

# Avaliação Numérica do Comportamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Diogo Donato Catanho Freire**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

*A Nossa Universidade*

[www.uma.pt](http://www.uma.pt)

setembro | 2012

UMa

E Ava

1

T/M Uma  
624  
FRE AvA  
Ex. 1

UNIVERSIDADE DA MADEIRA  
BIBLIOTECA

74980  
K0HA

# **Avaliação Numérica do Comportamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Diogo Donato Catanho Freire**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTAÇÃO  
Luís André Marcos Mendes

*À minha família, pais, irmã e avó*

*A uma pessoa que sempre me apoiou, Valentina*

# Resumo

Os danos provocados por sismos encontram-se diretamente relacionados com os movimentos do solo que este possa provocar, com a vulnerabilidade da estrutura geológica e com a capacidade das construções para resistirem a tais ações. A preocupação na salvaguarda da vida humana e no mitigar dos danos provocados por eventos sísmicos conduziu a um grande avanço e aperfeiçoamento na compreensão do fenómeno, nas suas consequências e nas técnicas de conceção e de dimensionamento sismo-resistentes. À medida que as exigências técnicas evoluem, procura-se desenvolver métodos de análise que descrevam melhor o comportamento real das estruturas.

Embora atualmente as análises dinâmicas tridimensionais lineares com base em análises modais e em coeficientes de comportamento sejam muito utilizadas, devido essencialmente à sua simplicidade e rapidez de execução, tem-se verificado uma crescente aderência a novas metodologias que têm diretamente em conta o comportamento não linear das estruturas quando sujeitas a ações sísmicas. Esta tese tem como principal objetivo estudar diferentes técnicas de simulação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado. São descritas as principais características das metodologias de simulação numérica mais utilizadas tanto em gabinete de projeto como em estudos de investigação. É dada especial atenção às análises dinâmicas não lineares, uma vez que esta técnica foi utilizada para simular o comportamento de uma estrutura de betão armado de um piso, que foi ensaiada no âmbito da 15ª Conferência Mundial em Engenharia Sísmica. Para avaliar a capacidade de simulação desta técnica, os resultados numéricos são diretamente comparados com os resultados experimentais, sendo possível verificar uma boa concordância entre ambos.

## Palavras-chave:

1. Estruturas de betão armado;
2. Simulação numérica;
3. Análise dinâmica não-linear;
4. Análise estática não-linear (pushover);
5. Análises sísmicas por espectro de resposta;
6. Eurocódigo 8.

# Abstract

The damage caused by earthquakes is directly related to the ground motions they generate, with the geological vulnerability and with the capacity of buildings to withstand such actions. The concern to preserve human lives and to mitigate the damage caused by seismic events led to great advances in the comprehension of the phenomenon and its consequences particularly in the idealization and design of earthquake-resistant structures. As the performance requirements evolve, there is a greater concern in developing analytical methods that better describe the structural behaviour.

Although currently linear three-dimensional dynamic analysis based on modal analysis coupled with the use of behaviour factors are indeed very popular, mainly due to its simplicity and efficiency, there have been an increasing interest in more advanced methodologies that take directly into account the nonlinear behaviour of structures.

The main objective of this thesis is to study the main techniques available for the numerical simulation of reinforced concrete structures subjected to seismic actions. The most important aspects about the formulation and about the use of the selected techniques are described. Special attention is given to non-linear dynamic analysis, because this technique is used to simulate the response of the single-storey reinforced concrete structure, which has been tested in scope of 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering. To assess the numerical simulation accuracy, the results obtained from the numerical analyses are directly compared with the experimental results, making it possible to observe an interesting match between them.

## Keywords:

1. Reinforced concrete structures;
2. Numerical simulations;
3. Non-linear dynamic analysis;
4. Non-linear static analysis (pushover);
5. Response spectrum seismic analysis;
6. Eurocode 8.

# **Agradecimentos**

Em primeiro lugar gostaria de expressar toda a minha gratidão e reconhecimento à minha família, que sempre me apoiou e fez com que fosse possível concluir os meus estudos.

Ao meu orientador, Prof. Luís Mendes, que sempre esteve disposto a ajudar-me e a participar neste documento.

A uma pessoa muito especial, que sempre me apoiou e disponibilizou a sua ajuda quando foi preciso, Valentina.

# Índice

<b>Capítulo I</b>	<b>1</b>
<b>Introdução</b>	<b>1</b>
1 Considerações iniciais.....	1
1.1 Objetivos .....	2
1.2 Organização/Estrutura do texto .....	2
<b>Capítulo II Comportamento sísmico de estruturas de betão armado</b>	<b>3</b>
1 Introdução .....	3
2 Comportamento do betão.....	3
2.1 Composição .....	3
2.2 Causas de deterioração .....	4
2.3 Comportamento à compressão .....	4
2.4 Comportamento à tração .....	5
2.5 Comportamento a esforços multi-axiais.....	6
3 Comportamento do aço em armaduras .....	6
3.1 Comportamento do aço quando sujeito a esforços axiais .....	7
3.2 Comportamento do aço quando sujeito a ações cíclicas .....	8
3.3 Comportamento do aço à fadiga .....	9
4 Comportamento de elementos de betão armado .....	11
4.1 Resposta à flexão com e sem esforço axial.....	11
4.2 Efeito do esforço transversal.....	11
4.3 Efeito do confinamento .....	12
4.4 Conceito de ductilidade e de rótula plástica.....	12
5 Comportamento global de estruturas .....	13
5.1 Influência da conceção estrutural.....	13
5.2 Configuração geométrica.....	14
5.3 Distribuição de rigidez e resistência .....	15
5.4 Redundância estrutural .....	16
5.5 Elementos não estruturais.....	16
6 Efeitos diretos e indiretos de um sismo em estruturas .....	17
6.1 Liquefação dos solos.....	17
6.2 Solos Aluvionares.....	17
6.3 Deslizamento de terras.....	18

6.4	Soft Storey .....	18
6.5	Colisão com edifícios adjacentes ( <i>Pounding</i> ) .....	19
<b>Capítulo III Modelação Numérica</b>		<b>21</b>
1	Introdução .....	21
2	Análise Modal .....	22
2.1	Introdução .....	22
2.2	Equilíbrio dinâmico .....	22
2.3	Cálculo de frequências e modos de vibração .....	22
2.4	Condições de ortogonalidade .....	23
2.5	Normalização dos modos de vibração .....	24
2.6	Definição das coordenadas modais .....	25
2.7	Análise Sísmica por Espectros de Resposta .....	27
3	Análises Estáticas Não lineares ( <i>Pushover</i> ) .....	28
3.1	Método N2 .....	29
3.1.1	Passos do Método N2 .....	30
3.1.2	Limitações .....	36
4	Análise Dinâmica Incremental .....	37
4.1	Introdução .....	37
4.2	Métodos de Integração numérica no domínio do tempo .....	37
4.2.1	Métodos de Newmark .....	38
4.3	Amortecimento de Rayleigh .....	41
<b>Capítulo IV Caso de Estudo</b>		<b>43</b>
1	Introdução .....	43
2	Descrição da Estrutura .....	44
2.1	Construção dos modelos .....	46
2.2	Caraterísticas mecânicas dos materiais .....	47
2.3	Caraterização das ações e das massas .....	51
3	Modelação .....	53
3.1	Ferramentas Computacionais .....	53
3.1.1	SAP2000 .....	53
3.1.2	SeismoStruct .....	54
3.2	Solução estrutural .....	54
3.2.1	Estrutura elástica linear .....	54
3.2.2	Estrutura inelástica .....	55
3.3	Definição dos materiais .....	56
3.3.1	Estrutura elástica .....	56
3.3.2	Estrutura inelástica .....	57
3.4	Amortecimento .....	60

3.5	Massas e momentos polar de inércia .....	60
3.6	Condições de fronteira na base dos pilares .....	61
3.7	Definição da ação sísmica .....	63
4	Análise de Resultados .....	64
4.1	Análises Modais .....	64
4.2	Análise Dinâmica no Domínio do Tempo .....	67
4.2.1	Análise Dinâmica Linear .....	67
4.2.2	Análise Dinâmica Não Linear .....	72
<b>Capítulo V Conclusões e Desenvolvimentos Futuros</b>		<b>77</b>
1	Conclusões .....	77
2	Desenvolvimentos Futuros .....	78
<b>Annex A Tabelas de Resultados</b>		<b>79</b>
1	Períodos e frequências modais .....	79
2	Análise dinâmica linear .....	79
<b>Annex B Listagem de Resultados</b>		<b>81</b>
3	Esforços nos elementos estruturais para a combinação de acções com variável base a ação sísmica .....	81
<b>Annex C Peças desenhadas</b>		<b>85</b>
<b>Annex D Resultados do concurso da 15ª Conferência Internacional de Eng. Civil</b>		<b>89</b>
<b>Annex E Gráficos comparativos entre deslocamentos das análises dinâmicas lineares para o nó de controlo "B"</b>		<b>90</b>
<b>Referências Bibliográficas</b>		<b>99</b>

# Lista de Figuras

Figura 1 – Diagrama tensão-extensão do betão tracionado [1].....	6
Figura 2 - Diagrama tensão-extensão típico do aço laminado a quente para forças monotónicas de tração [47]	8
Figura 3 - Diagrama tensão-extensão do aço sujeito a uma carga cíclica reversa com compressão moderada [27] .....	9
Figura 4 - Diagrama tensão-extensão do aço a uma carga cíclica reversa com solicitações de tração e compressão severas [37].....	9
Figura 5 - Exemplo de uma curva típica de fadiga [44].....	10
Figura 6 - Teste de fadiga a varões de aço em armadura ordinárias executados por Mander <i>et al.</i> [29] .....	10
Figura 7 - Desabamento de um conjunto habitacional em Niigata, Japão (1964) devido à Liquefação do solo [23] .....	17
Figura 8 – Dados causados no porto de Port Island, Kobe (1995) por Liquefação dos solos [23] .....	17
Figura 9 – Deslizamento de terras, provocado por um sismo, sobre uma povoação no Haiti [36].....	18
Figura 10 – “Soft storey” no recém construído Olive View Hospital durante o sismo de San Fernando, California [4].....	19
Figura 11 - Colapso parcial de um edifício causado pelo mecanismo de “Soft Storey” – Sismo de Loma Prieta [46] .....	19
Figura 12 - Colisão de edifícios adjacentes durante o sismo de 1985, Mexico [4] .....	20
Figura 13 - Danos causados pela colisão de edifícios adjacentes [11] .....	20
Figura 14 – Transformação de coordenadas modais para coordenadas estruturais e vice-versa para uma estrutura com 3 graus de liberdade [18] .....	27
Figura 15 - Formato tradicional de um espectro de aceleração e deformação elástico [13].....	30
Figura 16 - Espectro de resposta no formato AD para valores de ductilidade constantes [13] .....	31
Figura 17 – Exemplo de uma idealização da curva pushover [14] .....	33
Figura 18 – Procedimento gráfico utilizado para a determinação do espectro elástico de deslocamentos para o sistema SDOF [14] .....	35
Figura 19 – Amortecimento proporcional de Rayleigh [31].....	42
Figura 20: Dimensões gerais dos protótipos [22].....	44
Figura 21 – Esquema geral da estrutura durante o ensaio [21].....	45
Figura 22 - Vista geral dos protótipos após a remoção das cofragens.....	45
Figura 23 - Pormenor do processo de construção dos pilares.....	47

## List of Figures

Figura 24 - Pormenor do processo de construção das vigas.....	47
Figura 25 - Posição das massas e sistema de coordenadas adoptado .....	50
Figura 26 - Registo do grande Sismo do Japão e segmento utilizado para gerar o sismo artificial .....	52
Figura 27 - Interface do programa SAP2000 [10] .....	53
Figura 28 - Interface do programa SeismoStruct [41] .....	54
Figura 29 - Esforços num elemento finito de barra [41].....	55
Figura 30 - Exemplo de uma secção típica de uma viga dividida em fibras [41].....	56
Figura 31 – Propriedades mecânicas do betão C25/30 adotadas no SAP2000 [10] .....	57
Figura 32 – Características mecânicas do aço S500 adotadas no Sap2000 [10] .....	57
Figura 33 – Modelo de Mander <i>et al.</i> [30] - Propriedades mecânicas do betão adotadas no programa SeismoStruct [41].....	58
Figura 34 – Modelo de Menegotto e Pinto [32] – Propriedades mecânicas do aço adotado nas vigas no programa SeismoStruct [41] .....	59
Figura 35 – Modelo de Monti <i>et al.</i> [34]- Propriedades mecânicas do aço adotado nos pilares no programa SeismoStruct[41] .....	59
Figura 36 - Modelo efectuado em SAP200 referente à laje do piso .....	61
Figura 37 - Modelo estrutural 3D em SAP2000 .....	62
Figura 38 - Modelo estrutural desenvolvido no programa SeismoStruct para análise dinâmica não linear .....	62
Figura 39 - Acelerograma transversal de referência .....	63
Figura 40 - Acelerograma longitudinal de referência .....	64
Figura 41 - Representação esquemática da relação tensões-extensões para a análise estrutural (Figura 3.2 do EC2).....	66
Figura 42 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "A" para a série "LOW" .....	68
Figura 43 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "A" para a série "LOW" .....	68
Figura 44 – Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "A" para a série "MED" .....	69
Figura 45 – Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "A" para a série "MED" .....	69
Figura 46 –Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "A" para a série "REF" .....	70
Figura 47 – Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "A" para a	

série "REF" .....	70
Figura 48 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "A" para a série "HIGH" .....	71
Figura 49 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "A" para a série "HIGH" .....	71
Figura 50 – Formação de rótulas plásticas .....	72
Figura 51 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "A" para a série "LOW" .....	72
Figura 52 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "A" para a série "LOW" .....	73
Figura 53 – Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "A" para a série "MED" .....	74
Figura 54 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "A" para a série "MED" .....	74
Figura 55 – Gráfico de comparação de deslocamentos relativos transversais no nó "A" para a série "REF" .....	75
Figura 56 – Gráfico de comparação de deslocamentos relativos longitudinais no nó "A" para a série "REF" .....	75
Figura 57 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "A" para a série "HIGH" .....	76
Figura 58 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "A" para a série "HIGH" .....	76

# Lista de Tabelas

Tabela 1 – Ensaio à compressão do betão – Propriedades das amostras de betão .....	47
Tabela 2 – Ensaio à compressão do betão - Resistência à compressão .....	48
Tabela 3 - Ensaio à flexão do betão – Caraterísticas do provete .....	48
Tabela 4 - Teste à flexão do betão - Resistência à flexão .....	48
Tabela 5 - Ensaio à tração do aço em armaduras.....	49
Tabela 6 – Valor exato do peso das massas .....	50
Tabela 7 - Massas e momento polar de inércia das massas adicionais e da laje.....	60
Tabela 8 - Modos de vibração identificados experimentalmente.....	66
Tabela 9 - Modos de vibração obtidos na análise numérica.....	66
Tabela 10 – Percentagens do erro relativo entre as frequências modais obtidas por via numérica e experimental .....	66

## Lista de Símbolos

### Letras Latinas

$f_{ctk}$	Resistência característica do betão à tração
$f_{ck}$	Resistência característica do betão à compressão
$f_{cd}$	Resistência de dimensionamento do betão à compressão
$f_{ctm}$	Resistência média do betão à tração
$f_{cm}$	Resistência média do betão à compressão
$E_{c,28}$	Módulo de elasticidade secante do betão aos 28 dias
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$f_y$	Resistência do aço à cedência
$S_d$	Espectro de deslocamentos
$S_a$	Espectro de acelerações
$T$	Período
$\rho$	Frequência
$q$	Deslocamentos
$F$	Forças
$D$	Deslocamentos

### Letras Gregas

$\delta$	Deslocamentos
$\varepsilon$	Extensão
$\phi$	Fase
$\gamma$	Peso volúmico
$\sigma$	Tensão
$\mu$	Fator de ductilidade
$\Phi$	Deformada da configuração modal
$\xi$	Amortecimento
$v$	Vetor de configuração da deformada
$\Gamma$	Fator de participação modal
$\Delta_t$	Intervalo de tempo

### Símbolos Matemáticos

$[]$	Matriz
$\{\}$	Vetor

## Lista de Abreviaturas

ADRS	Acceleration-Displacement Response Spectra
MD	Medidade de Dano
IDA	Incremental Dynamic Analysis
MI	Medida de Intensidade
EC2	Eurocódigo 2
EC8	Eurocódigo 8
BF	Baseado em Forças
BD	Baseado em Deslocamentos
SUGL	Sistema de um Grau de Liberdade
SVGL	Sistema com vários Graus de Liberdade
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
RSA	Regulamento de Segurança e Ações
RQSQ	Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados
CQC	Combinação Quadrática Completa

### Expressões em Latim

<i>et al.</i>	<i>et alii</i> , e outros
<i>etc.</i>	<i>et cetera</i> , e outras coisas
<i>i.e.</i>	<i>id est</i> , isto é

# Capítulo I

## Introdução

### 1 Considerações iniciais

Durante toda a sua existência, a humanidade esteve sujeita a catástrofes naturais na sua maioria inevitáveis e imprevisíveis. Alguns desses acontecimentos, como os sismos, não só provocam alterações significativas no meio ambiente como também provocam danos nas infraestruturas nele implantadas podendo causar inúmeras vítimas humanas. Um exemplo disso é o sismo de Lisboa de 1755 do qual resultou a destruição da grande parte da cidade, estimando-se que tenha originado mais de 10 mil vítimas mortais, ou mesmo em Itália em 1909 onde cerca de 100 mil pessoas perderam a vida durante um sismo que afetou a região de Messina.

Muitas das estruturas na Europa ainda hoje carecem de um dimensionamento sísmico adequado tornando-as altamente vulneráveis a tais eventos. Em Portugal a maioria dos edifícios que constituem a cidade de Lisboa, por exemplo, possuem ainda soluções estruturais em alvenaria sendo que apenas cerca de 14% dos edifícios estão de acordo com a atual legislação anti-sísmica. Grande parte das perdas humanas e económicas provocadas pelos sismos devem-se, essencialmente, a elevados danos estruturais levando a situações de colapso, parcial ou integral.

Apesar dos factos acima apresentados, é possível reduzir a vulnerabilidade sísmica através de uma correta conceção e dimensionamento estrutural, havendo, por isso, cada vez mais uma preocupação de criar métodos de análise que auxiliem no dimensionamento das estruturas novas e no reforço das

já existentes. Torna-se portanto vital, que estas metodologias reproduzam o comportamento estrutural da forma mais realística possível, nomeadamente através da consideração do comportamento não-linear dos elementos estruturais.

## **1.1 Objetivos**

Os principais objetivos deste documento consistem na descrição detalhada dos métodos de análise sísmica mais utilizados atualmente, fazendo uma comparação entre os mesmos e apontando os seus pontos favoráveis, bem como as suas desvantagens. Como objetivo final, pretende-se comparar os resultados obtidos nas análises numéricas com os resultados experimentais, em particular a informação resultante dos ensaios dinâmicos mesa sísmica, de forma a avaliar a qualidade das simulações numéricas.

## **1.2 Organização/Estrutura do texto**

Esta tese está organizada em cinco capítulos e quatro anexos. Após este capítulo introdutório, os capítulos subsequentes apresentam a seguinte estruturação de temas:

- i. O Capítulo II é dedicado à apresentação do comportamento de estruturas de betão armado quando sujeitas a diversas ações, assim como o comportamento dos materiais estruturais quando considerados individualmente ou em conjunto;
- ii. No Capítulo III são apresentados com algum detalhe os métodos de análise numérica mais utilizados para a simulação do comportamento sísmico de estruturas de betão armado. São identificadas as suas principais vantagens e desvantagens;
- iii. No Capítulo IV aplica-se alguns dos métodos de análise, descritos anteriormente, à modelação do caso de estudo escolhido, recorrendo-se para assim às ferramentas de cálculo SeismoStruct [41] e SAP2000 [10]. Neste capítulo efetua-se a comparação dos resultados obtidos por via numérica com os resultados experimentais obtidos nos ensaios dinâmicos em mesa sísmica.
- iv. No Capítulo V apresenta-se as principais conclusões extraídas deste estudo.

## **Capítulo II**

# **Comportamento sísmico de estruturas de betão armado**

### **1 Introdução**

O betão armado é um material que se tornou um dos mais importantes elementos da engenharia do século XX. É sobretudo utilizado em estruturas de edifícios, pontes, estruturas de contenção de terras, entre outros. O que diferencia o betão armado tradicional do betão simples é o facto de este ser utilizado em conjunto com uma armadura em aço, cuja principal finalidade é resistir a grande parte dos esforços de tração atuados no elemento de betão armado.

Este capítulo será dedicado especialmente à compreensão da composição e do comportamento mecânico dos materiais constituintes do betão armado, em separado, assim como o seu comportamento combinado. Na parte final deste capítulo serão apresentadas as consequências diretas e indiretas da incidência de um sismo neste tipo de estruturas.

### **2 Comportamento do betão**

#### **2.1 Composição**

O betão é um material composto criado através da mistura de vários constituintes tais como o cimento,

sendo o cimento Portland o mais correntemente utilizado, agregados, constituídos por dois tipos, os grosseiros, tais como granito, calcário e o basalto, e os agregados finos como as areias. É utilizada água, e ainda, aditivos e os adjuvantes. Os aditivos mais utilizados são as cinzas volantes, sílicas de fumo, pozolanas, entre outros, e os adjuvantes, geralmente numa quantidade inferior a 5% do peso total do cimento e com diversas finalidades, como por exemplo plastificantes, hidrófugos, aceleradores e retardadores de endurecimento, entre outros. Estes constituintes têm como objetivo melhorar uma ou mais características do betão.

Desta forma, o betão pode ser caracterizado por três componentes principais, a pasta de cimento, os agregados e a zona de transição entre ambos, sendo esta última a zona mais crítica em termos de fragilidade.

## **2.2 Causas de deterioração**

Uma manutenção e preservação adequada podem proteger o betão quanto às causas mais comuns de deterioração, nas quais podemos salientar a carbonatação, que ocorre devido à reação do dióxido de carbono presente no ar com a cal hidratada presente no betão, que funciona como uma barreira de proteção alcalina. Essa reação provoca uma degradação lenta dessa barreira protetora e resulta numa queda de pH dos 12-13 para os 7-9, permitindo uma corrosão das armaduras que posteriormente originará fissuras e delaminação.

A deterioração por ciclos de gelo/degelo é outra das causas mais comuns de deterioração do betão e ocorre através do aumento do volume da água presente nos poros por congelamento da mesma, levando à fissuração do betão. Esse problema poderá ser solucionado através da utilização de adjuvantes hidrófugos, impedindo assim a penetração da água no mesmo. O ataque de cloretos é um problema particularmente pertinente em zonas litorais e resulta da penetração dos ions de cloreto na estrutura porosa do betão através da exposição à névoa salina, ou através da utilização de água ou agregados contaminados. De forma semelhante ao que acontece no fenómeno da carbonatação, os cloretos ao penetrarem no betão conduzem à redução do seu pH, levando a que se torne possível a despassivação das armaduras e conseqüentemente a sua corrosão, o que em último caso, poderá levar ao colapso estrutural pelo esgotamento da capacidade resistente.

## **2.3 Comportamento à compressão**

A principal causa de aparecimento de deformações irreversíveis no betão deve-se ao processo de micro-fissuração interna do material quando sujeito a uma força uniaxial de compressão. Como já foi referido anteriormente, esse processo de micro-fissuração ocorre principalmente na zona de transição entre os agregados e a pasta de cimento. O material possui microfissuras com uma abertura inferior a 10  $\mu\text{m}$  e comprimento entre 3 e 13mm, mesmo antes da aplicação do carregamento, sendo que após a sua aplicação a micro-fissuração decorre de forma gradual devido à alteração da distribuição de tensões na zona de transição [28].

