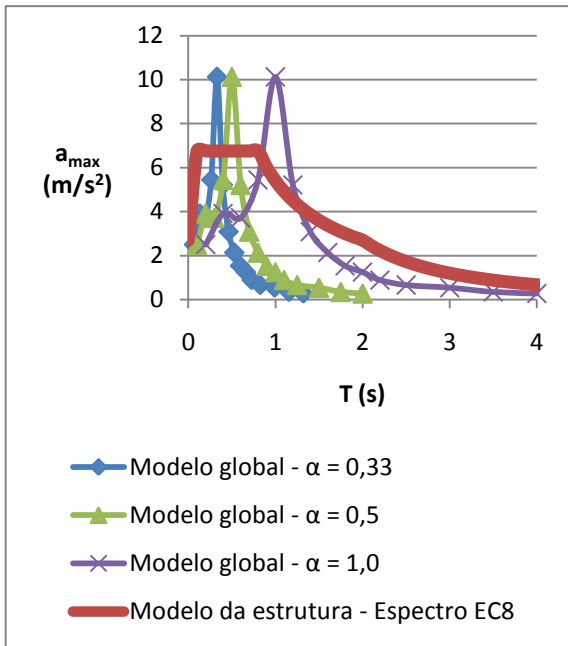
Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,10$



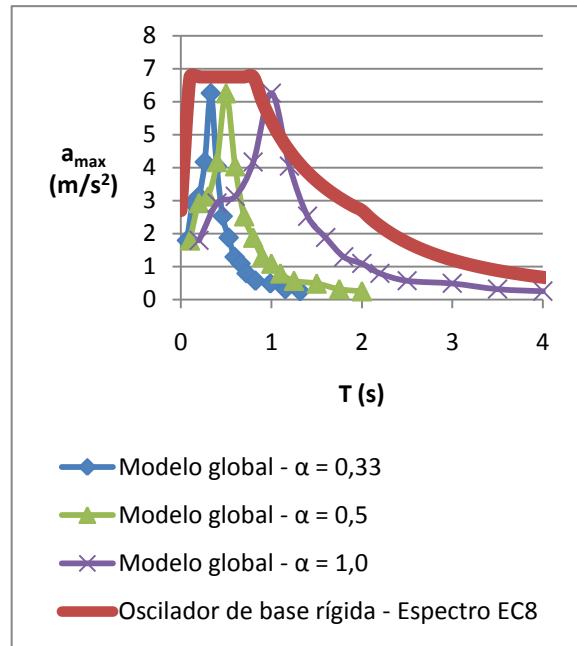
Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,15$



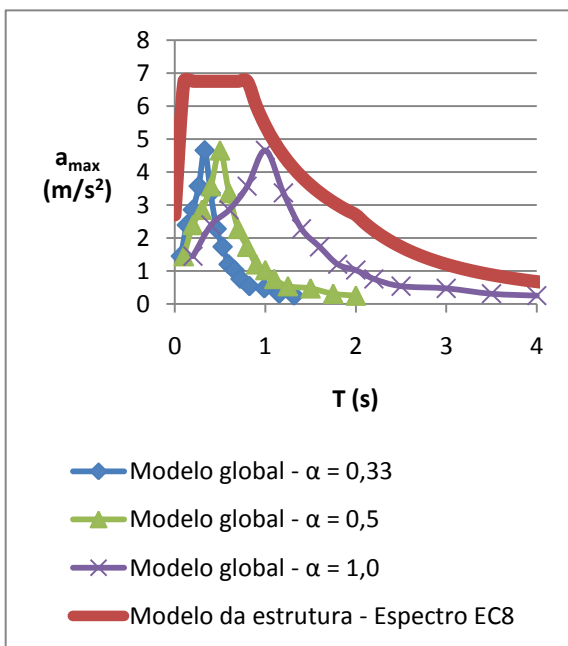
Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 0,25$  Hz e  $\xi = 0,20$



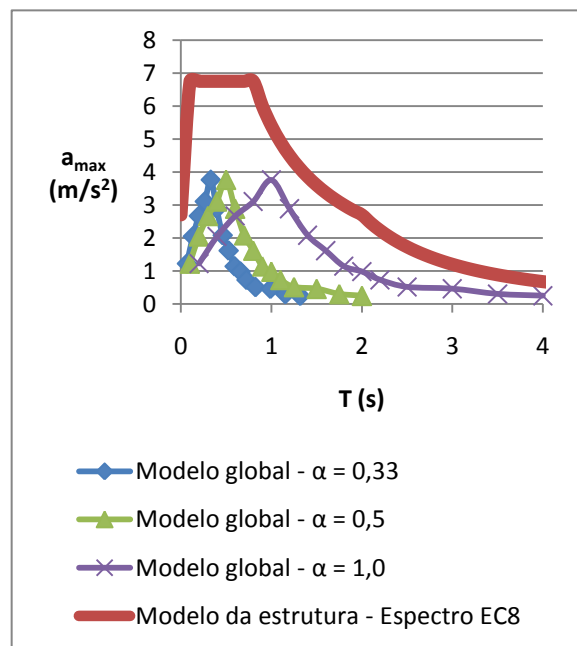
Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,05$



Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,10$



Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,15$



Comparação entre o modelo global fazendo variar  $\alpha$  e o modelo da estrutura para  $f_s = 1,0$  Hz e  $\xi = 0,20$