A transformação das microfissuras no interior do betão em macro-fissuração, ou fissuras visíveis,

diferencia-se em quatro fases. Na primeira, as tensões que se formam no interior do betão correspondem a cerca de 30% da sua resistência à compressão,  $f_c$ , sendo que o material apresenta um comportamento praticamente elástico, sem a formação de deformações irreversíveis.

Na segunda fase, para tensões superiores aos 30% do  $f_c$ , o betão começa a exibir um comportamento não linear, havendo uma diminuição na rigidez e o aparecimento de deformações permanentes. Devido às tensões nas fissuras já existentes, começam a aparecer as chamadas fissuras de aderência, na transição agregado-pasta.

A terceira fase acontece para tensões aplicadas acima dos 70% da resistência à compressão, levando ao aparecimento de fissuras na pasta de cimento e algumas macro-fissuras, dando-se estas paralelamente à carga. Na quarta fase, as tensões atingem o limite máximo da resistência levando o betão até à rotura. Nesta fase dá-se o processo reverso da deformação volumétrica, também conhecido pelo fenómeno da dilatância. É dado o nome de dilatância quando, ao ser comprimido, o betão apresenta uma expansão volumétrica para solicitações perto da resistência máxima à compressão.

Os ensaios à rotura do betão são normalmente executados com amostras de betão com 28 dias após a betonagem, com formato cilíndrico ou cúbico de dimensões padronizadas, através da aplicação de uma força de compressão recorrendo-se a atuadores hidráulicos. Esses ensaios permitem a obtenção da resistência à compressão do material, assim como a averiguação de um plano de rotura admissível ou não.

## 2.4 Comportamento à tração

A resistência à tração do betão é muito inferior à resistência à compressão, sendo usualmente inferior a 20% do valor de  $f_c$ .

O valor dessa resistência é um parâmetro difícil de se obter experimentalmente mas, ainda assim, existem três métodos que são utilizados regularmente para esse efeito: o ensaio de tração direta, o ensaio de compressão diametral ou ensaio brasileiro e o ensaio de flexão de vigas.

No primeiro caso, o corpo de prova cilíndrico é fixado nas suas extremidades e é aplicada uma força de tração. Este método possui algumas limitações no que respeita à ocorrência de tensões adicionais devido ao mecanismo de fixação que poderá conduzir à rotura prematura do betão levando à obtenção de resultados incorretos do valor da resistência.

O ensaio de compressão diametral, criado por Carneiro [6], é um método indireto de obter a resistência à tração do betão, sendo normalmente o mais utilizado em virtude da sua simplicidade. Tal como o próprio nome indica, é efetuado um ensaio de compressão perpendicular ao eixo de um provete cilíndrico, levando à sua divisão em duas metades. Através da carga aplicada no momento da divisão, é possível obter um valor aproximado da resistência à tração.

No ensaio por flexão de vigas é utilizado um provete prismático, com secção transversal de 15cm x 15cm e comprimento de 75cm que é submetido a cargas transversais nos terços médios entre os apoios. Assumindo uma distribuição linear de tensões por toda a peça, é possível obter a resistência à

tração.

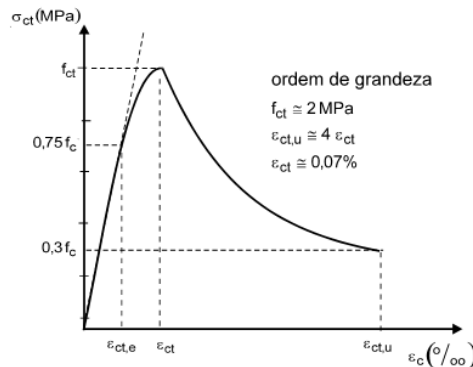


Figura 1 – Diagrama tensão-extensão do betão tracionado [1]

Através de ensaios é possível obter o diagrama de tensão-deformação que caracteriza a resposta do betão tracionado (ver Figura 1). Através de uma análise a nível microscópico é possível apercebermos da relação entre o início da micro-fissuração do betão e a separação do comportamento linear do mesmo, sendo que essa separação ocorre apenas numa tensão na ordem dos  $0,75 f_{ct}$ . Depois de atingida a tensão máxima de resistência à tração do betão, as fissuras aumentam drasticamente e ocorre a redução acentuada da resistência do material e consequentemente a rotura.

## 2.5 Comportamento a esforços multi-axiais

Numa situação prática o betão está sujeito a estados de tensão multi-axiais, sendo que a sua resistência quando sujeito a esforços multi-axiais depende da combinação de esforços a que este está sujeito.

No caso de uma compressão biaxial, o betão pode apresentar um aumento de resistência na ordem dos 27% quando comparado com uma situação de esforço uniaxial. Por outro lado, quando sujeito simultaneamente a forças de tração e de compressão, o betão apresenta uma redução substancial da resistência do material devido essencialmente às trações adicionais formadas pelo efeito de Poisson. Quando sujeito a um estado de compressão triaxial, o betão pode apresentar um ganho muito significativo de resistência.

O comportamento do betão quando solicitado por um esforço de tração biaxial, é bastante similar ao obtido pela tração uniaxial, sendo que a alteração de resistência não é significativa e o plano de rotura é perpendicular à tensão máxima aplicada.

## 3 Comportamento do aço em armaduras

O aço é uma liga composta por ferro com um teor baixo de carbono, entre 0% e 2,1%. Os aços estruturais utilizados para construção civil, em geral possuem valor de teores de carbono na ordem dos 0,18% a 0,25%.

Uma vez que o betão simples possui uma resistência baixa e um comportamento frágil quando sujeito a forças de tração, torna-se conveniente a utilização destes dois materiais em conjunto, tirando partido da resistência à compressão do betão e da resistência à tração do aço.

Segundo a secção 3.2.4 (2) do EC2 [7], o aço utilizado em armaduras de betão armado pode ser classificado em dois tipos, tendo em conta o processo de fabrico: i) laminado a quente; e ii) endurecido a frio.

O aço laminado a quente consiste na laminação, no forjamento e na extrusão do mesmo, realizados a temperaturas acima dos 720 °C. Este processo modifica a estrutura interna do aço através de uma homogeneização e recristalização com a redução dos grãos, melhorando a ductilidade do mesmo. No caso do aço endurecido a frio é efetuada uma deformação do material por meio de tração, compressão ou torção, resultando no aumento da resistência mecânica do material e na diminuição da ductilidade. A resposta do aço em armaduras é caracterizada por diversos fenómenos, como a cedência, o endurecimento monotónico e cíclico, o efeito Bauschinger<sup>i</sup>, sendo ainda sensível a efeitos como a fadiga.

### 3.1 Comportamento do aço quando sujeito a esforços axiais

Através de dados experimentais é possível definir a resposta do aço sujeito a forças axiais, nomeadamente a forças monotónicas de tração, a forças cíclicas de tração e a forças cíclicas e alternadas.

A Figura 2 demonstra um diagrama típico de tensão-extensão para um aço laminado a quente quando sujeito a uma carga monotónica<sup>ii</sup> de tração. Após uma análise do diagrama podemos dizer que esta resposta processa-se em cinco partes:

- i. A resposta inicial até à cedência do material apresenta um comportamento que é usualmente considerado elástico e linear;
- ii. Para ações que excedam a tensão de cedência inicial, há um pequeno decréscimo de resistência abaixo desse valor, a partir da qual o aço apresenta um patamar bem definido a este nível de tensão para um aumento moderado da deformação. Este intervalo de resposta é definido como o patamar de cedência, ou o patamar de Lüders, e o valor da resistência do mesmo é tipicamente definido como o valor base da resistência à cedência do aço;
- iii. O aumento contínuo da deformação resulta num aumento de resistência do aço. Este endurecimento é mantido até ser atingido o valor máximo de resistência que usualmente excede a tensão de cedência entre 30% e 60%;
- iv. Para níveis de extensão elevados, a resistência diminui e a deformação tende a se concentrar

---

<sup>i</sup> O efeito Bauschinger, denominado em homenagem a Johann Bauschinger, consiste na antecipação da entrada em regime não linear quando sujeito a cargas cíclicas e após ter atingido a cedência.

<sup>ii</sup> Uma força é denominada de monotónica quando possui um incremento gradual ao longo do tempo e sempre no mesmo sentido de aplicação.

em uma região relativamente pequena do provete;

- v. Aumentando a deformação dá-se a rotura do provete na região onde se concentrou grande parte da deformação.

A reposta do aço a uma ação monotónica pode ser definida por alguns parâmetros mecânicos do material, tais como o módulo de elasticidade,  $E_s$ , a tensão de cedência,  $f_{sy}$ , a deformação a partir da qual surge o endurecimento do aço,  $\epsilon_{sh}$ , a extensão à qual a resistência máxima do material é atingida,  $\epsilon_u$ , a resistência máxima,  $f_u$ , e a extensão máxima na qual ocorre a rotura do provete de aço,  $\epsilon_{max}$  (ver Figura 2).

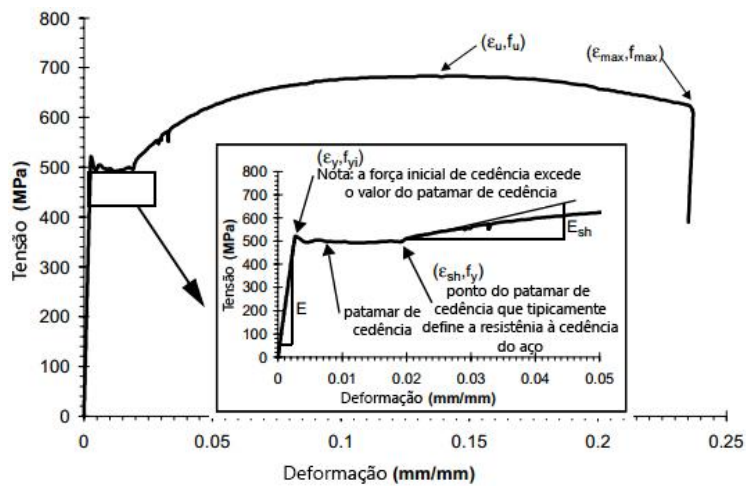


Figura 2 - Diagrama tensão-extensão típico do aço laminado a quente para forças monotónicas de tração [47]

### 3.2 Comportamento do aço quando sujeito a ações cíclicas

Quando sujeito a uma ação cíclica e alternada, o aço apresenta uma rigidez de carregamento e descarregamento similar à rigidez do primeiro carregamento. Após o primeiro descarregamento, o aço exibe uma perda de linearidade antes de alcançada a resistência de cedência na direção oposta. A esta perda de linearidade é dado o nome de efeito Bauschinger, sendo que esse efeito torna-se mais pronunciado à medida que a deformação do material é maior (ver Figura 3).

A tangente inicial da resposta do diagrama de tensão-extensão relativamente ao descarregamento é ligeiramente menor que a rigidez inicial elástica. À semelhança do comportamento do aço quando sujeito a uma carga monotónica, quando este é sujeito a cargas cíclicas apresenta o denominado endurecimento isotrópico, caracterizado por um aumento de resistência ao longo dos ciclos de carregamento.

O facto de o aço estar sujeito a ciclos repetidos de carga e descarga causa uma diminuição de resistência e rigidez como é evidente nos resultados experimentais apresentados na Figura 4.

## Avaliação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado

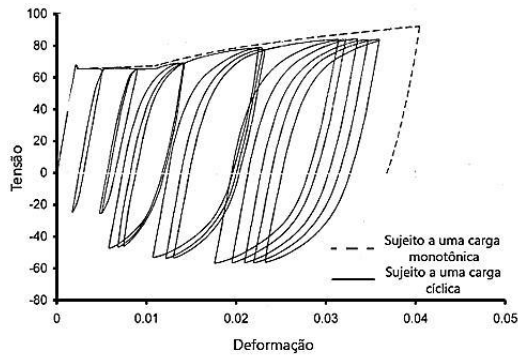


Figura 3 - Diagrama tensão-extensão do aço sujeito a uma carga cíclica reversa com compressão moderada [27]

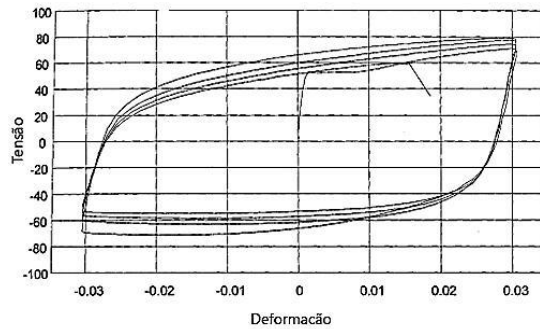


Figura 4 - Diagrama tensão-extensão do aço a uma carga cíclica reversa com solicitações de tração e compressão severas [37]

### 3.3 Comportamento do aço à fadiga

A fadiga pode ser definida como o dano progressivo e localizado que ocorre quando um material é sujeito a ciclos de carga (ver Figura 4). O processo de fadiga pode ocasionar-se em ciclos baixos, médios ou longos, dependendo do número de ciclos necessários para que aconteça a rotura para um dado valor de tensão ou de deformação.

O número de ciclos necessário para que o aço ceda depende essencialmente da tensão a que o mesmo está sujeito sendo que, quando a solicitação é alta mas abaixo da resistência máxima, ocorre plastificação e conseqüentemente a rotura ocorre, geralmente, abaixo dos 1000 ciclos. Por outro lado, se a solicitação não for suficientemente alta para que ocorra a plastificação do aço, o número de ciclos é extremamente alto podendo até não ocorrer fadiga. Ao valor limite da tensão para o qual o aço suporta um número infinito de ciclos sem que ocorra a fratura é dado o nome de limite de fadiga (ver Figura 5).

Estudos prévios desenvolvidos por Tong *et al.* [45] indicam que para uma ação cíclica alternada a variação da energia histerética durante o ciclo carga-descarga pode ser desprezada sendo, assim, possível caracterizar o fenómeno total através da curva monotônica não linear do primeiro ciclo de carga.

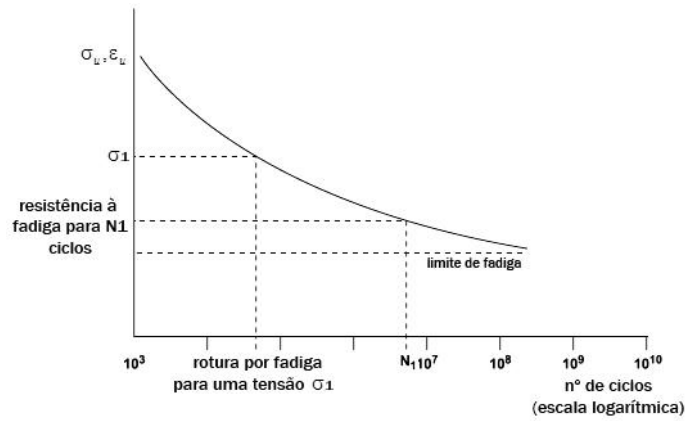


Figura 5 - Exemplo de uma curva típica de fadiga [44]

Num estudo realizado por Mander *et al.* [29] uma série de testes de fadiga foram realizados em varões de 15,9 mm. A Figura 6 mostra o diagrama de tensão-deformação obtido para um dos varões ensaiados que foi sujeito a uma amplitude de deformações cíclicas e alternadas de 1,75% m/m. Como podemos verificar a resistência e a rigidez do aço vai-se degradando de forma gradual e significativa devido ao fenómeno da fadiga.

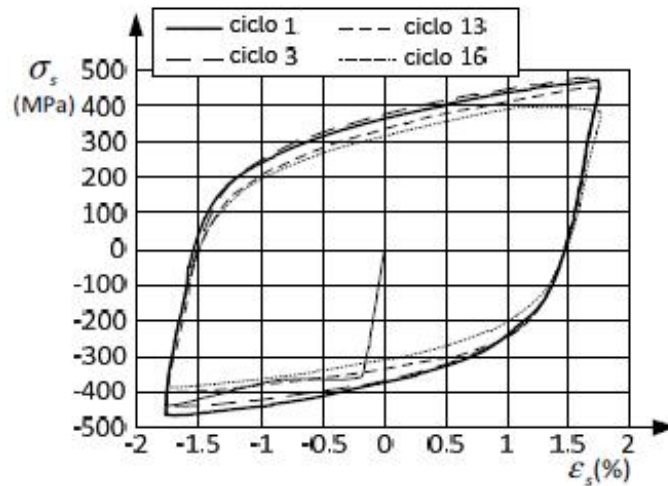


Figura 6 - Teste de fadiga a varões de aço em armadura ordinárias executados por Mander *et al.* [29]

Existem outros fenómenos que podem influenciar o comportamento do aço à fadiga como é exemplo o efeito da corrosão. Um estudo efetuado por Li *et al.* [25], em que o aço que apresentava corrosão foi submetido a testes de fadiga, concluiu-se que uma redução da massa do aço na ordem dos 4,6% provocou uma redução de cerca de 38% da resistência à fadiga quando sujeitos a um mesmo nível de solicitações.

## 4 Comportamento de elementos de betão armado

O comportamento de elementos de betão armado sujeitos a ações repetidas, alternadas e aleatórias, como os sismos, é fundamentalmente dependente do comportamento das zonas onde se localizam as deformações inelásticas, mais concretamente do modo como as mesmas respondem até uma situação de rotura. Nesta secção será apresentada uma descrição do comportamento dos elementos de betão armado quando sujeitos a forças monotónicas e cíclicas. Será ainda abordado o efeito de confinamento que poderá influenciar a resposta global dos elementos estruturais.

### 4.1 Resposta à flexão com e sem esforço axial

Quando sujeito à flexão a resistência do elemento de betão armado resulta essencialmente do betão comprimido e das armaduras tracionadas. No caso de elementos de betão armado bem dimensionados, o comportamento do elemento é dúctil uma vez que é condicionado pela resposta das armaduras.

A existência de esforço axial pode influenciar de forma significativa o comportamento à flexão dos elementos em betão armado. De facto, verifica-se que para níveis de esforço axial abaixo do denominado *ponto de balanceamento* [9], a partir do qual a rotura é antecipada por esmagamento do betão, o valor do momento resistente aumenta à medida que o esforço axial também aumenta. Em termos de ductilidade, a presença de forças axiais de compressão promovem uma diminuição da ductilidade em curvatura, tornando a rotura do elemento menos dúctil devido a um esmagamento precoce do betão.

No caso de os elementos estarem sujeitos a ações cíclicas e alternadas, a análise dos diagramas de momento-curvatura permite observar outros aspetos que influenciam de forma considerável o comportamento à flexão. Um desses aspetos é o efeito Bauschinger nos ciclos de recarga traduzido pela redução de rigidez do aço por fadiga quando sujeito a ações cíclicas. Outro fator influenciador é o chamado efeito "*pinching*", também conhecido como *efeito de aperto*, que está geralmente associado a um aumento repentino de rigidez devido ao mecanismo de fecho de fendas.

Este efeito é mais evidenciado quando as armaduras de flexão da secção são assimétricas e na presença de valores baixos de esforço axial, sendo que para secções assimétricas em armadura a força de tração na armadura superior não é suficiente para provocar o fecho das fendas de tração no sentido inverso. A presença de esforço axial facilita o fecho efetivo em qualquer dos sentidos aumentando, portanto, o efeito de aperto.

### 4.2 Efeito do esforço transversal

O comportamento de elementos de betão armado é influenciado de forma importante pelo esforço transversal através de uma redução na capacidade de dissipação de energia e consequente degradação de rigidez e resistência. A influência do esforço transversal na ductilidade é estudada tendo em conta a análise da importância do parâmetro razão de corte,  $\alpha$ .

$$\alpha_s = \frac{M}{Vd} = \frac{l}{d}, \quad (1)$$

em que:  $l$  é a distância entre os pontos de momento máximo e momento nulo e  $d$  é a altura do elemento.

Num estudo realizado por Bertero *et al.* [5], na qual foram realizados testes experimentais em duas vigas em consola, ficou evidenciado que para elementos com um menor valor de razão de corte dá-se uma degradação de comportamento global com um maior efeito de aperto e uma maior redução da capacidade de dissipação de energia.

Quando sujeito a ações cíclicas esses efeitos podem levar a que o elemento de betão armado apresente uma progressiva degradação do betão em volta das armaduras e a uma resultante degeneração da aderência, podendo até serem verificados escorregamentos relativos significativos junto aos apoios.

### **4.3 Efeito do confinamento**

O confinamento de um elemento de betão armado pode ser distinguido em dois tipos, o confinamento ativo e o confinamento passivo. É chamado de confinamento ativo quando existe uma ação de compressão lateral aplicada sobre o elemento mesmo sem estar a atuar uma carga axial sobre o mesmo. O confinamento é passivo quando este é provocado pelas armaduras no sentido de contrariar a expansão provocada pelo efeito de Poisson, ou seja, quando o elemento de betão armado está sujeito a uma força axial de compressão suficiente para provocar a expansão lateral do material. Desta forma a quantidade, forma, espaçamento e rigidez da armadura transversal são alguns dos aspetos que mais influenciam este tipo de confinamento. Em termos mecânicos o efeito do confinamento pode ser traduzido num aumento de resistência, no aumento da extensão última de compressão do betão e conseqüentemente no aumento da ductilidade do elemento.

Quando se trata de uma secção circular o efeito do confinamento é mais regular e mais eficiente essencialmente porque numa secção retangular as armaduras transversais estão sujeitas a esforços laterais de flexão, tornando-a menos efetivas do ponto de vista da rigidez. O mesmo acontece para um espaçamento considerável da armadura transversal que, quando comparado com um espaçamento menor, garante um confinamento menos homogêneo.

### **4.4 Conceito de ductilidade e de rótula plástica**

As características de ductilidade de um elemento de betão armado podem ser avaliadas através da evolução da curvatura das secções onde ocorrem deformações inelásticas, através das rotações relativas entre os extremos das zonas inelásticas ou ainda através de deslocamentos globais. Assim, a ductilidade pode ser descrita como a capacidade de uma estrutura ou um elemento de redistribuir esforços e a capacidade de se deformar para além do limite elástico sem que aconteça uma perda

significativa de resistência. A ductilidade disponível em curvatura numa secção de um elemento pode ser obtida através do coeficiente  $\mu_\delta$  definido pela razão entre o valor máximo de curvatura relativo ao esgotamento da capacidade resistente da secção,  $\varphi_u$ , e o valor de curvatura correspondente à cedência das armaduras,  $\varphi_v$  [9].

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_v}, \quad (2)$$

A formação de uma rótula plástica pode ser tida como o efeito de cedência das armaduras e as consequentes deformações inelásticas localizadas em zonas concentradas, usualmente encontradas nos extremos dos elementos junto aos nós ou em zonas fortemente solicitadas, funcionando como uma espécie de rótula no elemento. O comprimento da rótula plástica,  $L_p$ , representa o comprimento onde se concentra a inelasticidade no elemento de betão armado. Vários métodos foram propostos para definir o comprimento da rótula plástica de elementos de betão armado, sendo que a maioria deles são fórmulas empíricas resultantes de estudos experimentais compilados e descritos no trabalho de Bento [3]. No entanto esses métodos ainda mostram alguma falta de consistência e de consenso no que toca à escolha dos parâmetros a utilizar para definir esta grandeza.

## 5 Comportamento global de estruturas

Nesta secção aborda-se o tema do comportamento global de estruturas no que toca à influência da conceção estrutural, das irregularidades geométricas e da rigidez e dos elementos não estruturais.

### 5.1 Influência da conceção estrutural

A conceção estrutural tem-se relevado de extrema importância no comportamento global da estrutura justificando-se, por isso, realçar a importância da mesma. Para que uma estrutura apresente um bom comportamento quando sujeito a ações sísmicas é fundamental que na sua conceção sejam verificados os seguintes aspetos:

- Simplicidade;
- Regularidade e uniformidade;
- Simetria;
- Redundância;
- Pisos com rigidez uniforme;
- Rigidez e resistência de torção;
- Boas condições de fundação.

Uma conceção simples permite, por sua vez, a criação de modelos simples que garantam uma análise representativa e de fácil interpretação, o que evita por vezes a utilização de aproximações no modelo estrutural, levando à obtenção de resultados pouco fiáveis.

As noções de uniformidade e de regularidade são, por vezes, confundidas e utilizadas indistintamente. A uniformidade de um edifício é garantida desde que as distribuições de rigidez e de massa não apresentem alterações significativas em planta e em altura. Por outro lado a regularidade está interligada com a proporcionalidade dos elementos resistentes e com a ausência de descontinuidades.

A análise de uma estrutura irregular, assimétrica e com grandes variações de rigidez e de massa torna-se por vezes muito complexa devido à dificuldade em reproduzir exatamente o seu efeito de uma forma prática em projeto. Mesmo recorrendo ao uso de análises dinâmicas não lineares por vezes a interpretação e previsão do funcionamento da estrutura tornam-se difíceis. A maioria dos regulamentos em vigor em todo o mundo utilizam uma classificação estrutural quanto à sua regularidade através da utilização de imposições geométricas com vista a definir os métodos de análises disponíveis, sendo possível recorrer a análises simplificadas se a estrutura apresentar uma configuração regular, como por exemplo a análise estática equivalente. Pelo contrário se a estrutura for definida como irregular, é necessário recorrer a métodos não lineares mais complexos.

## **5.2 Configuração geométrica**

O facto de um edifício não cumprir os princípios no que toca à regularidade, uniformidade e simplicidade, acarreta comportamentos estruturais mais complexos na qual pode originar problemas de flexão diferencial, de torção e de concentração de tensões em cantos reentrantes. O efeito da concentração de tensões em cantos reentrantes, assim como os problemas de torção, estão dependentes de três elementos chave:

- Da distribuição de massa e de rigidez;
- Do sistema estrutural adotado;
- Das dimensões relativas entre alas dos edifícios.

A questão das concentrações de tensões localizadas pode ser ultrapassada através da separação do edifício em configurações simples por meio de juntas, de ligações resistentes ou até mesmo alterando a geometria dos cantos. As ligações resistentes podem, ainda, ser feitas através da colocação de vigas resistentes, desde que seja possível as mesmas atravessarem o edifício sem interrupções, de modo a transmitir os esforços. Outra solução ainda mais eficaz é a colocação de paredes resistentes interiores ou exteriores.

Tendo em conta que o efeito da torção faz-se sentir sobretudo nos lados livres da estrutura, pode ser efetuada a colocação de vigas resistentes nessas zonas de modo a mitigar este efeito.

A regularidade em altura do edifício é outra característica de relevo no que respeita ao comportamento global da estrutura. Por vezes exigências urbanísticas obrigam à criação de irregularidades em altura através do recuo de pisos mais elevados de força a manter a luz natural e a ventilação dos edifícios circundantes. O problema destas configurações reside no facto de haver descontinuidades, proporcionando tensões e deformações localizadas analogamente ao que foi descrito anteriormente. Desta maneira deverá ser prestada uma especial atenção aos pilares dos cantos reentrantes que deverão apresentar continuidade até à fundação.

### 5.3 Distribuição de rigidez e resistência

Para que um edifício apresente um bom comportamento estrutural num evento sísmico é necessário garantir uma distribuição contínua e uniforme da rigidez e da resistência. Para que isso ocorra tem sido consensualmente admitido como fundamental a satisfação da seguinte série de parâmetros:

- Distribuição uniforme dos elementos resistentes;
- Elementos estruturais contínuos e sem variações acentuadas de geometria;
- Eixos dos elementos estruturais coincidentes;
- Larguras semelhantes entre as vigas e os pilares;
- Estrutura contínua e monolítica.

A distribuição e um maior número de elementos estruturais verticais transmitem à estrutura uma maior capacidade de redistribuição de esforços assim como uma maior dissipação de energia, influenciando claramente o seu comportamento estrutural. Outra vantagem evidente da utilização de um maior número de elementos resistentes é a diminuição dos vãos e a conseqüente redução de esforços e deslocamentos, sendo ainda possível uma redistribuição de esforços em caso de ocorrência de roturas localizadas.

Para uma situação em que o edifício seja caracterizado como simétrico, a configuração ideal dos elementos resistentes é aquela que corresponde à colocação desses elementos o mais próximo possível do perímetro estrutural, aumentando desta forma a resistência global à torção. No entanto se a rigidez do piso não for regular, o centro de massa e de rigidez não coincidem e a estrutura estará sujeita a esforços de torção. Este efeito poderá ser parcialmente mitigado através da adoção de algumas soluções:

- Dispor os elementos de maior rigidez e resistência de forma simétrica segundo as duas direções ortogonais;
- Conceber a estrutura com elementos resistentes com rigidezes semelhantes, distribuídos segundo o perímetro;
- Contrabalançar assimetrias existentes através da introdução de elementos resistentes adicionais;
- Assumir a possibilidade de torção e dimensionar a estrutura tendo em conta esses esforços adicionais.

As vigas e as lajes possuem usualmente uma alta capacidade de dissipação de energia e de redistribuição de esforços, sendo que só entram em rotura após sofrerem elevados danos e mesmo quando isso acontece apenas uma zona é afetada. Pelo contrário, quando os pilares sofrem danos severos deixam de conseguir garantir uma distribuição de cargas até às fundações, levando a estrutura ao colapso. Conseqüentemente é essencial garantir no dimensionamento que os pilares tenham uma resistência adequada e promover a ocorrência de mecanismos de dissipação de energia nas vigas.

## 5.4 Redundância estrutural

Os edifícios deverão ser dimensionados privilegiando a redundância de forma a garantir um bom comportamento sísmico. Conforme foi referido anteriormente, a resposta de uma estrutura quando sujeita a ações cíclicas depende essencialmente da sua capacidade em redistribuir os esforços. O dimensionamento de ligações contínuas e monolíticas entre os elementos resistentes ajuda não só na dissipação de energia como também limita a possibilidade de colapsos parciais.

Em resumo uma estrutura deve ser dimensionada de forma a apresentar um alto nível de redundância estrutural para que tenha a capacidade de redistribuir os esforços quando ocorrer a rotura de um elemento resistente, retardando desta forma o colapso global da estrutura.

A secção 5.2.3.5 (1) P do Eurocódigo 8 refere a importância das estruturas apresentarem um grau elevado de redundância, acompanhado por uma capacidade de redistribuição de esforços que permitam uma elevada e estável dissipação e prevê, ainda, a utilização de coeficientes de comportamento mais baixos para estruturas com menores graus de redundância. A capacidade necessária de redistribuição de esforços pode ser alcançada através das regras de ductilidade previstas pelo no regulamento.

## 5.5 Elementos não estruturais

Os elementos não estruturais podem ter uma contribuição não desprezável na resistência a ações horizontais e interferir nas deformações dos elementos estruturais. Devido à rigidez considerável das paredes de alvenaria, estas podem alterar o comportamento estrutural da seguinte forma:

- Aumentar a rigidez lateral da estrutura;
- Aumentar a frequência do edifício e eventualmente o efeito da ação sísmica;

Salienta-se o caso das descontinuidades provocadas por paredes a meia altura dos pilares, as quais podem alterar o vão livre destes elementos e, conseqüentemente, aumentar significativamente os esforços transversos podendo levar à geração de roturas por corte.

Por serem significativamente rígidas axialmente, as escadas podem constituir elementos de contraventamento diagonal. De forma semelhante ao que sucede nas paredes não estruturais, a ligação das escadas a meia altura do pilar restringe o seu movimento e pode levar a um aumento significativo de esforços, levando à geração de roturas do tipo frágil.

A análise do comportamento de edifícios sujeitos a ações sísmicas tem revelado danos significativos atribuídos ao facto de não ter sido prevista a influência dos elementos não estruturais no comportamento global das estruturas.

Assim sendo, a existência de elementos não estruturais que não estejam desvinculados dos elementos estruturais por juntas e que possam afetar a rigidez da estrutura, deverá ser tida em conta no dimensionamento estrutural.

## 6 Efeitos diretos e indiretos de um sismo em estruturas

Além dos efeitos diretos dos sismos nas construções relacionados com o comportamento estrutural, existem outros efeitos “indiretos” na qual os danos que são transmitidos à estrutura são devido a efeitos gerados na estrutura geológica de implantação da estrutura. Desses efeitos os mais comuns são apresentados nos pontos seguintes.

### 6.1 Liquefação dos solos

O fenómeno da liquefação dos solos consiste na diminuição de rigidez e de resistência em solos arenosos e na presença de níveis freáticos. Este efeito ocorre devido à criação de pressões intersticiais<sup>i</sup> que impedem que a estrutura de partículas do solo mantenha a sua configuração original, devido à redução das forças de contato entre as mesmas durante a ocorrência de um sismo.

Em casos extremos, em que a pressão da água aumenta de tal forma que a tensão efetiva é quase nula, o solo deixa de ter a sua configuração estrutural sólida para formar um líquido, conduzindo à ocorrência de deformações permanentes. Como a liquefação ocorre apenas em solos saturados, estes efeitos são mais comuns em zonas baixas, próximas de rios ou oceanos ou em estruturas como portos e pontes (ver Figura 7 e Figura 8).

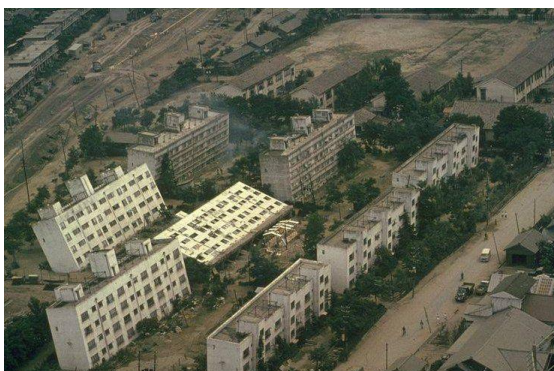


Figura 7 - Desabamento de um conjunto habitacional em Niigata, Japão (1964) devido à Liquefação do solo [23]



Figura 8 – Danos causados no porto de Port Island, Kobe (1995) por Liquefação dos solos [23]

### 6.2 Solos Aluvionares

Os solos aluvionares são constituídos por várias camadas de depósitos clásticos, areais, cascalho e lama. O facto de estes solos apresentarem diferentes valores de impedância, ou seja, com diferentes produtos entre a densidade e a velocidade de propagação das ondas sísmicas para cada camada de

---

<sup>i</sup> Pressão intersticial – pressão efetuada pela água presente no interior dos poros saturados do solo

depósito, faz com que as ondas sísmicas, ao refletirem em planos de descontinuidade, provoquem uma amplificação tanto na intensidade como na duração da ação.

Assim, as estruturas implantadas em solos aluvionares tornam-se mais vulneráveis, uma vez que estão sujeitas a maiores acelerações do solo e consequentemente a maiores esforços nos elementos resistentes.

### 6.3 Deslizamento de terras

A movimentação do solo durante um sismo poderá ocasionar o desprendimento de rochas e sedimentos, depositados numa encosta, do leito rochoso estável fazendo com que os mesmos sejam transportados pela vertente, arrastando estruturas que estejam fundadas sobre a encosta e soterrando aquelas que se encontrem junto à mesma (ver Figura 9).

Embora os deslizamentos de terras sejam pouco falados, os efeitos destes poderão ser tão ou mais devastadores quando comparados aos efeitos diretos das vibrações nas estruturas causadas pela ocorrência de um sismo. Segundo Petley [38], só em 2005 os deslizamentos foram responsáveis por mais de 30 mil mortes em todo o mundo, na qual cerca de 25 mil dessas vítimas são provenientes do sismo de Kashmir.



Figura 9 – Deslizamento de terras, provocado por um sismo, sobre uma povoação no Haiti [36]

### 6.4 Soft Storey

O mecanismo de “Soft Storey” ocorre devido à concentração de esforços de corte e deformações do edifício no seu piso térreo. Os fatores que levam a essa concentração de esforços podem dever-se ao facto de, correntemente, o piso térreo ser utilizado para implantação de superfícies comerciais tais como lojas, escritórios, entre outras, e por isso a falta de preenchimento dos pórticos por paredes de alvenaria diminuindo a sua rigidez em relação aos pisos superiores, à utilização de pilares esbeltos na base e também ao facto de este piso ser o mais solicitado pelas cargas verticais, pela qual será o primeiro a ceder (ver Figura 10 e Figura 11). Outro fator que aumenta a vulnerabilidade destes edifícios deve-se ao facto de ser comum o aumento da altura entre pisos no piso térreo.



Figura 10 – “Soft storey” no recém construído Olive View Hospital durante o sismo de San Fernando, California [4]



Figura 11 - Colapso parcial de um edifício causado pelo mecanismo de “Soft Storey” – Sismo de Loma Prieta [46]

## 6.5 Colisão com edifícios adjacentes (*Pounding*)

Ao longo da história tem vindo a ser observado danos estruturais severos ou até mesmo o colapso estrutural, causados pela colisão de edifícios adjacentes durante um sismo. Em sismos como o do México (1985), de Sequenay Canadá (1988) e Kobe (1995), foram observados danos significativos devido ao choque de edifícios em locais a cerca de 90 km do epicentro.

Este efeito agrava-se quando os edifícios adjacentes possuem características dinâmicas distintas e quando há desencontro de pisos, ocorrendo a colisão entre o piso de um edifício e a meia altura do pilar do outro (ver Figura 12 e Figura 13).

Devido ao valor económico e ao alto valor populacional das grandes cidades, cada vez mais os edifícios são construídos encostados ou com um espaço mínimo entre os mesmos. O modo mais simples de minimizar este efeito seria aumentar o espaçamento entre edifícios, através da utilização de juntas com largura superior ao máximo deslocamento espectável para os dois edifícios. No entanto, pelas razões acima apontadas, é uma solução dificilmente adotada, sendo uma alternativa o controlo dos deslocamentos laterais dos edifícios, quer pela junção das zonas críticas dos mesmos, de modo a que vibrem na mesma fase, quer pelo aumentando do amortecimento do edifício através de sistemas de dissipação de energia.



Figura 12 - Colisão de edifícios adjacentes durante o sismo de 1985, Mexico [4]



Figura 13 - Danos causados pela colisão de edifícios adjacentes [11]

## Capítulo III

# Modelação Numérica

### 1 Introdução

A análise sísmica de uma estrutura consiste no estudo da sua resposta quando solicitada na base por uma ação representativa de um sismo.

Atualmente o método mais utilizado no dimensionamento continua a ser a análise dinâmica linear, sendo que os esforços obtidos são afetados por um coeficiente de comportamento de modo a estimar, de forma simplificada, os que seriam obtidos tendo em conta o comportamento não linear da estrutura. Embora continue a ser um bom método, simples e na maioria dos casos com resultados aceitáveis, no que toca ao comportamento não linear da estrutura a simulação apresenta algumas limitações, em particular para estruturas não correntes, e ficam um pouco aquém quando comparadas com as análises não lineares.

Embora tenha sido feito um grande progresso em termos da eficiência e na representatividade das ferramentas computacionais, o recurso às análises dinâmicas em regime não linear continua a não ser viável para a aplicação ao dimensionamento corrente de um gabinete de projeto, sobretudo devido à sua complexidade, aos custos e ao tempo que a mesma acarreta.

Assim, fica a indecisão de qual método utilizar e qual o que mais vantagens acarreta. Neste capítulo pretende-se fazer uma descrição detalhada dos métodos mais atuais e mais utilizados, apontando as suas vantagens e as suas principais limitações.

## 2 Análise Modal

### 2.1 Introdução

Os fundamentos teóricos e o procedimento adotado nas análises são sobejamente conhecidos e explicados na literatura. Nesta secção optou-se por seguir o raciocínio apresentado em Guerreiro [17].

### 2.2 Equilíbrio dinâmico

As equações de movimento para um sistema com múltiplos graus de liberdade podem ser obtidas através do equilíbrio das forças correspondentes a cada grau de liberdade. Assim, podemos considerar que para um dado grau de liberdade  $i$ , podem existir 4 forças aplicadas. As forças exteriores,  $p_{(t)}$ , e as forças resultantes do movimento que se subdividem em três: as forças de inércia,  $f_i$ , as forças de amortecimento,  $f_A$  e as forças de deformação elástica,  $f_E$ , no caso de a estrutura ter comportamento elástico.

$$\{f_i\} + \{f_A\} + \{f_E\} = \{p_{(t)}\}. \quad (3)$$

Os vetores das forças resultantes do movimento dependem das variáveis que descrevem o movimento, sendo elas o deslocamento, a velocidade e a aceleração.

$$\{f_E\} = [K]q(t), \quad (4)$$

$$\{f_A\} = [C]\dot{q}(t), \quad (5)$$

$$\{f_i\} = [M]\ddot{q}(t), \quad (6)$$

Sendo:

[K] a matriz de rigidez;

[C] a matriz de amortecimento;

[M] a matriz de massa.

### 2.3 Cálculo de frequências e modos de vibração

Para a identificação das frequências e configuração dos modos de vibração considera-se a equação de movimento apresentada em (3) sem as parcelas associada ao amortecimento e às forças exteriores.

$$[M]\{\ddot{q}(t)\} + [K]\{q(t)\} = \{0\}. \quad (7)$$

O movimento harmónico resultante para uma determinada frequência,  $p$ , é definido por:

$$\{q(t)\} = \{v\} \cos(pt - \phi). \quad (8)$$

Onde:

$\{v\}$  é o vector da configuração da deformada;

$p$  a frequência de vibração;

$\phi$  a fase.

Para obter a aceleração ao longo do tempo basta derivar duas vezes a equação do movimento (8) obtendo-se.

$$\{\ddot{q}(t)\} = -p^2 \{v\} \cos(pt - \phi). \quad (9)$$

Substituindo as equações (9) e (8) na equação (7) obtém-se:

$$[K - p^2 M] \{v\} = 0. \quad (10)$$

Para que a equação (10) tenha uma solução diferente da solução trivial,  $\{v\} = 0$ , é necessário que se anule o determinante da matriz  $[K - p^2 M]$ . Assim, a determinação dos modos de vibração e das frequências resulta num problema de determinação de valores e vectores próprios sendo que estes representam, respetivamente, as frequências e os modos de vibração da estrutura.

## 2.4 Condições de ortogonalidade

Os vectores que representam os modos de vibração apresentam condições de ortogonalidade que podem ser observadas nas seguintes equações:

$$\{v_n\}^T [M] \{v_m\} = 0; \rightarrow m \neq n, \quad (11)$$

$$\{v_n\}^T [K] \{v_m\} = 0; \rightarrow m \neq n. \quad (12)$$

De forma a demonstrar a ortogonalidade relativamente à matriz de massa, observe-se a equação (10) reescrita para modos de vibração  $n$  e  $m$ , através de:

$$[K] \{v_n\} = p_n^2 [M] \{v_n\}, \quad (13)$$

$$[K] \{v_m\} = p_m^2 [M] \{v_m\}. \quad (14)$$

Multiplicando a equação (13) por  $\{v_m\}^T$  obtém-se a seguinte equação:

$$\{v_m\}^T [K] \{v_n\} = p_n^2 \{v_m\}^T [M] \{v_n\} \quad (15)$$

Efetuando o mesmo processo para a equação (14), tendo em conta a simetria de  $[K]$  e  $[M]$  e multiplicando à direita por  $\{v_n\}$  obtém-se:

$$\{v_m\}^T [K] \{v_n\} = p_m^2 \{v_m\}^T [M] \{v_n\}. \quad (16)$$

Subtraindo as equações (16) e (15) permite obter a seguinte expressão:

$$(\rho_n^2 - \rho_m^2) \{v_m\}^T [M] \{v_n\} = 0 \rightarrow m \neq n \quad (17)$$

O resultado obtido mostra o que é entendido por ortogonalidade dos modos de vibração relativamente à matriz de massa, sendo que  $\rho_n$  e  $\rho_m$  são frequências distintas. A partir deste resultado é possível obter-se:

$$[V]^T [M] [V] = [M_G], \quad (18)$$

$$[V]^T [K] [V] = [K_G]. \quad (19)$$

Em que  $[V]$  é a matriz modal, sendo que cada coluna corresponde a um modo de vibração.

## 2.5 Normalização dos modos de vibração

A forma mais comum de normalizar os modos de vibração, sobretudo pela simplificação que é obtida na representação da equação de movimento, é denominada por normalização relativamente à matriz de massa e consiste em considerar a representação dos modos de vibração de tal forma que seja satisfeita a seguinte condição.

$$\{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\} = 1. \quad (20)$$

Sendo:

$$\{v_n\}^T [M] \{v_n\} = M_{Gn}. \quad (21)$$

Obtém-se:

$$\{\phi_n\} = \frac{\{v_n\}}{\sqrt{\{v_n\}^T [M] \{v_n\}}}. \quad (22)$$

Como resultado desta normalização é apurada a seguinte igualdade:

$$[\phi]^T [M] [\phi] = [I], \quad (23)$$

em que  $[\phi]$  é a matriz modal e  $[I]$  representa a matriz identidade. Multiplicando a equação (13) pela transposta do modo de vibração na sua forma normalizada, tendo em conta a normalização dos modos, tem-se que cada elemento da matriz  $[K_G]$  representa o quadrado da frequência do modo de vibração análogo desde que esse modo se encontre normalizado em relação à matriz de massa.

$$\{\phi_n\}^T [K] \{\phi_n\} = \rho_n^2 \rightarrow K_{Gn} = \rho_n^2. \quad (24)$$

## 2.6 Definição das coordenadas modais

Nesta secção são apresentados os procedimentos que levam à representação do sistema de equações no referencial de coordenadas modais. Multiplicando os dois membros da equação de movimento pela transposta da matriz modal e inserindo produto entre a matriz modal e a sua inversa, o sistema de equilíbrio dinâmico pode ser representado por:

$$[\phi]^T [M][\phi][\phi]^{-1} \{\ddot{q}(t)\} + [\phi]^T [C][\phi][\phi]^{-1} \{\dot{q}(t)\} + [\phi]^T [K][\phi][\phi]^{-1} \{q(t)\} = [\phi]^T \{p(t)\}. \quad (25)$$

Substituindo os resultados anteriores obtém-se:

$$[I][\phi]^{-1} \{\ddot{q}(t)\} + [\phi]^T [C][\phi][\phi]^{-1} \{\dot{q}(t)\} + [p^2][\phi]^{-1} \{q(t)\} = [\phi]^T \{p(t)\}, \quad (26)$$

em que  $[p^2]$  é uma matriz diagonal em que cada elemento representa o quadrado da frequência angular.

Se os modos de vibração estiverem normalizados em relação à matriz de massa, então a matriz de amortecimento  $[C_G]$  é diagonal e é definida pela seguinte expressão:

$$[\phi]^T [C][\phi] = [2p\xi]. \quad (27)$$

Onde:

$\xi$  é a percentagem de amortecimento crítico modal;  
 $p$  é a frequência do modo de vibração correspondente.

Através desta nova representação da matriz de amortecimento, pode-se redefinir a equação (26) na seguinte expressão:

$$[I][\phi]^{-1} \{\ddot{q}(t)\} + [2p\xi][\phi]^{-1} \{\dot{q}(t)\} + [p^2][\phi]^{-1} \{q(t)\} = [\phi]^T \{p(t)\}. \quad (28)$$

Se se interpretar o produto entre a inversa da matriz modal e o vector de deslocamentos como uma redefinição de coordenadas pode-se, então, obter um novo referencial de coordenadas modais,  $\{q_G(t)\}$ .

$$[I]\{\ddot{q}_G(t)\} + [2p\xi]\{\dot{q}_G(t)\} + [p^2]\{q_G(t)\} = [\phi]^T \{p(t)\}. \quad (29)$$

A transformação para coordenadas modais é definida por:

$$\{q_G(t)\} = [\phi]^{-1} \{q(t)\}, \quad (30)$$

e a transformação inversa por:

$$\{q(t)\} = [\phi]\{q_G(t)\}. \quad (31)$$

A semelhança entre a equação obtida em (29) e a equação de equilíbrio dinâmico de um sistema de

apenas um grau de liberdade apresentada na equação (32) é evidente. É a partir dessa semelhança que é possível, através de um sistema de um grau de liberdade, obter-se a resposta para um sistema com múltiplos graus de liberdade.

$$\ddot{q}(t) + 2p\xi\dot{q}(t) + p^2q(t) = p(t). \quad (32)$$

Se for utilizada outra normalização modal, que não a referente à matriz de massa, a equação de equilíbrio dinâmico assume o seguinte formato:

$$[M_G]\{\ddot{q}(t)\} + [C_G]\{\dot{q}(t)\} + [K_G]\{q(t)\} = [\phi]^T\{p(t)\}. \quad (33)$$

A transformação para coordenadas modais é definida por

$$\{q_G(t)\} = [V]^{-1}\{q(t)\}, \quad (34)$$

e a transformação inversa por:

$$\{q(t)\} = [V]\{q_G(t)\}. \quad (35)$$

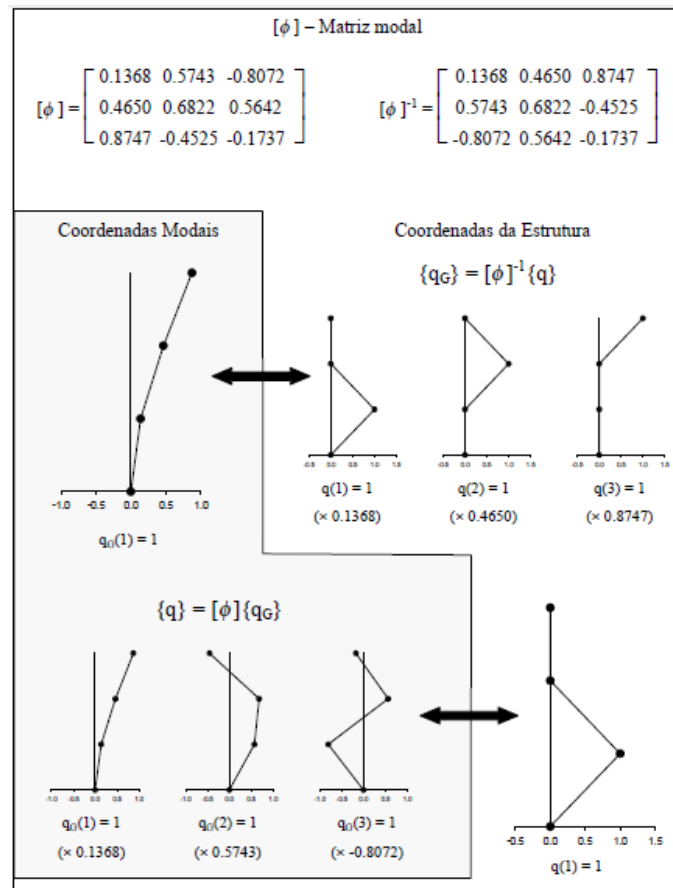


Figura 14 – Transformação de coordenadas modais para coordenadas estruturais e vice-versa para uma estrutura com 3 graus de liberdade [18]

## 2.7 Análise Sísmica por Espectros de Resposta

A análise sísmica por espectros de resposta é um método de análise preconizado tanto no atual regulamento português, RSA [12], como no Eurocódigo 8 [8]. Um espectro de resposta pode ser definido como a reprodução gráfica da resposta máxima de sistemas com apenas um grau de liberdade para diferentes períodos ou frequências próprias do oscilador e para um dado valor de amortecimento viscoso.

Quando o objetivo é apenas conhecer os valores extremos da resposta de uma estrutura, quando solicitada por uma ação sísmica, em detrimento da resposta ao longo do tempo, é prático usar este método e por isso continua a ser um dos métodos mais utilizados no dimensionamento sísmico de estruturas.

Embora este método tenha em conta apenas o comportamento elástico da estrutura, o seu comportamento não linear pode ser previsto afetando a resposta obtida por um coeficiente de comportamento, de forma a estimar os esforços que se gerariam no caso do comportamento não linear da estrutura tivesse sido considerado.

De modo a obter um melhor resultado global da resposta estrutural e porque a opção de somar as respostas individuais de cada modo de vibração revela-se um acontecimento com baixa probabilidade de ocorrência, pois é muito pouco provável que as respostas máximas de cada modo ocorram

simultaneamente, as respostas modais são combinadas seguindo um dos dois seguintes métodos: A “Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados”, ou RQSQ, assume, como o próprio nome o indica, que a resposta global pode ser admitida como a raiz quadrada da soma dos quadrados de cada resposta individual, admitindo-se portanto a independência das respostas modais.

$$G \approx \sqrt{\sum_{n=1}^m (G_n)^2}. \quad (36)$$

Este método de combinação de respostas deverá ser empregue para modos de vibração com frequências satisfatoriamente distanciadas. Caso isso não aconteça, o método apropriado será a “Combinação Quadrática Completa”, CQC, uma vez que considera o efeito da correlação entre as várias respostas dos modos individuais.

$$G \approx \sqrt{\sum_{n=1}^m \sum_{i=1}^m \rho_{in} G_i G_n}. \quad (37)$$

Onde o fator de correlação pode ser obtido através de:

$$\rho_{in} = \frac{8\zeta^2 (1 + \beta_{in}) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta^2 \beta_{in} (1 + \beta_{in})^2}. \quad (38)$$

E a relação entre frequências é definida por:

$$\beta_{in} = \frac{p_i}{p_n}. \quad (39)$$

### 3 Análises Estáticas Não lineares (*Pushover*)

O maior desafio atual da engenharia sísmica é desenvolver métodos simples e no entanto fiáveis e representativos para avaliar o comportamento sísmico das estruturas considerando o seu comportamento inelástico. Assim as análises estáticas não lineares saem favorecidas quando comparadas com as análises dinâmicas, sendo estas mais complexas e não tão vocacionadas para a prática corrente, porém apresentam um maior potencial devido às simplificações associadas às análises estáticas não lineares. O mesmo acontece quando comparamos este método com as análises lineares, que não permitem recolher informação importante sobre o comportamento estrutural, como é o caso da identificação de regiões críticas, entre outros.

Este método de análise também é conhecido por análise *pushover* e consiste em modelar a estrutura com técnicas que permitam simular o seu comportamento não linear e sujeitá-la a um perfil de cargas laterais incrementais e monotónicas, de forma a simular as forças de inércia que se geram devido à ação dos sismos. A matriz de rigidez é atualizada a cada incremento da carga lateral até à convergência

do passo de carga ou até serem atingidas condições pré-definidas pelo utilizador, tais como condições de estado limite ou de colapso da estrutura.

Caso não seja adotado os denominados *pushover* adaptativos, a alteração do comportamento estrutural após a plastificação da primeira rótula não é tida em conta, por isso, a utilização de um método baseado em deformações, em oposição à utilização de forças, poderá encobrir características estruturais importantes tais como irregularidades na resistência dos elementos e mecanismo de “*soft-storey*”.

Este tipo de análise é baseado na hipótese de que a resposta de uma estrutura com vários graus de liberdade pode ser relacionada com a resposta de um sistema de um único grau de liberdade. Isto implica que a resposta da estrutura seja condicionada principalmente por um modo de vibração e que a forma da deformada para esse modo continue a ser dominante ao longo do tempo.

### 3.1 Método N2

Recentemente houve uma evolução nos métodos simplificados de análise inelástica. Estes métodos combinam a análise estática não linear de estruturas de vários graus de liberdade com a análise por espectro de resposta de um sistema equivalente de um único grau de liberdade. A sua aplicação vai desde o apoio ao dimensionamento de novas estruturas, até à determinação do desempenho sísmico de estruturas já existentes, geralmente com o intuito de promover o seu reforço sísmico.

Um exemplo de um destes métodos é o método N2 desenvolvido por Peter Fajfar [13], por volta de 1980 e implementado no Anexo B da Parte 1 do Eurocódigo 8 [8]. Este método é baseado no “Capacity Spectrum Method” [16] e tem como base a análise estática por *pushover*, descrita anteriormente. O método N2 utiliza um espectro de resposta inelástico em vez do elástico utilizado pelo método “Capacity Spectrum Method”, com amortecimento e período equivalentes. Uma das suas principais limitações consiste da hipótese base de que a forma da deformada é invariável no tempo sendo que se obtêm resultados de boa qualidade principalmente em estruturas simétricas com pouca influência dos restantes modos de vibração. Estes métodos são formulados no formato de aceleração – deformação em que a capacidade da estrutura é relacionada diretamente com a ação gerada pelo sismo.

Neste capítulo são descritos os passos mais importantes do método N2 seguindo o trabalho de Fajfar *et al.* [14] e o Anexo B do Eurocódigo 8.

### 3.1.1 Passos do Método N2

#### Dados

- Modelo estrutural

É utilizada uma modelação estrutural simétrica com múltiplos graus de liberdade atendendo ao comportamento não linear dos elementos estruturais. As formas mais usuais de ter em conta as relações não lineares de força/deformação consistem na utilização de elementos estruturais com plasticidade concentrada nas extremidades das barras e na utilização de elementos estruturais cujo comportamento é calculado com base num conjunto de secções transversais definidas com um conjunto de fibras de aço e de betão, às quais estão associadas relações constitutivas adequadas à simulação do comportamento não linear destes materiais.

- Ação sísmica

A ação sísmica é definida segundo o Eurocódigo 8, por um espectro elástico de aceleração na qual as acelerações são dadas em função do período natural da estrutura tendo em conta o coeficiente de amortecimento e outros fatores, nomeadamente geotécnicos.

#### Definição da ação sísmica no formato AD (Aceleração – Deformação)

- Determinação do espectro elástico de deslocamentos

O espectro inelástico no formato AD será determinado a partir do espectro de aceleração. Para um sistema de um único grau de liberdade as seguintes relações são aplicáveis:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (40)$$

Sendo que  $S_{de}$  e  $S_{ae}$  são respetivamente os espectros elásticos de deslocamentos e de acelerações e  $T$  representa o período da estrutura (ver Figura 15).

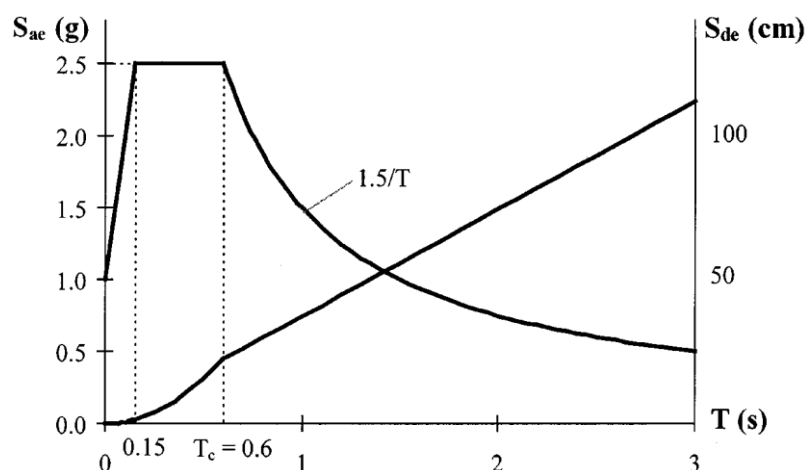


Figura 15 - Formato tradicional de um espectro de aceleração e deformação elástico [13]

- Determinação do espectro inelástico para ductilidade constante

A partir dos espectros elásticos de aceleração e deslocamento, podemos definir os espectros inelásticos para um sistema de um grau de liberdade com uma relação força-deformação bilinear da seguinte forma [43]:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}, \quad (41)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a. \quad (42)$$

Onde  $\mu$  é o fator de ductilidade, definido pela relação entre o deslocamento máximo e o deslocamento de cedência e  $R_\mu$  o fator de redução utilizado de modo a ter em conta a dissipação de energia de uma estrutura dúctil.

Miranda e Bertero [33] apresentam uma revisão excelente sobre as várias propostas apresentadas ao longo do tempo para o fator de redução. No método N2 é utilizado um espectro bilinear para o cálculo do mesmo [13].

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \rightarrow T < T_c, \quad (43)$$

$$R_\mu = \mu \rightarrow T \geq T_c. \quad (44)$$

Onde  $T_c$  é o período característico da ação sísmica. Nas equações (42) e (44) pode-se verificar que para períodos médio – longos, iguais ou superiores ao da ação sísmica, os deslocamentos do sistema inelástico e do sistema elástico são equivalentes para estruturas com períodos iguais.

Desta forma, a partir do espectro elástico de aceleração e a partir das equações apresentadas anteriormente, para fatores de ductilidade constantes, é possível obter o espectro inelástico no formato AD, conforme ilustrado na Figura 16.

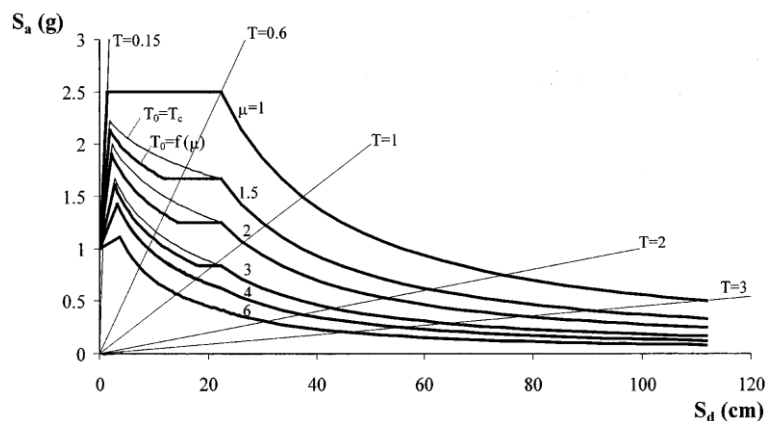


Figura 16 - Espectro de resposta no formato AD para valores de ductilidade constantes [13]

## Análise Pushover

É efetuada uma análise pushover através da aplicação de uma distribuição lateral de forças, representando as forças de inércia na qual a estrutura estaria sujeita quando submetida a movimentos do solo. Através do incremento linear dessas forças, a estrutura é submetida a vários níveis de solicitações obtendo-se, assim, desde uma resposta elástica até à cedência dos elementos estruturais. Desta forma, pode-se obter uma curva de capacidade que se traduz na relação força – deslocamento do sistema com múltiplos graus de liberdade. Qualquer valor de força e de deslocamento poderá ser utilizado, sendo que os mais comuns são a força de corte basal e o deslocamento num ponto de controlo, geralmente no topo do edifício.

- Determinação da distribuição de forças laterais

O vetor de forças laterais  $P$  utilizado no método N2 para definir as forças aplicadas na análise pushover é determinado pelo produto da diagonal da matriz de massa,  $M$ , pela forma assumida da deformada  $\Phi$ :

$$P = p\Psi = pM\Phi . \quad (45)$$

Sendo que “ $p$ ” é um fator que controla a magnitude das forças laterais. Pela equação (45) a força aplicada em cada piso “ $i$ ” é proporcional à componente  $\Phi_i$  da forma da deformada multiplicada pela massa do piso  $m_i$ .

$$P_i = pm_i\Phi_i . \quad (46)$$

Para que esta aproximação seja utilizada, é necessário considerar que a forma da deformada é exata e constante durante toda a ação sísmica, o que não é verdade, consistindo portanto numa aproximação. Ainda assim, em estudos anteriores [42], foi comprovado que esta aproximação produz resultados aceitáveis para estruturas em que o período do primeiro modo de vibração seja inferior a 2s.

Após a realização da análise *pushover*, e da obtenção da curva de capacidade, é efetuada uma idealização da curva de forma a obter os valores de força de corte basal e deslocamento referentes à cedência da estrutura para utilização na conversão do *sistema de vários graus de liberdade* (SVGL) para o *sistema de um grau de liberdade* (SUGL).

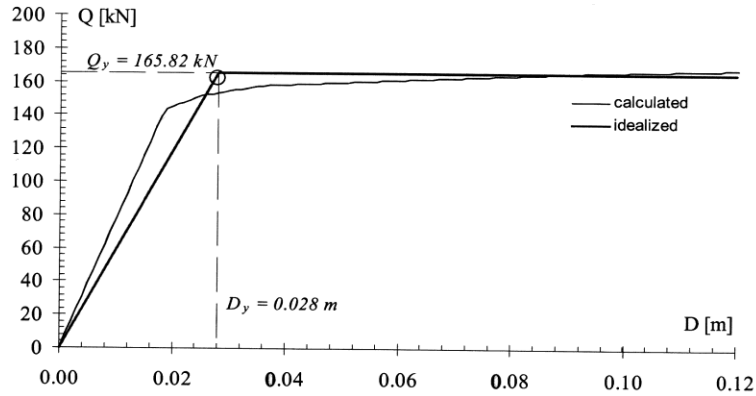


Figura 17 – Exemplo de uma idealização da curva pushover [14]

### Modelo equivalente de um sistema de um único grau de liberdade

- Transformação de quantidades de um sistema de vários graus de liberdade para um sistema de um grau de liberdade equivalente.

Vários métodos foram desenvolvidos de forma a obter as características de um sistema equivalente de apenas um grau de liberdade. Nesta secção irá ser descrito o procedimento adotado no método N2 [14]. O primeiro passo consiste na formulação da equação de movimento de um sistema de múltiplos graus de liberdade na qual apenas se inclui translações laterais.

$$M\ddot{U} + R = M1a . \quad (47)$$

Em que U e R são os vectores que representam os deslocamentos e as forças de restituição, respetivamente, e “a” é a aceleração do solo em função do tempo. Mais uma vez, considerando uma deformada constante ao longo do tempo, o vetor de deslocamentos é definido por:

$$U = \Phi D_t . \quad (48)$$

Sendo  $D_t$  o deslocamento no topo dependente do tempo.

A componente no topo da forma da deformada é normalizada à unidade, por conveniência, de tal forma que as forças internas sejam iguais às forças externas P.

Assim inserindo na equação (47) as equações (45) e (48) e multiplicando cada componente por  $\Phi^T$  obtém-se [13]:

$$\Phi^T M \Phi \ddot{D}_t + \Phi^T M \Phi p = -\Phi^T M 1 a . \quad (49)$$

Desta forma a equação de movimento de um sistema equivalente de um grau de liberdade pode ser simplificada para:

$$m^* \ddot{D}^* + F^* = -m^* a. \quad (50)$$

Onde  $m^*$  é a massa do sistema equivalente de um grau de liberdade [13]:

$$m^* = \Phi^T M \mathbf{1} = \sum m_i \Phi_i, \quad (51)$$

e  $D^*$  e  $F^*$  representam os deslocamentos e as forças do sistema equivalente [13].

$$D^* = D_t / \Gamma, \quad (52)$$

$$F^* = V / \Gamma, \quad (53)$$

onde  $V$  representa o corte basal do sistema com vários graus de liberdade, pode ser definido da seguinte forma [13]:

$$V = \sum P_i = \Phi^T M \mathbf{1} p = p \sum m_i \Phi_i = p m^*, \quad (54)$$

e  $\Gamma$  o fator de participação modal utilizado para a transformação de um sistema de múltiplos graus de liberdade para um sistema de um grau de liberdade:

$$\Gamma = \frac{\Phi^T M \mathbf{1}}{\Phi^T M \Phi} = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2}. \quad (55)$$

- Determinação do período equivalente

O período da estrutura pode ser determinado aplicando a seguinte equação:

$$T^* = 2\pi \sqrt{m^* / k^*}, \quad k^* = F_y^* / D_y^*. \quad (56)$$

Onde  $F_y^*$  e  $D_y^*$  são respectivamente a resistência e o deslocamento de cedência.

- Diagrama de capacidade

O diagrama de capacidade no formato AD pode ser obtido dividindo as forças obtidas no diagrama de força – deformação pela massa equivalente [13].

$$S_{ay} = F^* / m^*. \quad (57)$$

### Solicitação sísmica para o sistema SUGL

- Determinação do fator de redução

A solicitação sísmica para o sistema SUGL poderá ser determinada recorrendo à representação gráfica em simultâneo do espectro elástico, inelástico e o diagrama de capacidade. Através da interseção da

Avaliação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado

linha radial correspondente ao período elástico do sistema bilinear idealizado,  $T^*$ , com o espectro de resposta elástico,  $S_{ae}$ , pode-se obter o espectro elástico de deslocamentos.

O fator de redução pode ser então obtido através da divisão das acelerações correspondentes aos sistemas elástico e inelástico.

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (58)$$

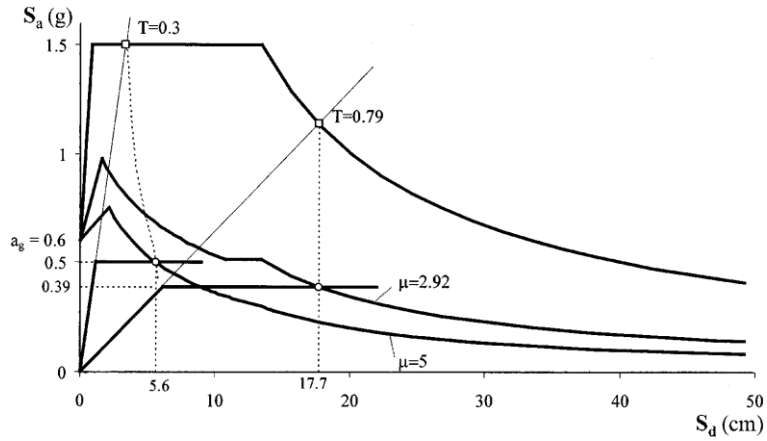


Figura 18 – Procedimento gráfico utilizado para a determinação do espectro elástico de deslocamentos para o sistema SDOF [14]

- Determinação do espectro de deslocamentos

Pela Figura 18 pode-se observar que se o período elástico  $T^*$  for superior ou igual a  $T_c$ , então o deslocamento inelástico é equivalente ao deslocamento elástico e que o coeficiente de ductilidade

$$\mu = \frac{S_d}{D_v^*} \text{ é igual ao fator de redução, } R_{\mu}.$$

$$S_d = S_{de}(T^*) \text{ Para } T^* \geq T_c, \quad (59)$$

$$\mu = R_\mu. \quad (60)$$

Pelo contrário se o período for inferior a  $T_c$ , então:

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1, \quad (61)$$

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*}\right). \quad (62)$$

### Deslocamentos globais e locais para o sistema SVGL

O deslocamento no topo pode, então, ser calculado transformando o deslocamento obtido para o sistema SUGL no deslocamento de topo  $D_t$  do sistema com múltiplos graus de liberdade através da seguinte equação.

$$D_t = D^* \times \Gamma. \quad (63)$$

As grandezas locais tal como a rotação dos nós, ou os deslocamentos ao nível dos pisos, podem ser obtidas através de uma análise *pushover*, efetuada até ao ponto que caracteriza o desempenho sísmico para a ação considerada. Tal como anteriormente, a estrutura é sujeita a uma carga monotónica incremental, até obter o deslocamento pretendido,  $D_t$ . Assim, assume-se que as deformações obtidas na estrutura correspondem, aproximadamente, às que se iria obter ao efetuar uma análise dinâmica. Ainda assim, visto  $D_t$  ser apenas um valor médio dos deslocamentos para uma certa ação sísmica, é aconselhável que a análise seja feita com base num deslocamento de topo correspondente a 150% de  $D_t$ .

#### 3.1.2 Limitações

Tal como qualquer outro método, o método N2 tem as suas desvantagens e limitações. As primeiras devem-se essencialmente ao facto de as aplicações deste método serem indicadas para estruturas simétricas, embora já existam alguns estudos no sentido de aplicar esta metodologia a estruturas irregulares.

Existem fundamentalmente duas fontes de aproximações e consequentes limitações neste método. A primeira consiste na utilização de uma análise *pushover*. A análise *pushover* fornece-nos uma visão da resistência e ductilidade da estrutura e dos pontos sensíveis de dimensionamento que não seriam obtidos através de uma análise elástica, por outro lado, esta análise é baseada na hipótese de que a forma da deformada é constante ao longo do tempo, tornando este método pouco apurado em estruturas em que os modos de vibração de ordem superior têm um efeito não desprezável na resposta. Uma possível forma de ultrapassar, parcialmente, essa aproximação é através da utilização de vários perfis distintos das cargas laterais ou de métodos adaptativos.

A segunda fonte de aproximação consiste na utilização de um espectro inelástico. Este espectro inelástico é baseado na “*regra de iguais deslocamentos*”. Esta regra tem sido usada com sucesso há cerca de 40 anos e apesar de ter sido confirmada a sua aplicabilidade por diversos estudos, Miranda e Bertero [33] e Vidic *et al.* [43]. No entanto é apenas viável para estruturas fundadas em solos firmes com um período fundamental numa gama média/alta, apresentando deslocamentos demasiado baixos para movimentos do solo perto de falhas, para sistemas com baixa resistência e resultados insatisfatórios para estruturas fundadas em solos brandos [13].

## **4 Análise Dinâmica Incremental**

### **4.1 Introdução**

A análise dinâmica incremental é um método de análise estrutural utilizado para estimar o comportamento dinâmico de um sistema estrutural ao longo do tempo. No caso de ações sísmicas, são utilizados registos de acelerações ou de deslocamentos definidos na base da estrutura, por vezes escalados para diferentes graus de intensidade, de forma a simular vários cenários plausíveis.

Com o desenvolvimento das ferramentas computacionais surge a possibilidade de adoção destes métodos analíticos cada vez mais complexos e conseqüentemente mais fiáveis, relativamente à resposta real de uma estrutura. Ainda assim, as análises dinâmicas não lineares continuam a constituir um forte desafio, principalmente devido à complexidade das relações constitutivas e dos algoritmos de integração no tempo, do peso computacional e da dificuldade de representação do amortecimento entre outros fatores relacionados com o comportamento estrutural. Por isso, embora menos apurados, os métodos estáticos continuam a ser utilizados recorrentemente no dimensionamento estrutural e na avaliação da vulnerabilidade sísmica.

### **4.2 Métodos de Integração numérica no domínio do tempo**

Os métodos de integração numérica por diversos anos foram alvo de estudos intensos, sendo amplamente descritas as suas propriedades em diversas publicações. Nesta secção aborda-se de forma sucinta a formulação e as características dos principais métodos de integração no domínio do tempo.

Os métodos de integração numérica no domínio do tempo podem ser classificados em três tipos: os métodos explícitos, os implícitos e os mistos. Nos métodos explícitos a solução do intervalo de tempo atual é calculada tendo em conta a informação dos intervalos de tempo anteriores, enquanto os métodos implícitos requerem o conhecimento de informação referente ao passo de carga em consideração. Por outro lado, os métodos mistos, como o próprio nome o indica, combinam as vantagens dos outros dois tipos e são normalmente utilizados quando a estrutura em questão é heterogênea. A decisão de optar por um destes métodos depende exclusivamente do tipo de problema a ser resolvido.

Segundo Bajer [2], os melhores métodos de integração no tempo deverão ter as seguintes características:

- Deverão ser incondicionalmente estáveis;
- Deverão conter a dissipação numérica controlada por um parâmetro, ou em casos específicos não conter dissipação numérica;
- A dissipação numérica deverá afetar os modos de vibração mais altos.

A estabilidade de um algoritmo, que pode ser condicionada a certas condições, diz respeito a propriedade de um algoritmo de integração no domínio do tempo de não fornecer resultados que se caracterizam por uma aumento irreal e descontrolado da resposta da estrutura.

A capacidade de dissipação numérica é uma característica de alguns algoritmos de fornecerem mecanismos dissipação de vibrações espúrias, geralmente com altas frequências, que têm origem numérica e não no real comportamento estrutural.

Correntemente, os métodos mais utilizados são os métodos associados à família de algoritmos propostos por Newmark [35] e o  $\alpha$ -Method [20], os quais são descritos de forma sucinta nas seguintes secções.

#### 4.2.1 Métodos de Newmark

Neste grupo de métodos de integração a variação da aceleração num determinado intervalo de tempo poderá ser descrita da seguinte forma [31]:

$$\mathbf{a} = \left\{ (1-\gamma)\mathbf{a}_j + \gamma\mathbf{a}_{j+1} \right\} \Delta t. \quad (64)$$

Integrando esta equação é possível exprimir o deslocamento e a velocidade no final do intervalo de tempo como:

$$\mathbf{v}_{j+1} = \mathbf{v}_j + \left\{ (1-\gamma)\mathbf{a}_j + \gamma\mathbf{a}_{j+1} \right\} \Delta t, \quad (65)$$

$$\mathbf{q}_{j+1} = \mathbf{q}_j + \Delta t \mathbf{v}_j + \frac{\Delta t^2}{2} \left\{ (1-2\beta)\mathbf{a}_j + 2\beta\mathbf{a}_{j+1} \right\}. \quad (66)$$

Reorganizando a equação (66) pode-se obter a seguinte expressão:

$$\mathbf{a}_{j+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \left\{ \mathbf{q}_{j+1} - \mathbf{q}_j - \Delta t \mathbf{v}_j - \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2 \mathbf{a}_j \right\}. \quad (67)$$

Inserindo a equação na equação (65) a equação da velocidade no final do intervalo de tempo pode ser reescrita como:

$$\mathbf{v}_{j+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} (\mathbf{q}_{j+1} - \mathbf{q}_j) + \left( 1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \mathbf{v}_j + \left\{ (1-\gamma) - \frac{\gamma}{\beta} \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \right\} \Delta t \cdot \mathbf{a}_j. \quad (68)$$

Inserindo a equação (68) e (67) na equação de equilíbrio dinâmico (3) definida no intervalo de tempo  $j+1$  e rearranjando os termos, obtém-se, respetivamente, a equação de rigidez efetiva e a equação de

forças efetivas.

$$\hat{K} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} M + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + K, \quad (69)$$

$$\hat{Q}_{j+1} = Q_{e,j+1} + \left\{ -v_j - (1-\gamma) \Delta t a_j + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} q_j + \frac{\gamma}{\beta} v_j + \frac{\gamma}{\beta} \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t a_j \right\} C + \frac{1}{\beta \Delta t^2} \left\{ q_j + \Delta t v_j + \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2 a_j \right\} M \quad (70)$$

Pode ser demonstrado [19] que o método de Newmark é incondicionalmente estável se a seguinte relação de parâmetros do algoritmo se verificar:

$$2\beta \geq \gamma \geq 1/2, \quad (71)$$

condicionalmente estável quando,

$$\gamma \geq 1/2, \beta < 1/2, \quad (72)$$

precisando que se verifique a seguinte condição,

$$\Omega_{\zeta} = \Delta t \omega_{\max} \leq \frac{\xi(\gamma - 1/2) + \sqrt{\gamma/2 - \beta + \xi^2(\gamma - 1/2)^2}}{(\gamma/2 - \beta)}, \quad (73)$$

e instável para:

$$\gamma < 1/2. \quad (74)$$

#### 4.2.1.1 $\alpha$ -Method

O  $\alpha$ -method apresenta definições para as velocidades e deslocamentos semelhantes às definidas para os métodos de Newmark, (65) e (66), contudo a equação de equilíbrio dinâmico é definida da seguinte forma:

$$M\mathbf{a}_{j+1} + (1 + \alpha)\mathbf{C}\mathbf{v}_{j+1} - \alpha\mathbf{C}\mathbf{v}_j + (1 + \alpha)\mathbf{K}\mathbf{q}_{j+1} - \alpha\mathbf{K}\mathbf{q}_j = (1 + \alpha)\mathbf{Q}_{e,j}, \quad (75)$$

onde o equilíbrio dinâmico é verificado no instante:

$$\mathbf{t}_{j+\alpha} = (1 + \alpha)\mathbf{t}_{j+1} - \alpha\mathbf{t}_j = \mathbf{t}_{j+1} + \alpha\Delta t. \quad (76)$$

Introduzindo as equações da velocidade e do deslocamento, escritas anteriormente nos métodos de Newmark (equações (65) e (66)), na equação de equilíbrio dinâmico, e rearranjando os termos da equação obtém-se a rigidez efetiva e o vetor das forças efetivas.

$$\hat{\mathbf{K}} = (1 + \alpha) \left( \mathbf{K} + \frac{\gamma}{\beta\Delta t^2} \mathbf{C} \right) + \frac{1}{\beta\Delta t^2} \mathbf{M}, \quad (77)$$

$$\begin{aligned} \hat{\mathbf{Q}}_{j+1} = & (1 + \alpha)\mathbf{Q}_{e,j+1} - \alpha\mathbf{Q}_{e,j} + \alpha\mathbf{K}\mathbf{q}_j + \mathbf{M} \left\{ \frac{1}{\beta\Delta t^2} \mathbf{q}_j + \frac{1}{\beta\Delta t} \mathbf{v}_j + \frac{1-2\beta}{2\beta} \mathbf{a}_j \right\} + \\ & (1 + \alpha)\mathbf{C} \left\{ \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \mathbf{q}_j - \left( 1 - \frac{\gamma}{\beta} \right) \mathbf{v}_j + \Delta t \frac{\gamma(1-2\beta)}{2\beta} \mathbf{a}_j - \Delta t(1-\gamma)\mathbf{a}_j \right\} + \alpha\mathbf{C}\mathbf{v}_j \end{aligned} \quad (78)$$

O  $\alpha$ -method apresenta uma série de vantagens, além de ser incondicionalmente estável, este algoritmo possui uma característica muito importante que se trata da capacidade do mesmo de adicionar valores controláveis de dissipação numérica, através do parâmetro  $\alpha$ , para amortecer as já referidas vibrações espúrias, usualmente com altas frequências, gerados pelos algoritmos numéricos.

Os parâmetros do algoritmo devem respeitar as seguintes relações:

$$-1/3 \leq \alpha \leq 0; \quad \gamma = (1 - 2\alpha)/2; \quad \beta = (1 - \alpha)^2/4 \quad (79)$$

Em que se  $\alpha = 0$  o algoritmo degenera num dos métodos de Newmark (método trapezoidal), e para valores decrescentes de  $\alpha$  o nível de dissipação numérica aumenta até  $\alpha = -1/3$ , a partir do qual o algoritmo torna-se instável.

### 4.3 Amortecimento de Rayleigh

Um caso especial do amortecimento é o designado amortecimento de Rayleigh ou proporcional, no qual a matriz de amortecimento resulta da combinação linear da matriz de massa e da matriz de rigidez:

$$C = \alpha_d M + \beta_d K, \quad (80)$$

onde  $\alpha_d$  e  $\beta_d$  são os coeficientes proporcionais à massa e à rigidez, respetivamente. Este modelo de amortecimento assume que a distribuição do amortecimento na estrutura é proporcional à sua massa e à sua rigidez. Esta hipótese é muito utilizada na prática pelo facto de fornecer um bom resultado para uma vasta gama de estruturas.

Os níveis de amortecimento podem ser definidos independentemente quando as equações de movimento estão escritas em coordenadas modais, por outro lado, quando são utilizados métodos de integração no tempo, apenas é possível definir valores de amortecimento para duas frequências distintas.

Para um sistema de um grau de liberdade é possível obter [31]:

$$\begin{cases} \xi = c / c_c \\ c_c = 2M\omega \end{cases} \rightarrow \xi_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha_d}{\omega_i} + \beta_d \omega_i \right). \quad (81)$$

Sendo que  $\xi$  representa a percentagem do amortecimento crítico  $c_c$ , definido como o valor de amortecimento necessário para impedir o movimento. Ao impor-se dois níveis de amortecimento,  $\xi_1$  e  $\xi_2$ , em duas frequências distintas,  $\omega_1$  e  $\omega_2$ , é possível obter as seguintes relações:

$$\alpha_d = 2\omega_1\omega_2 \frac{\xi_1\omega_2 - \xi_2\omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2}. \quad (82)$$

Analisando a Figura 19 pode-se observar que aumentando o parâmetro  $\alpha_d$ , associado à matriz de massa, cria um decréscimo de amortecimento para maiores valores de frequência. Por outro lado um incremento do parâmetro  $\beta_d$  produz maiores valores de amortecimento para frequências altas. A utilização de formulações de um amortecimento viscoso produz resultados satisfatórios enquanto o material se mantiver dentro da gama elástica ou com pouca inelasticidade e distancia-se da realidade para gamas elevadas de inelasticidade devido à histerese dos materiais.

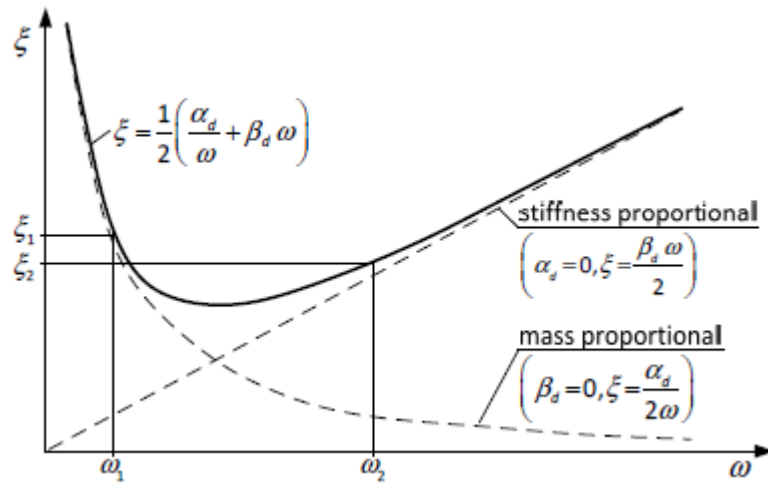


Figura 19 – Amortecimento proporcional de Rayleigh [31]

O método de Rayleigh apresenta como principal desvantagem o facto de, ao serem utilizados métodos de integração no tempo, ser apenas possível impor níveis específicos de amortecimento em dois valores distintos de frequência. Por outro lado, caso se considere apenas a matriz de rigidez inicial na definição da matriz de amortecimento, este não irá refletir as alterações na rigidez associadas às análises não lineares

## Capítulo IV

### Caso de Estudo

#### 1 Introdução

A estrutura escolhida para estudo efetuado foi o modelo físico à escala real de uma estrutura de betão armado de um piso que foi ensaiada no âmbito de um concurso de modelação numérica englobado na 15ª Conferência Mundial de Engenharia Sísmica, que decorreu de 24 a 28 de Setembro de 2012 em Lisboa. As equipas concorrentes são desafiadas a prever o comportamento não linear de duas estruturas geometricamente idênticas e dimensionadas para diferentes níveis de ductilidade, designadas no relatório de projeto [22] por Modelo A e Modelo B. O Modelo A corresponde a uma estrutura com um nível de ductilidade médio e o Modelo B é caracterizado por um nível melhorado de ductilidade, devido à pormenorização mais cuidada dos elementos, privilegiando a ductilidade em vez da resistência.

As estruturas foram sujeitas a um conjunto de sismos de intensidade crescente na mesa sísmica triaxial do LNEC e foram registadas as séries de deslocamentos e de acelerações em dois pontos distintos da estrutura para vários níveis de intensidade sísmica.

Neste capítulo pretende-se efetuar a comparação dos resultados obtidos por via experimental com resultados obtidos numericamente. Neste estudo dá-se maior ênfase às análises modais e às análises dinâmicas no domínio do tempo sendo utilizada como referência a estrutura referente ao modelo A referida anteriormente e descrita na secção seguinte.

## 2 Descrição da Estrutura

O modelo é constituído por uma solução porticada, tridimensional em betão armado de um piso, sendo que a laje maciça cobre apenas metade da área em planta do mesmo. Os pórticos apresentam dois alinhamentos ortogonais, apresentando uma pequena assimetria em termos de rigidez associada à laje maciça. A Figura 20 descreve a geometria da estrutura analisada.

Sobre a estrutura foram colocadas massas adicionais com uma distribuição assimétrica em planta, conforme ilustrado na Figura 21. O objetivo desta conceção foi promover a componente de torção da resposta da estrutura, tornando os ensaios mais interessantes do ponto de vista científico. A Figura 22 apresenta uma vista da estrutura após a remoção das cofragens.

Os materiais utilizados foram o betão da classe C25/30, com um peso volúmico de  $25 \text{ kN/m}^3$ . O módulo de elasticidade aos 28 dias preconizado no Quadro 3.1 do EC2 [8] para esta classe de betão toma o valor de 31 GPa, no entanto foram utilizados valores numéricos superiores e inferiores para este parâmetro conforme o tipo de análise efetuado.

Outro parâmetro utilizado para caracterizar o comportamento mecânico do material foi o coeficiente de Poisson, tendo-se adotado o valor de  $\mu = 0,2$ . O valor médio da resistência do betão à compressão considerado foi de  $f_{cm} = 33,0 \text{ MPa}$ . Este valor foi obtido através da média dos valores obtidos experimentalmente, resultados esses que serão apresentados mais à frente.

Nesta fase é importante salientar que foram utilizados valores médios das características mecânicas dos materiais pois o objetivo é obter o resultado mais próximo possível do comportamento real da estrutura e não fazer uma análise para dimensionamento, minorando a resistência e majorando as ações, para garantir determinados níveis de segurança estrutural.

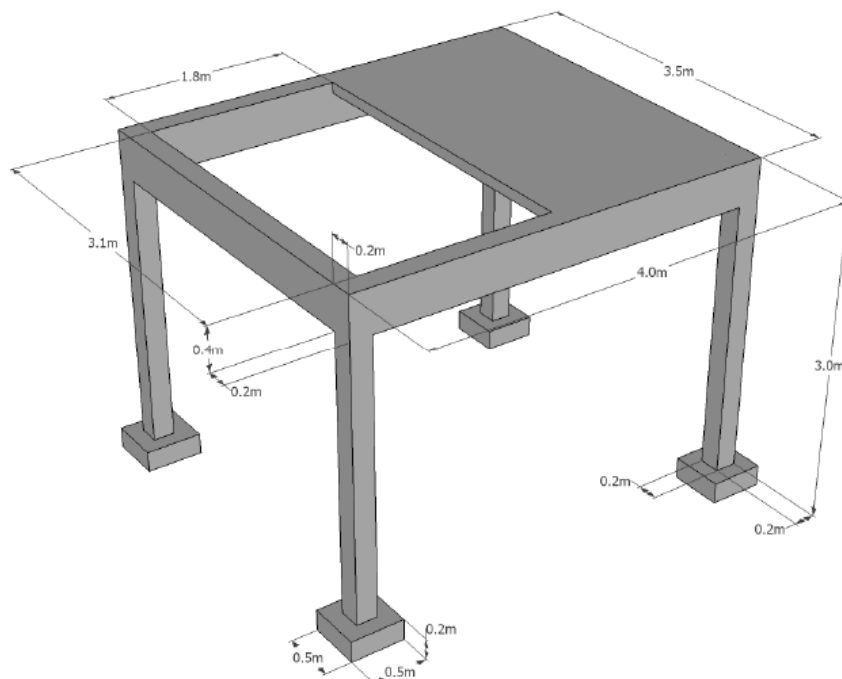


Figura 20: Dimensões gerais dos protótipos [22]

## Avaliação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado

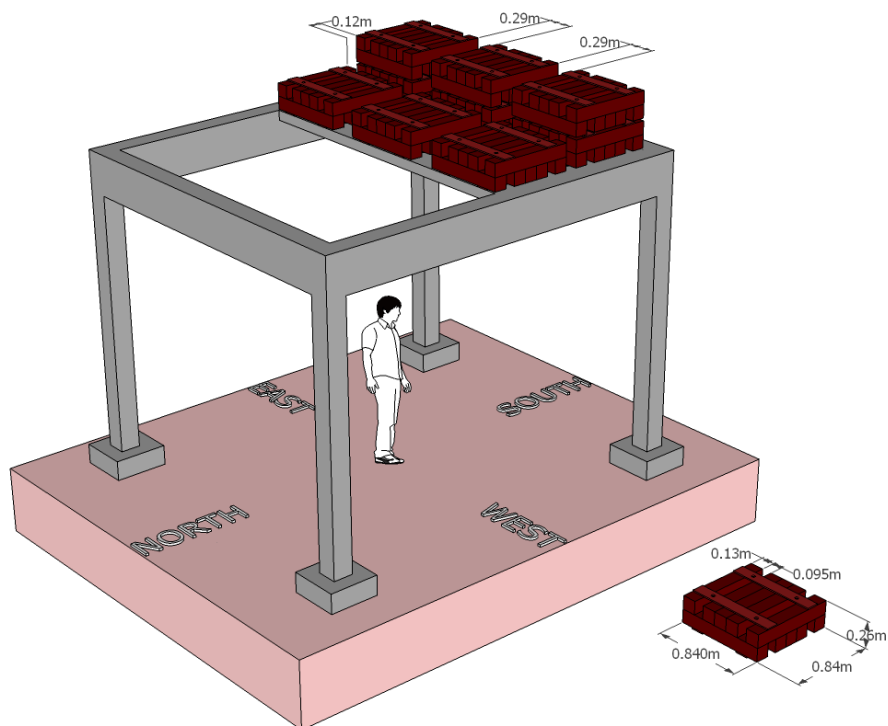


Figura 21 – Esquema geral da estrutura durante o ensaio [21]

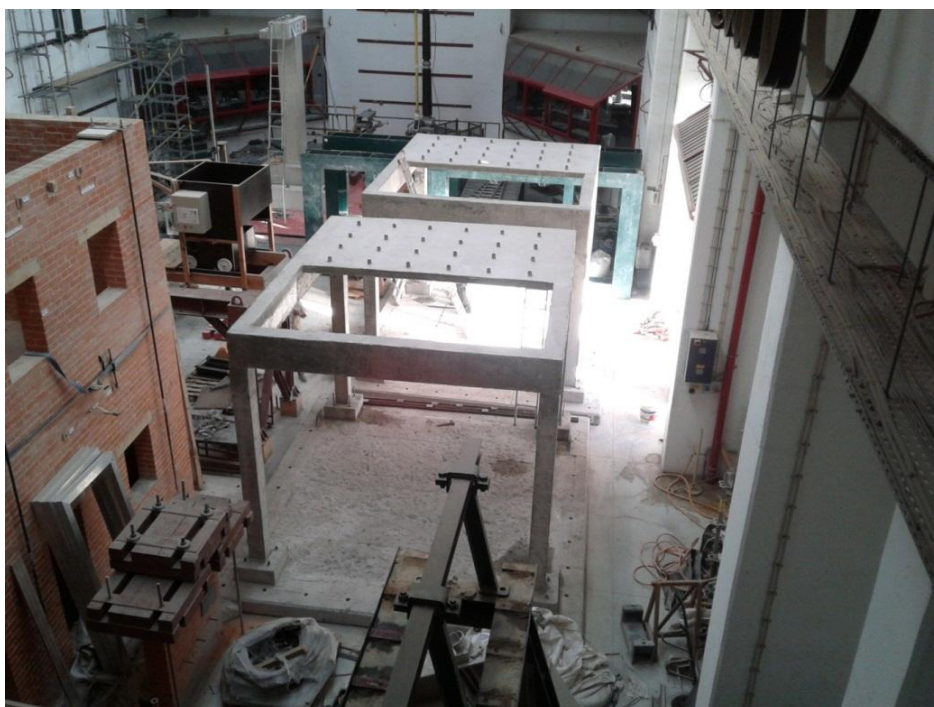


Figura 22 - Vista geral dos protótipos após a remoção das cofragens.

Os aços utilizados nas armaduras são do tipo S500, laminado a quente e que apresenta as seguintes características mecânicas:

$$\gamma = 78 \text{ kN/m}^3,$$

$$E_{sm} = 200 \text{ GPa},$$

$$f_y = 500 \text{ MPa},$$

onde  $\gamma$  representa o peso volúmico,

$E_{sm}$  o módulo de elasticidade do aço, e

$f_y$  a Tensão de cedência do aço.

A estrutura apresenta quatro pequenas sapatas, com secção de 0,5m por 0,5m, em betão armado, com uma altura de 0,2m e com um recobrimento das armaduras de 2cm. Estas sapatas encontram-se fixas a uma laje de fundação rígida através de 4 varões roscados com 2cm de diâmetro, inseridos verticalmente na fundação por amarração dos mesmos à armadura, a 10cm do perímetro da fundação quando foi efetuada a betonagem (ver Anexo C, Desenho nº3).

Os varões, por sua vez, são enroscados a uma porca hexagonal, com cerca de 10cm de comprimento, que foi inserida e fixa através de buchas químicas à laje de fundação.

Os quatro pilares apresentam uma secção idêntica de 0,2mx0,2m e uma altura de 3m.

As vigas apresentam uma largura de 20 cm e uma altura de 40 cm e situam-se no contorno da estrutura. Por sua vez, a laje do piso foi dimensionada com 10 cm de espessura, e conforme já foi referido cobre apenas metade da área em planta do piso. Consequentemente, a hipótese de diafragma rígido não poderá ser considerada na sua totalidade para esta estrutura.

## 2.1 Construção dos modelos

A construção dos modelos para a realização dos ensaios em mesa sísmica foi efetuada no início de Agosto de 2012. A betonagem dos modelos foi executada *in situ* em duas fases distintas. Na primeira fase as sapatas e os pilares foram betonados em simultâneo sendo posteriormente betonadas as vigas e a laje numa segunda fase (Figura 23 e Figura 24).

A zona de união entre as duas fases de betonagem foi efetuada a 30cm abaixo da face inferior da viga, mais concretamente no final da amarração da armadura superior da viga. De modo a que ocorresse uma ligação mais perfeita entre o betão já endurecido com 8 dias e a betonagem da segunda fase, foi utilizado um ligante à base de resinas epóxi.

Foram retiradas amostras do betão assim como das armaduras de modo a ser efetuada uma caracterização mecânica dos mesmos através de ensaios mecânicos correntes. Os resultados destes ensaios serão apresentados mais à frente. Devido a imposições de natureza construtiva, não foi possível manter 1cm de recobrimento para os pilares como estava inicialmente previsto, tendo-se adotado 2cm de recobrimento.



Figura 23 - Pormenor do processo de construção dos pilares



Figura 24 - Pormenor do processo de construção das vigas

## 2.2 Características mecânicas dos materiais

Com o objetivo de melhorar a informação referente aos materiais, foram efetuados uma série de ensaios que se descrevem nesta secção.

Os testes de compressão realizados aos provetes de betão foram efetuados segundo a norma EN 12390-3:2011. A Tabela 1 e 2 apresentam os resultados obtidos.

Tabela 1 – Ensaio à compressão do betão – Propriedades das amostras de betão

Amostra	Data da amostra	Data do teste	Idade (dias)	Geometria da amostra (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	Densidade
Fundações e pilares #1	02-08-2012	30-08-2012	28	153x150x150	22950	2310
Fundações e pilares #2	02-08-2012	30-08-2012	28	152x150x150	22800	2290
Fundações e pilares #3	02-08-2012	30-08-2012	28	154x150x150	23100	2300
Vigas e laje #1	10-08-2012	07-09-2012	28	150x150x150	22500	2330
Vigas e laje #2	10-08-2012	07-09-2012	28	150x150x150	22500	2360
Vigas e laje #3	10-08-2012	07-09-2012	28	150x150x150	22500	2340

Tabela 2 – Ensaio à compressão do betão - Resistência à compressão

Amostra	Força de rotura (kN)	Tensão de rotura (MPa)
Fundações e pilares #1	847	36,9
Fundações e pilares #2	816	35,8
Fundações e pilares #3	790	34,2
Vigas e laje #1	677	30,1
Vigas e laje #2	675	30,0
Vigas e laje #3	675	30,0

Foram ainda recolhidas amostras prismáticas de forma a efetuar testes à resistência de flexão do betão. Esses testes foram efetuados de acordo com a norma EN 12390-5:2009 e os resultados obtidos podem ser consultados na Tabela 3 e na Tabela 4.

Na Tabela 5 estão apresentados os resultados adquiridos do teste à tração das amostras do aço de armaduras, sendo que os mesmos foram realizados em conformidade com a norma EN ISO 15630-1:2010.

Tabela 3 - Ensaio à flexão do betão – Características do provete

Amostra	Data da amostra	Data do teste	Idade (dias)	Geometria da amostra		
				d <sub>1</sub> (mm)	d <sub>2</sub> (mm)	L (mm)
Fundações e pilares #1	02-08-2012	30-08-2012	28	151	150	550
Fundações e pilares #2	02-08-2012	30-08-2012	28	151	150	550
Fundações e pilares #3	02-08-2012	30-08-2012	28	152	150	550
Fundações e pilares #3	02-08-2012	30-08-2012	28	150	150	550
Vigas e laje #1	10-08-2012	07-09-2012	28	151	150	550
Vigas e laje #2	10-08-2012	07-09-2012	28	152	150	550
Vigas e laje #3	10-08-2012	07-09-2012	28	151	150	550
Vigas e laje #4	10-08-2012	07-09-2012	28	152	150	550

Tabela 4 - Teste à flexão do betão - Resistência à flexão

Amostra	Força de rotura (kN)	Tensão de rotura (kN)
Fundações e pilares #1	30,9	4,1
Fundações e pilares #2	32,1	4,3
Fundações e pilares #3	33,6	4,4
Fundações e pilares #3	29,2	3,8
Vigas e laje #1	25,5	3,4
Vigas e laje #2	25,3	3,3
Vigas e laje #3	26,0	3,4
Vigas e laje #4	30,7	4,1

## Avaliação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado

Tabela 5 - Ensaio à tração do aço em armaduras

Amostra	d (mm)	$F_{eh}$ (kN)	$F_m$ (kN)	$R_{eH}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	$L_0$ (mm)	$L_u$ (mm)	$A_g$ (%)	$A_{gt}$ (%)
8,1	8	28,4	32,8	564	652	100	13,69	13,7	14,0
8,2	8	28,0	32,9	556	654	100	13,73	13,7	14,1
8,3	8	28,2	32,9	560	654	100	13,71	13,7	14,0
10,1	10	43,7	49,7	556	634	100	12,33	12,3	12,6
10,2	10	43,8	49,7	558	633	100	12,32	12,3	12,6
10,3	10	44,2	49,5	563	630	100	13,64	13,6	14,0
12,1	12	64,4	71,6	570	644	100	12,85	12,9	13,2
12,2	12	64,2	71,2	568	630	100	12,96	13,0	13,3
2,3	12	63,3	71,0	560	628	100	12,77	12,8	13,1

Em que:

- d é o diâmetro do varão;
- $F_{eh}$  é a força máxima de cedência;
- $F_m$  é a força máxima no teste de tração;
- $R_{eH}$  é a resistência máxima à cedência;
- $R_m$  a resistência à tração;
- $L_0$  comprimento inicial do varão utilizada para calcular  $A_g$  e  $A_{gt}$  ;
- $L_u$  é o comprimento final do varão utilizado para calcular  $A_g$  e  $A_{gt}$  ;
- $A_g$  a percentagem não-proporcional da deformação para a força  $F_m$ ;
- $A_{gt}$  a percentagem total da deformação para a força  $F_m$  considerando  $E_s = 200\text{kN/mm}^2$  .

Na Figura 25 pode-se observar a posição das massas na estrutura assim como o sistema de coordenadas adotado. A Tabela 6 apresenta o valor exato do peso das 9 massas fixas sobre a laje, sendo que o alinhamento mais a sul é constituído por massas duplas.

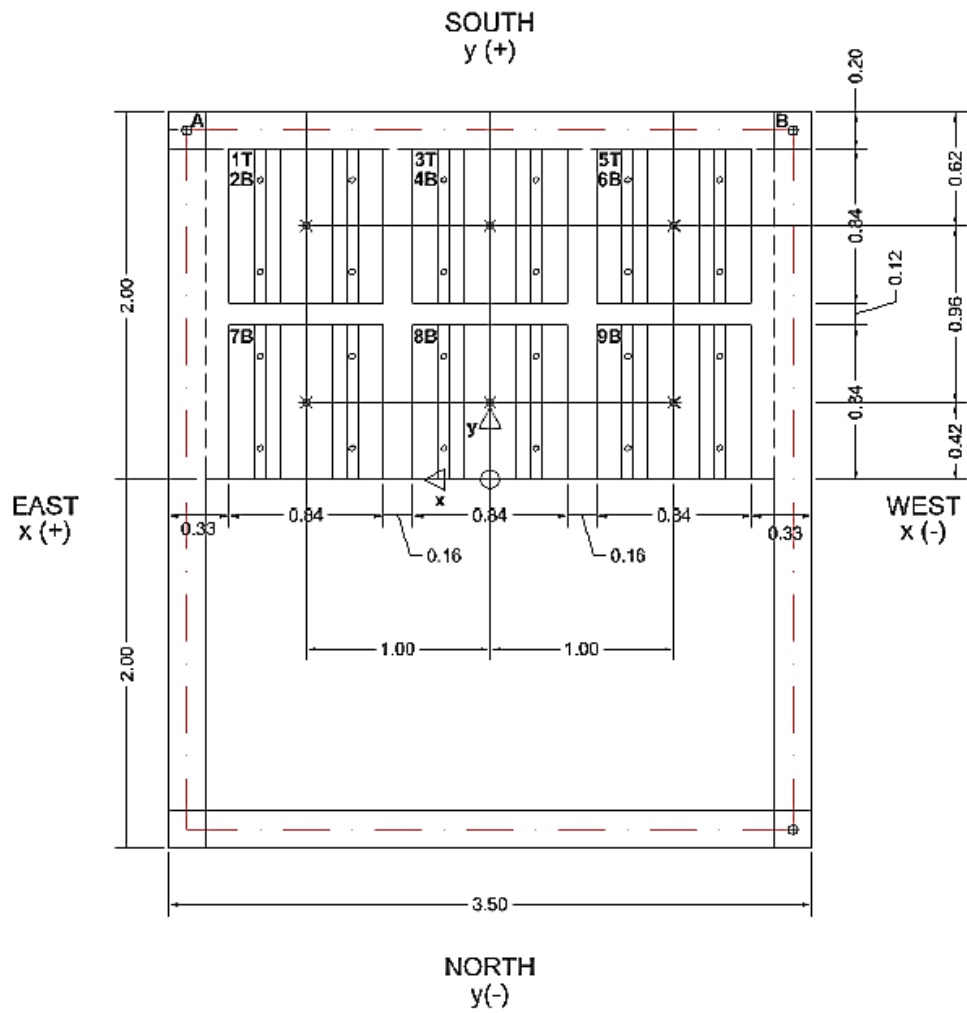


Figura 25 - Posição das massas e sistema de coordenadas adoptado

Tabela 6 – Valor exato do peso das massas

Massa	Peso (kgf)
#1T	1126
#2B	1134
#3T	1122
#4B	1130
#5T	1128
#6B	1138
#7B	1134
#8B	1131
#9B	1131

## 2.3 Caracterização das ações e das massas

- **Cargas Permanentes**

O peso próprio dos elementos estruturais, à exceção da laje, foi calculado automaticamente pelo programa de modelação tendo em conta o peso volúmico dos materiais constituintes.

- **Massas Adicionais**

Sobre a laje estão assentes 9 massas adicionais com cerca de 1200 kgf cada, espaçadas a 0,16m e 0,12m, respetivamente segundo o menor e o maior vão (ver Figura 25).

- **Sismo**

Os movimentos sísmicos na base dos modelos impostos pela mesa sísmica são séries semi-artificiais, compatíveis com o espectro de resposta elástico do EC8 para um valor de amortecimento de 5%. Em termos gerais, a adaptação de uma série de aceleração ao longo do tempo é efetuada por um processo interativo na qual as amplitudes da Transformada de Fourier das séries de acelerações, calculada para uma interação  $i$ , são corrigidas pela raiz quadrada do quociente entre as ordenadas do espectro de resposta alvo e as ordenadas do espectro de resposta obtido para a série de acelerações da interação anterior ( $i-1$ ).

A série de acelerações iniciais ao longo do tempo pode ser qualquer uma, por exemplo registo gerado aleatoriamente e modelada por uma função, ou baseada num registo específico de um sismo real. No primeiro caso as fases são aleatoriamente e uniformemente distribuídas, enquanto que ao serem baseadas num registo real, a fase para cada frequência específica é igual à fase do registo original.

Assim, foram utilizados dois segmentos de acelerações das duas direções ortogonais do registo de um sismo real, nomeadamente o registo obtido durante o sismo e tsunami do Japão (Tohoku), ocorrido em 11-03-2011). Este segmento é definido por 40,96 segundos de duração, começando nos 16,50s e acabando nos 57,46s do registo do sismo, como demonstrado na Figura 26.

A partir do registo artificial criado foram criados novos quatro registos com níveis de intensidade nominal crescente identificados como:

- LOW – Correspondendo a 20% de intensidade do registo artificial;
- MED – Correspondendo a 70% de intensidade do registo artificial;
- REF – Correspondendo a 100% de intensidade do registo artificial;
- HIGH – Correspondendo a 200% de intensidade do registo artificial.

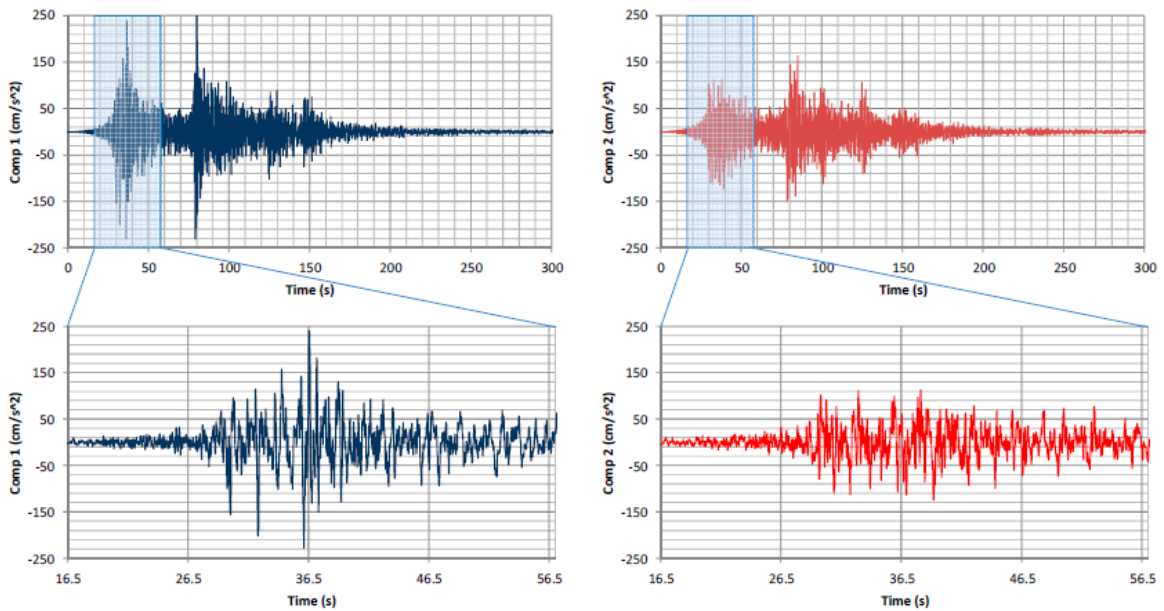


Figura 26 - Registo do grande Sismo do Japão e segmento utilizado para gerar o sismo artificial

De modo a minimizar as diferenças entre os deslocamentos alvo e os deslocamentos de referência foi criado um modelo de calibração, que consiste na criação de uma terceira estrutura, com características semelhantes às estruturas que foram utilizadas nos ensaios finais.

- **Determinação massas para o cálculo de forças de inércia**

Na secção 3.2.4 (2)P do EC8 está definido que os efeitos de inércia da ação sísmica de cálculo deverão ser calculados tendo em conta a presença de massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem da seguinte combinação:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (83)$$

Sendo  $\Psi_{E,i}$  o coeficiente de combinação para a ação variável.

Uma vez que no modelo estrutural utilizado as massas estão sempre presentes, não havendo portanto a incerteza que leva a utilização dos coeficientes de combinação, os mesmos foram desprezados e as massas foram consideradas como parte do peso próprio da estrutura.

### 3 Modelação

#### 3.1 Ferramentas Computacionais

Para a determinação das solicitações realizadas pelo sismo, no que diz respeito aos modos de vibração, deslocamentos modais e forças de corte basal, realizou-se um modelo tridimensional da estrutura no programa *SAP2000* [10] para a realização de análises modais e análise dinâmica linear e no programa *SeismoStruct* [41] para as análises dinâmicas não lineares.

##### 3.1.1 SAP2000

Para a realização das análises modais e dinâmicas lineares, optou-se pela modelação da estrutura no programa *SAP2000 V14* [10] na versão para Windows (Figura 27). O nome *SAP2000* nos últimos 30 anos tem sido associado ao estado de arte dos métodos analíticos. O software é testado experimentalmente há mais de 35 anos, dando provas da sua qualidade e fiabilidade.

Este contém, ainda, diversas aplicações de modelação, desde a criação de elementos em 3D, quer através da sua base de dados onde se pode definir de forma simplificada as secções mais usuais para os distintos elementos estruturais, quer pela aplicação de desenho onde é possível ao utilizador definir secção arbitrária utilizando qualquer material definido pelo mesmo. Em qualquer um dos métodos de criação dos elementos 3D, as propriedades das secções dos mesmos são calculadas automaticamente no que toca à sua massa, inércia, e outros parâmetros.

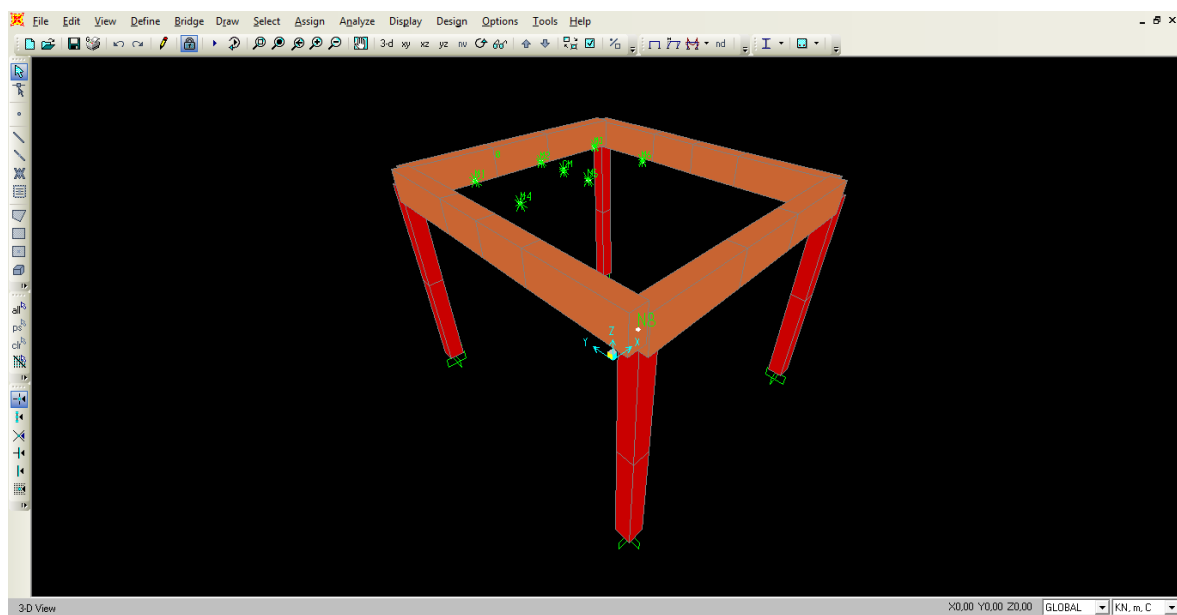


Figura 27 - Interface do programa SAP2000 [10]

### 3.1.2 SeismoStruct

O software SeismoStruct [41] é um programa de elementos finitos, capaz de prever o comportamento de estruturas sobre ações estáticas ou dinâmicas, tendo em conta as não linearidades geométricas e o comportamento inelástico dos materiais. Tal como no SAP2000, este programa contém uma vasta base de dados de configurações de secções para elementos 3D, assim como materiais pré-definidos correspondentes ao betão, ao aço, FRP<sup>i</sup> e SMA<sup>ii</sup>.

Entre todas as funcionalidades deste software destacam-se a completa integração do mesmo com o Windows, no que toca à utilização das suas funcionalidades para exportação e importação de ficheiros, o modo “*wizard*”, através do qual é possível criar modelos regulares ou irregulares, em 2D ou 3D e corrê-los em qualquer tipo de análise em apenas alguns segundos, sete tipos diferentes de análises, incluindo análise dinâmica e estática ao longo do tempo, *pushover* convencional e adaptativo, análise dinâmica incremental, entre outras (Figura 28).

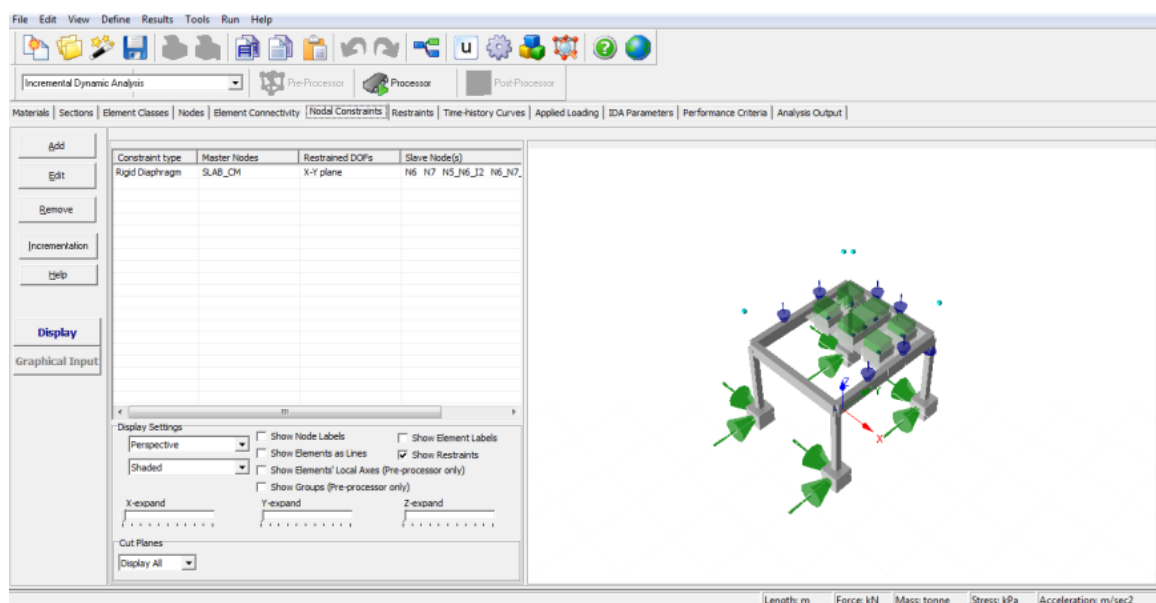


Figura 28 - Interface do programa SeismoStruct [41]

## 3.2 Solução estrutural

### 3.2.1 Estrutura elástica linear

Para as análises elásticas lineares, foram tidas em conta apenas as características elásticas dos materiais, recorrendo à modelação das vigas e dos pilares através de elementos de barra

<sup>i</sup> Fiber Reinforced Polymer – Polímero reforçado com fibras

<sup>ii</sup> Shape-Memory Alloy – trata-se de um metal que quando aquecido retorna à sua forma original.

## Avaliação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado

tridimensionais finitos com 6 graus de liberdade por nó (ver Figura 29). Considerou-se um diafragma rígido para simular a laje existente e a sua massa foi calculada e colocada no seu centro de massa segundo as duas direções horizontais.

As unidades empregues na modelação, quer para a introdução das características dos materiais, quer para o valor das massas, correspondem às do Sistema Internacional (SI).

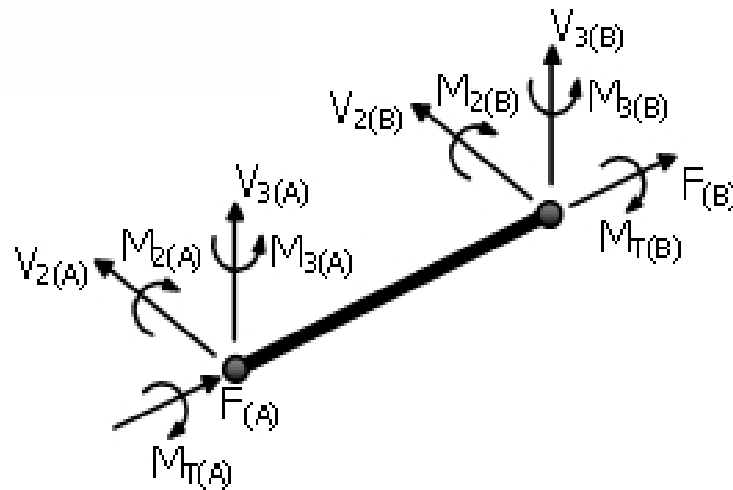


Figura 29 - Esforços num elemento finito de barra [41]

### 3.2.2 Estrutura inelástica

Para a modelação inelástica foram utilizados elementos com plasticidade distribuída, isto é, o comportamento da secção transversal é representado através da divisão dessa mesma secção em fibras, onde cada uma delas está associada a uma relação uniaxial de tensão-deformação do betão e do aço em armaduras. Assim, a relação tensão-deformação da secção do elemento é obtida através da integração da relação das fibras individuais na qual a peça foi dividida (ver Figura 30).

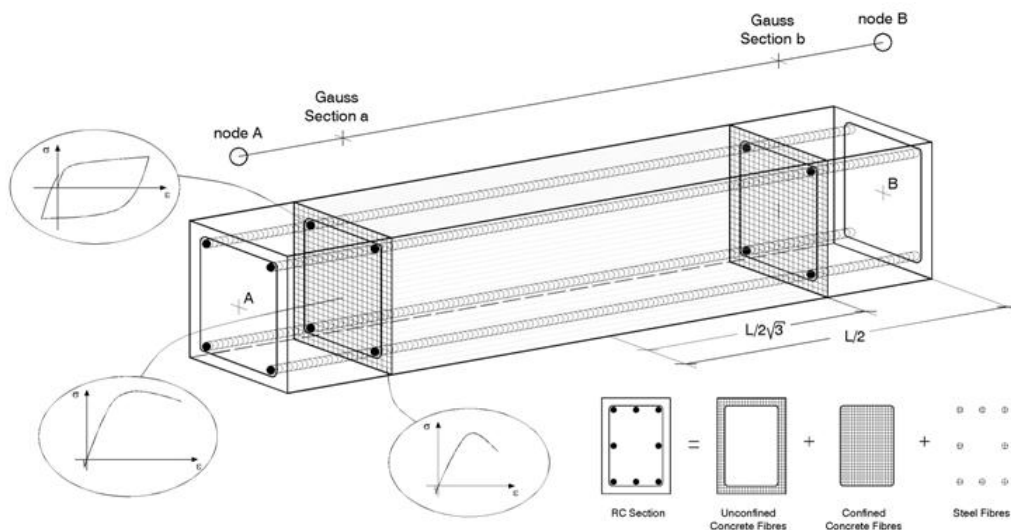


Figura 30 - Exemplo de uma secção típica de uma viga dividida em fibras [41]

De forma a reproduzir o efeito do confinamento passivo associado às armaduras ao núcleo da secção, utilizou-se dois tipos de betão com relações de tensão-deformação distintas.

A plasticidade distribuída dos elementos pode ser implementada através de duas formulações distintas: baseada em deslocamentos (BD) e baseada em forças (BF). No primeiro método a deformação é imposta, o que impossibilita a obtenção da forma real da deformada, uma vez que a distribuição de curvatura torna-se variável devido às inelasticidades concentradas. Por outro lado, na formulação BF as condições de equilíbrio são completamente satisfeitas e não há qualquer restrição no que respeita ao desenvolvimento de deformações pela peça sendo, por isso, um método mais preciso.

Assim sendo, foi utilizado o método BF para definir o comportamento não linear das vigas e pilares na modelação da estrutura. Estes elementos foram divididos em duas metades e foram utilizadas cerca de 400 fibras em cada secção, tendo-se utilizado 5 secções de integração.

### 3.3 Definição dos materiais

#### 3.3.1 Estrutura elástica

Começou-se por definir uma malha tridimensional, segundo as coordenadas cartesianas, de modo a que o eixo X corresponde-se à menor dimensão da estrutura com um comprimento total de 3,3m, uma vez que a malha estará centrada nos elementos estruturais, e o eixo Y, perpendicular a este, com uma dimensão de 3,8m. De seguida recorreu-se aos modelos constitutivos considerados no programa SAP2000 para definir os materiais correspondentes ao betão C25/30 e ao aço S500, assim como as secções dos elementos estruturais (ver Figura 31 e Figura 32). O módulo de elasticidade aplicado nas características do material C25/30, para a análise por espectro de resposta, corresponde a metade do valor real, conforme especificado na secção 4.3.1 (6) do EC8 [8] para ter em conta, de forma grosseira

## Avaliação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado

e simplificada, o efeito da fendilhação e da consequente perda de rigidez da estrutura. Optou-se, ainda, por considerar o peso volúmico dos materiais, na definição das suas características, em oposição à colocação direta de massa e forças nos modelos.

The screenshot shows the 'Material Properties' dialog for concrete C25/30. It is divided into several sections: 'General Data' with fields for material name (C25/30), type (Concrete), and notes; 'Weight and Mass' with fields for weight per unit volume (25) and mass per unit volume (2.5493), and a units dropdown set to 'KN, m, C'; 'Isotropic Property Data' with fields for Modulus of Elasticity (E: 35,000,000), Poisson's Ratio (U: 0.2), Coefficient of Thermal Expansion (A: 9.900E-06), and Shear Modulus (G: 6458333); and 'Other Properties for Concrete Materials' with a field for Specified Concrete Compressive Strength (f<sub>c</sub>: 33000) and a checkbox for 'Lightweight Concrete'. At the bottom, there is a 'Switch To Advanced Property Display' checkbox and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 31 – Propriedades mecânicas do betão C25/30 adotadas no SAP2000 [10]

The screenshot shows the 'Material Properties' dialog for rebar S500. It is divided into several sections: 'General Data' with fields for material name (S500), type (Rebar), and notes; 'Weight and Mass' with fields for weight per unit volume (78) and mass per unit volume (7.9538), and a units dropdown set to 'KN, m, C'; 'Uniaxial Property Data' with fields for Modulus of Elasticity (E: 2,000E+08), Poisson's Ratio (U: 0), Coefficient of Thermal Expansion (A: 1,170E-05), and Shear Modulus (G: 0); and 'Other Properties for Rebar Materials' with fields for Minimum Yield Stress (F<sub>y</sub>: 500000), Minimum Tensile Stress (F<sub>u</sub>: 550000), Expected Yield Stress (F<sub>ye</sub>: 500000), and Expected Tensile Stress (F<sub>ue</sub>: 550000). At the bottom, there is a 'Switch To Advanced Property Display' checkbox and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 32 – Características mecânicas do aço S500 adotadas no Sap2000 [10]

### 3.3.2 Estrutura inelástica

O material utilizado para simular o betão foi o modelo uniaxial proposto por Mander *et al.* [30], na qual o efeito do confinamento é incorporado na sua relação tensão-deformação através da formulação proposta pelo mesmo. De forma a definir as características mecânicas do material, foi necessário definir-se 5 parâmetros (ver Figura 33):

Peso específico -  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Resistência característica à compressão -  $f_c = 33 \text{ MPa}$

Resistência característica à tração -  $f_{ct} = 2,6 \text{ MPa}$

Deformação para a compressão máxima -  $\epsilon_c = 0.0021 \text{ mm/mm}$

Fator de confinamento -  $k_c = 1.2$  para secções confinadas;  $k_c = 1.0$  para secções não confinadas.

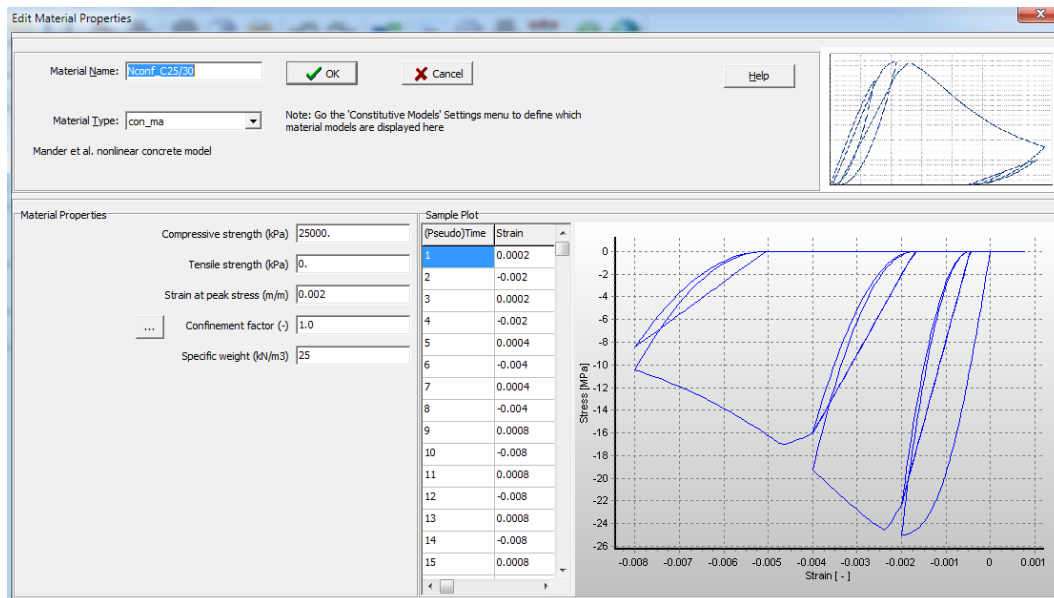


Figura 33 – Modelo de Mander *et al.*[30] - Propriedades mecânicas do betão adotadas no programa SeismoStruct [41]

O aço utilizado nas vigas consiste também num modelo uniaxial desenvolvido por Yassin [26] seguindo as relações de tensão-deformação propostas por Menegotto e Pinto [32]. Este modelo é indicado sobretudo para o aço de armaduras utilizado em estruturas em betão armado, principalmente quando sujeitas a solicitações severas. Mais uma vez é necessária a introdução de parâmetros como o seu módulo de elasticidade, tensão de cedência, peso específico, entre outros. (ver Figura 34).

O aço utilizado nos pilares consiste de igual forma num modelo uniaxial programado por Monti *et al.* [34], na qual é possível ter em consideração o fenómeno de encurvadura das armaduras quando sujeitas a forças de compressão. Este modelo utiliza a relação de tensão-deformação proposta por Filippou *et al.* [15], que consiste em melhoramentos efetuados aos já referidos modelos propostos por Menegotto e Pinto [32]. De modo a descrever as propriedades mecânicas do material foi necessário introduzir 12 parâmetros, sendo entre eles o módulo de elasticidade, tensão de cedência, peso específico, entre outros. (ver Figura 35).

## Avaliação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado

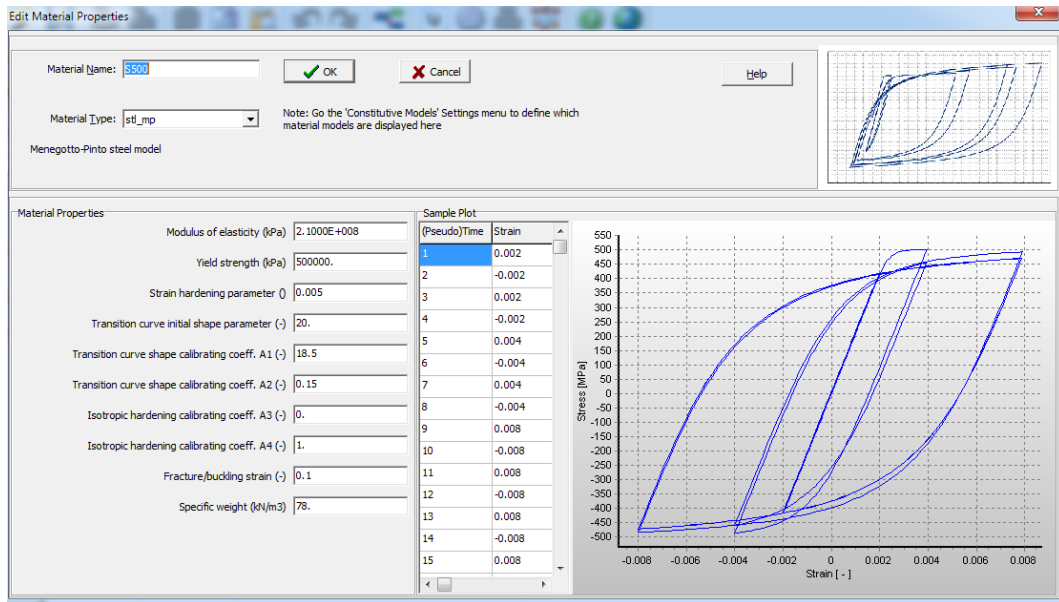


Figura 34 – Modelo de Menegotto e Pinto [32] – Propriedades mecânicas do aço adotado nas vigas no programa SeismoStruct [41]

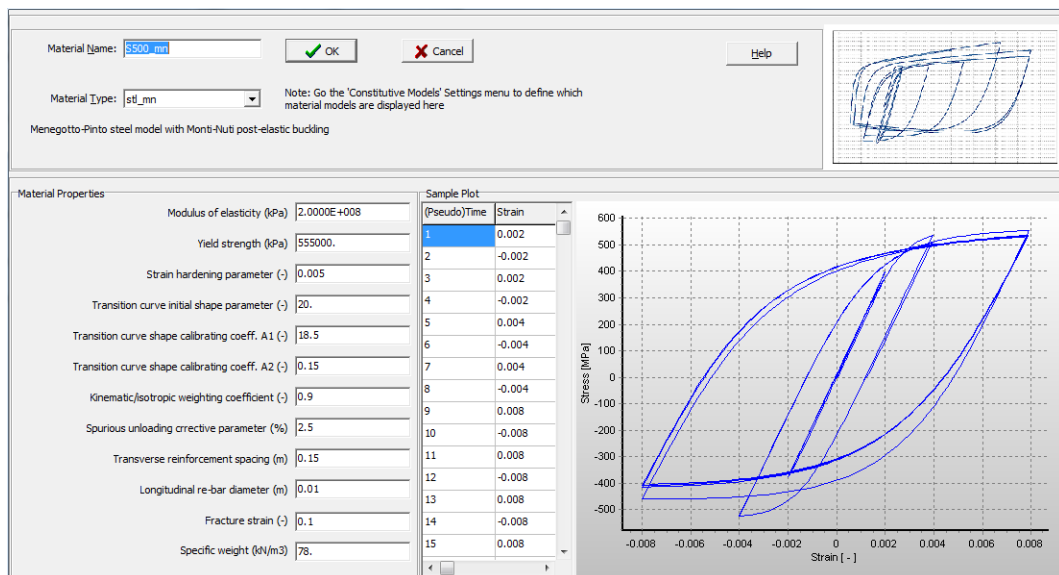


Figura 35 – Modelo de Monti *et al.* [34]- Propriedades mecânicas do aço adotado nos pilares no programa SeismoStruct[41]

### 3.4 Amortecimento

Foi utilizado um amortecimento global de Rayleigh (80) com  $\alpha_d = 0.48432846$  e com  $\beta_d = 0.0004642$ . Estes parâmetros correspondem a 4% de amortecimento para vibrações com período de 1s e a um amortecimento de 1.5% para períodos de 0.2s. Sendo:

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} (\omega_1\xi_1 - \omega_2\xi_2) \quad (84)$$

$$\beta = \frac{2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} (\omega_1\xi_1 - \omega_2\xi_2) \quad (85)$$

em que  $\xi_1$  e  $\xi_2$  são valores de amortecimento para duas frequências distintas  $\omega_1$  e  $\omega_2$ . Tendo sido escolhidos os valores de 4% de amortecimento para uma frequência de 1s e um amortecimento de 1,5% para uma frequência de 5s.

### 3.5 Massas e momentos polar de inércia

Como foi dito anteriormente, considerou-se que a laje maciça tem um comportamento de diafragma rígido, isto é, não existem deformações no plano da laje. Assim, os pontos referentes ao centro de geométrico da laje e das massas fixas à laje, foram integrados no diafragma rígido e neles foram aplicadas as respectivas massas e momentos polares de inércia (ver Tabela 7).

Tabela 7 - Massas e momento polar de inércia das massas adicionais e da laje

Nó	$M_x$ ton	$M_y$ ton	$I_x$ m	$I_y$ m	$I_p$ ton.m <sup>2</sup>
M1	2,400	2,400	0,84	0,84	0,28244
M2	2,400	2,400	0,84	0,84	0,28244
M3	2,400	2,400	0,84	0,84	0,28244
M4	1,200	1,200	0,84	0,84	0,14112
M5	1,200	1,200	0,84	0,84	0,14112
M6	1,200	1,200	0,84	0,84	0,14112
CM	1,422	1,422	3,10	1,80	1,52300

Para evitar possíveis instabilidades numéricas, nos pontos pertencentes aos diafragma rígidos referidos na foram restringidos no que toca às translações segundo o eixo Z e às rotações em torno dos eixos X e Y.

De forma a conceber um modelo estrutural com um comportamento aproximado ao real e de modo a reduzir as diferenças entre as duas modelações em programas distintos, correu-se uma análise simulando a laje maciça com elementos de casca de forma a avaliar a distribuição de forças devido ao

## Avaliação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado

seu peso próprio. Assim, obteve-se as reações nos nós que foram aplicadas posteriormente no modelo estrutural em sentido oposto de forma simular o seu efeito na estrutura porticada, conforme indicado na Figura 36.

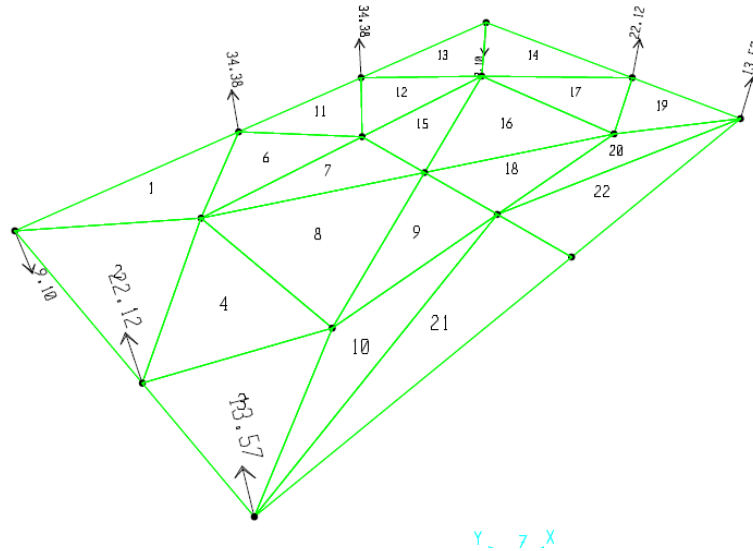


Figura 36 - Modelo efectuado em SAP200 referente à laje do piso

### 3.6 Condições de fronteira na base dos pilares

Para obter uma resposta mais real da estrutura, foram utilizadas condições de fronteira na base sobre a forma de molas de fundação. Para isso foram criados elementos de ligação, com um diagrama de força/momento por deslocamento/rotação linear.

Estes elementos de ligação permitem simular uma flexibilidade real existente no modelo, garantindo um comportamento mais realístico do que seria de esperar ao utilizar uma solução totalmente encastrada.

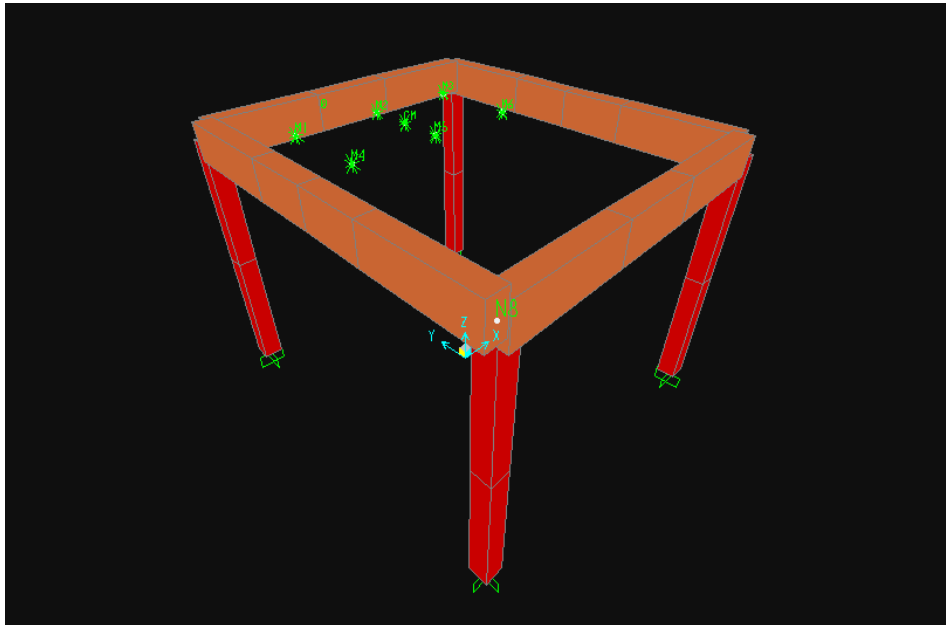


Figura 37 - Modelo estrutural 3D em SAP2000

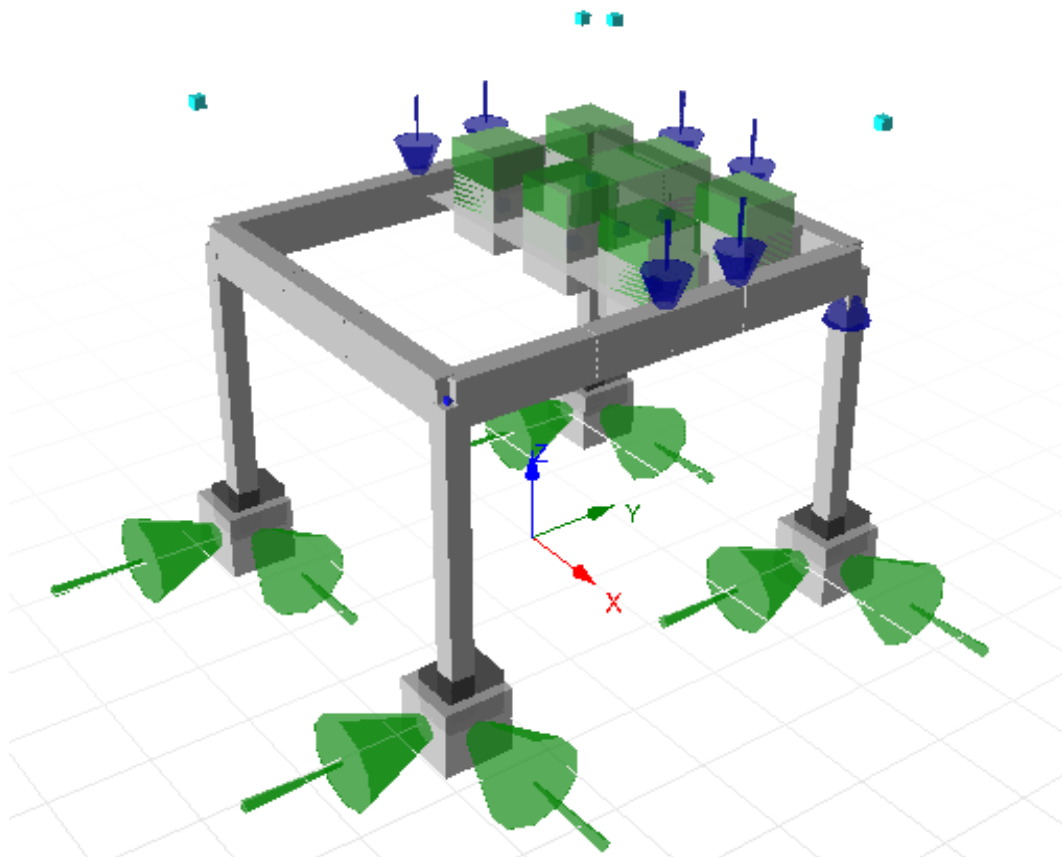


Figura 38 - Modelo estrutural desenvolvido no programa SeismoStruct para análise dinâmica não linear

### 3.7 Definição da ação sísmica

Na análise dinâmica incremental definiu-se a ação sísmica por parte de acelerogramas, que não são mais do que acelerações do solo em função do tempo. Para isso utilizaram-se dois acelerogramas padrão, introduzidos segundo as direções longitudinal e transversal (ver Figura 39 e Figura 40).

O programa SeismoStruct [41] utiliza vários fatores de escala, definidos pelo utilizador, para dimensionar a ação introduzida para diferentes níveis de intensidade, para que seja obtida uma resposta estrutural completa desde uma resposta elástica dos elementos, até à instabilidade global dos mesmos. No entanto, esta potencialidade não foi utilizada tendo-se usado os registos já alterados para os diferentes níveis de intensidade sísmica: nomeadamente 20%, 70%, 100% e 200% do sismo de referência.

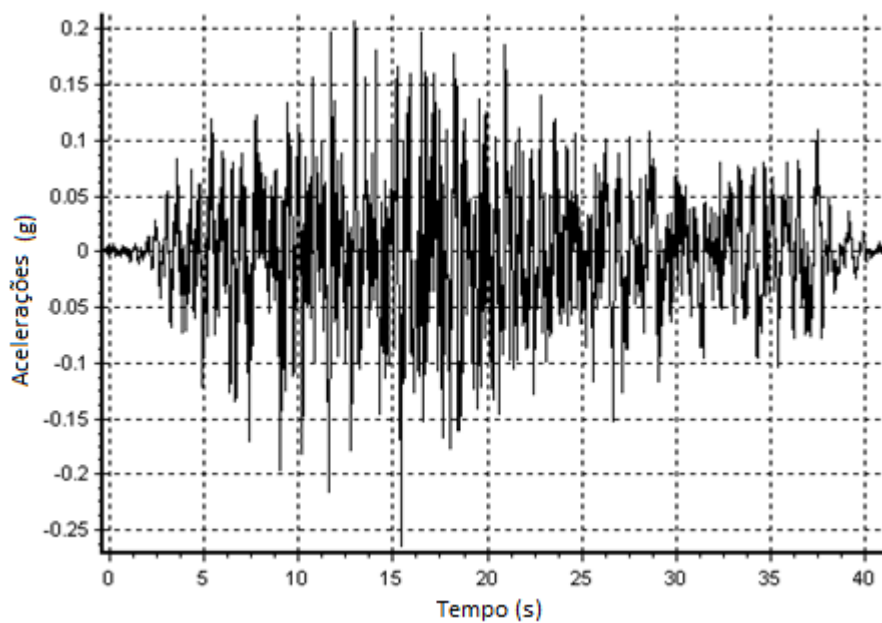


Figura 39 - Acelerograma transversal de referência

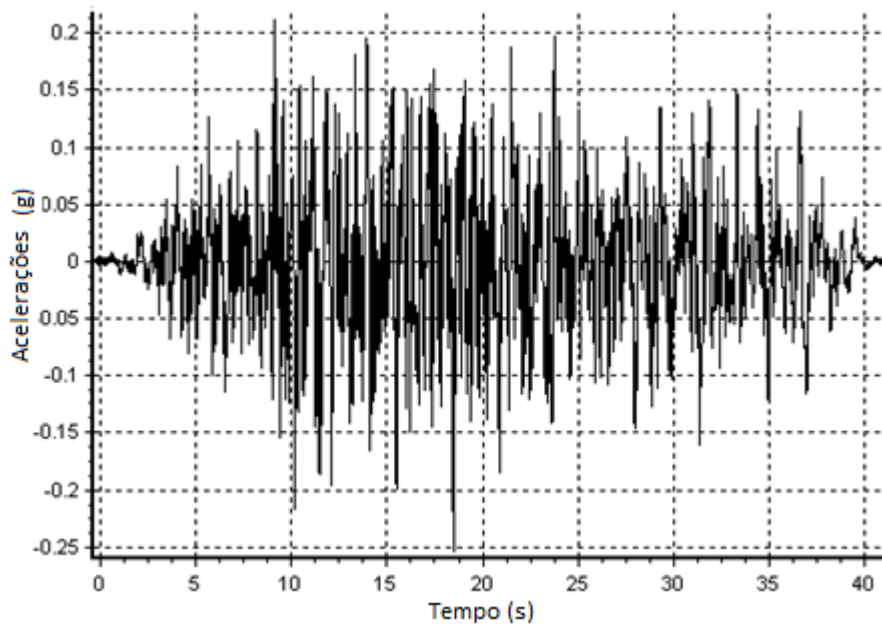


Figura 40 - Acelerograma longitudinal de referência

## 4 Análise de Resultados

### 4.1 Análises Modais

A identificação das características modais de uma estrutura é de enorme importância para o estudo do seu comportamento dinâmico. Estes tipos de análises permitem não só a calibração das características dinâmicas dos modelos numéricos, como também são fundamentais para o dimensionamento através de espectros de resposta.

#### Análises modais experimentais

Nesta secção são apresentados os ensaios que decorreram no LNEC para obtenção das características modais do Modelo A, que posteriormente foi ensaiado em mesa sísmica. Não se pretende descrever de forma exaustiva os procedimentos utilizados, mas sim apresentar de forma sucinta a metodologia e o procedimento utilizado pelos autores.

De forma a fornecer informação sobre as características dinâmicas da estrutura, foi realizada uma caracterização dinâmica dos modelos recorrendo à medição das vibrações provocadas pela excitação ambiente (*e.g.* vento, tráfego). Para uma melhor calibração das características dinâmicas, foram efetuadas 4 campanhas de medições das vibrações induzidas pela excitação ambiente. Essas 4 campanhas de medições foram realizadas com o modelo A, para 4 configurações distintas: i) o modelo sem a presença das massas adicionais; ii) com as massas 2, 4 e 6; iii) com as massas 2, 4, 6, 7, 9; e por último, iv) com todas as 9 massas colocadas presentes. Os resultados obtidos foram então analisados

## Avaliação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado

com recurso a técnicas que possibilitam obter estimativas das frequências, dos modos de vibração e dos coeficientes de amortecimento.

Foi utilizada uma metodologia output-only, como é habitualmente designada na literatura anglo-saxónica, baseada unicamente na medição da resposta estrutural. Este tipo de ensaios serve-se da excitação já presente no ambiente, geralmente com uma amplitude muito baixa, sendo essencial recorrer a registos de longa duração e a equipamento de medição de grande sensibilidade. Assim sendo, de forma a assegurar a fiabilidade dos resultados em termos de resolução espectral, foram efetuadas medições de longa duração, tendo-se recorrido a registos de 20 minutos.

Foi utilizado o software LNEC-SPA [24], em particular o módulo de identificação modal, designado de Modal Analysis-Output-Only, que implementa vários métodos de análise de vibrações medidas experimentalmente.

A identificação modal consistiu na aplicação do método usualmente denominado por *Frequency Domain Decomposition* (FDD) [40] e o método *Enhanced Frequency Domain Decomposition* (EFDD) proposto por Brincker *et al.* [39]. A utilização do método EFDD permite obter estimativas do amortecimento modal e aperfeiçoar as estimativas das frequências de vibração relativamente ao método FDD.

Para ensaios de vibração ambiente o nível de vibração é mínimo sendo que, em vez da utilização de um módulo de elasticidade secante a  $0,4 f_{cm}$  (ver Figura 41), como previsto no EC2, deve ser utilizado um módulo de elasticidade tangente. Assim, o módulo de elasticidade utilizado foi de 35GPa uma vez que a estrutura não se encontra fendilhada, sendo o valor de  $E_{cm}$ , segundo o EC2 para o betão C25/30, toma o valor de 31GPa.

Os modos de vibração obtidos numericamente foram obtidos executando uma análise modal da estrutura no programa SAP2000, tendo em conta as condições das quatro medições experimentais efetuadas no que diz respeito às massas colocadas na laje.

Ao calcularmos o erro relativo entre as duas análises obtidas, experimental e numérica, verificamos que os erros entre os resultados são relativamente baixos (ver Tabela 10). O resultado adquirido revela um bom comportamento do modelo numérico face à estrutura física, não havendo necessidade de refazer a modelação, como seria o caso se as disparidades entre método experimental e numérico fossem significativas.

Tabela 8 - Modos de vibração identificados experimentalmente

Análises	Massas	Transversal (Hz)	Longitudinal (Hz)	Torção (Hz)
#1	-	7.097	7.092	9.995
#2	2,4,6	5.018	5.331	9.008
#3	2,4,6,7,8,9	4.295	4.680	8.335
#4	Todas	3.613	3.906	7.715

Tabela 9 - Modos de vibração obtidos na análise numérica.

Análises	Massas	Transversal (Hz)	Longitudinal (Hz)	Torção (Hz)
#1	-	6.9244	7.0283	9.6594
#2	2,4,6	4.9644	5.3009	8.8536
#3	2,4,6,7,8,9	4.1966	4.4305	8.1259
#4	Todas	3.6117	3.8835	7.6458

Tabela 10 – Percentagens do erro relativo entre as frequências modais obtidas por via numérica e experimental

Análises	Massas	Transversal %	Longitudinal %	Torção %
#1	-	2,4	0,9	3,4
#2	2,4,6	1,1	0,6	1,7
#3	2,4,6,7,8,9	2,3	5,3	2,5
#4	Todas	0,04	0,6	0,9

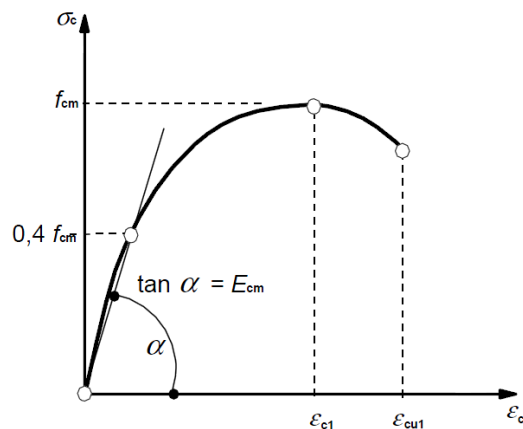


Figura 41 - Representação esquemática da relação tensões-extensões para a análise estrutural (Figura 3.2 do EC2)

## 4.2 Análise Dinâmica no Domínio do Tempo

Para a avaliação dos deslocamentos relativos da estrutura nos nós de controlo A e B (ver Figura 25), foram efetuadas análises lineares e não lineares ao modelo numérico utilizando, respetivamente, os softwares SAP2000 e SeismoStruct. A ação sísmica foi introduzida por meio de dois acelerogramas referentes às componentes longitudinais (y) e transversais (x), para quatro níveis de intensidade distintos, baixo (LOW), médio (MED), de referência (REF) e alto (HIGH), sendo que os acelerogramas de baixa, média e alta intensidade correspondem, respetivamente, a 20%, 40% e 200% do valor de referência.

De forma a obter um termo de comparação entre os resultados obtidos pela via experimental e numérica, foi calculado o valor de erro “RMS” com base na fórmula utilizada para definir a classificação dos participantes no âmbito da 15ª Conferência Internacional de Engenharia Civil.

$$\text{error}_{\text{RMS}} = \sqrt{\frac{1}{N} \times \sum_{i=1}^N (\text{LA}_{\text{num}_i} - \text{LA}_{\text{exp}_i})^2} + \sqrt{\frac{1}{N} \times \sum_{i=1}^N (\text{TA}_{\text{num}_i} - \text{TA}_{\text{exp}_i})^2} + \sqrt{\frac{1}{N} \times \sum_{i=1}^N (\text{LB}_{\text{num}_i} - \text{LB}_{\text{exp}_i})^2} + \sqrt{\frac{1}{N} \times \sum_{i=1}^N (\text{TB}_{\text{num}_i} - \text{TB}_{\text{exp}_i})^2} \quad (86)$$

Sendo que na expressão anterior *LA*, *LB*, *TA* e *TB* representam os deslocamentos relativos longitudinais (L) e transversais (T) relativamente aos pontos de controlo A e B, definidos para as análises numéricas (num) e experimentais (exp).

### 4.2.1 Análise Dinâmica Linear

Da Figura 42 à Figura 49 estão representados os gráficos com a resposta da estrutura, representada na forma de deslocamentos relativos, quando sujeita a análises dinâmicas lineares e a análises experimentais em mesa sísmica. As análises foram efetuadas, tanto a nível experimental como a nível numérico, para 4 níveis de intensidade distintos, “LOW”, “MED”, “REF” e “HIGH”, sendo que correspondem a, respetivamente, 20%, 70%, 100% e 200% do acelerograma de referência.

#### 4.2.1.1 Deslocamentos obtidos para a série "LOW"

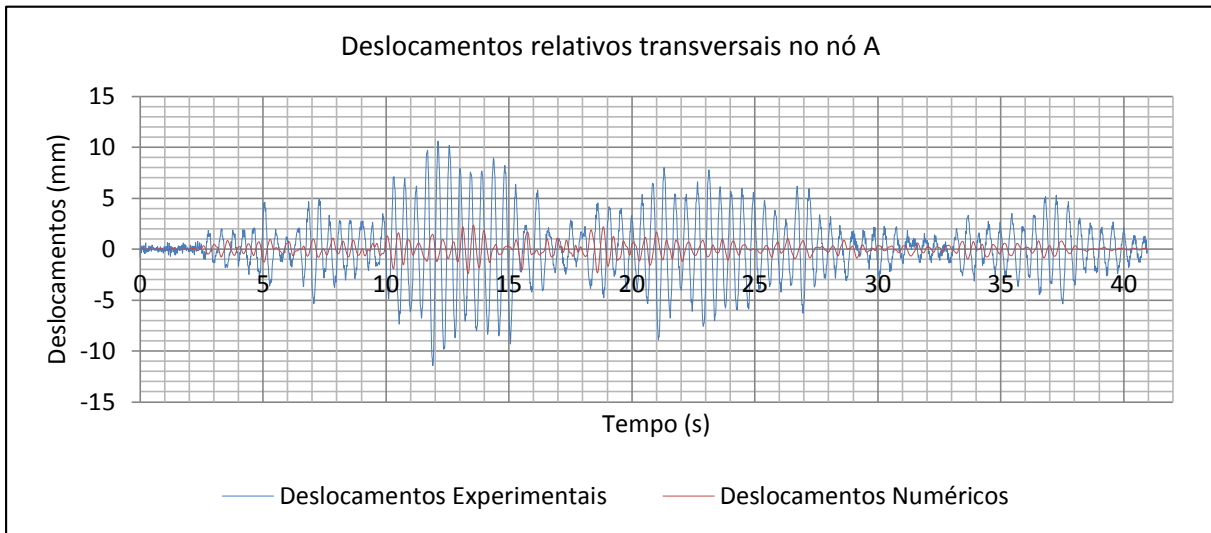


Figura 42 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controle "A" para a série "LOW"

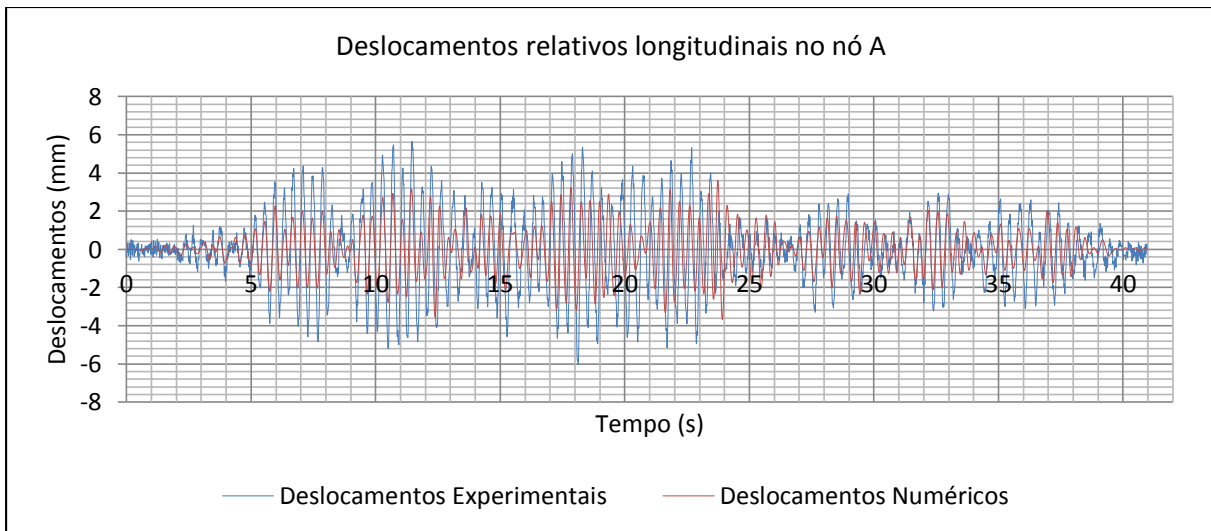


Figura 43 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controle "A" para a série "LOW"

Como era esperado, os deslocamentos obtidos pela análise dinâmica linear ficam muito aquém quando comparados com os deslocamentos obtidos em mesa sísmica. Essa discrepância de resultados é particularmente visível na direção transversal em que os deslocamentos obtidos linearmente são quase nulos, obtendo-se apenas cerca de 3mm de deslocamentos máximos. Ainda assim, mais uma vez pelos deslocamentos serem tão baixos em geral, o valor de erro obtido para os deslocamentos desta série são pouco elevados. Esse erro entre resultados experimentais e numéricos foi obtido recorrendo à equação (86), através da qual se obteve um valor de 10.18mm.

#### 4.2.1.2 Deslocamentos obtidos para a série “MED”

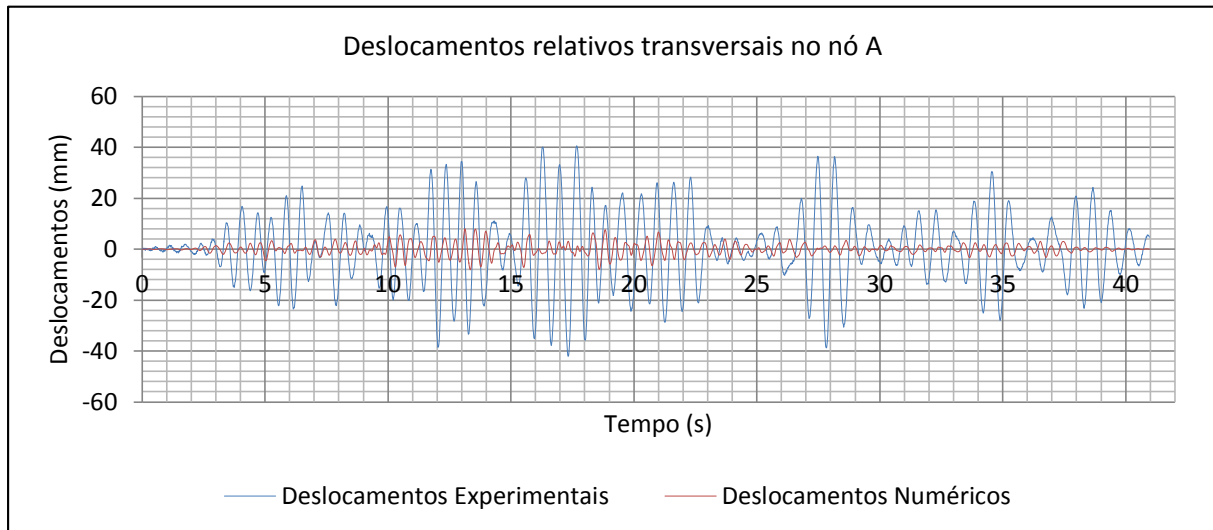


Figura 44 – Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo “A” para a série “MED”

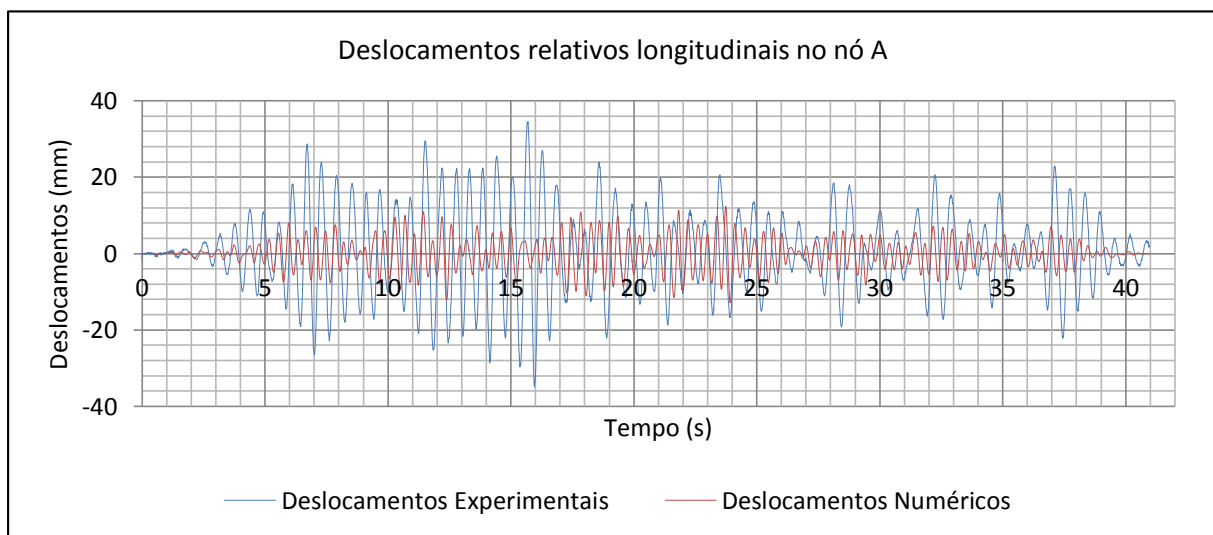


Figura 45 – Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo “A” para a série “MED”

À medida que a intensidade das séries de acelerações vai aumentando e à medida que os deslocamentos obtidos por via experimental vão também aumentando, nota-se um aumento drástico no valor de erro obtido. Isto deve-se basicamente ao facto de que na realidade conforme a análise vai aumentando de intensidade, a estrutura vai sofrendo maiores danos e consequentemente maiores séries de deslocamentos, em contrapartida, a análise linear como tem em conta apenas o comportamento linear dos elementos apresenta um crescimento nos deslocamentos menos acentuado.

Para a análise com o nível de intensidade “MED” foi obtido um erro de 52.24mm, um pouco mais elevado que o obtido para a análise “LOW”, mas ainda assim, tendo em conta os deslocamentos obtidos, é um valor aceitável, isto é, quanto maior a intensidade da análise, maiores os deslocamentos obtidos e mesmo obtendo uma pequena diferença entre deslocamentos numéricos e experimentais, maior é o valor de erro.

#### 4.2.1.3 Deslocamentos obtidos para a série “REF”

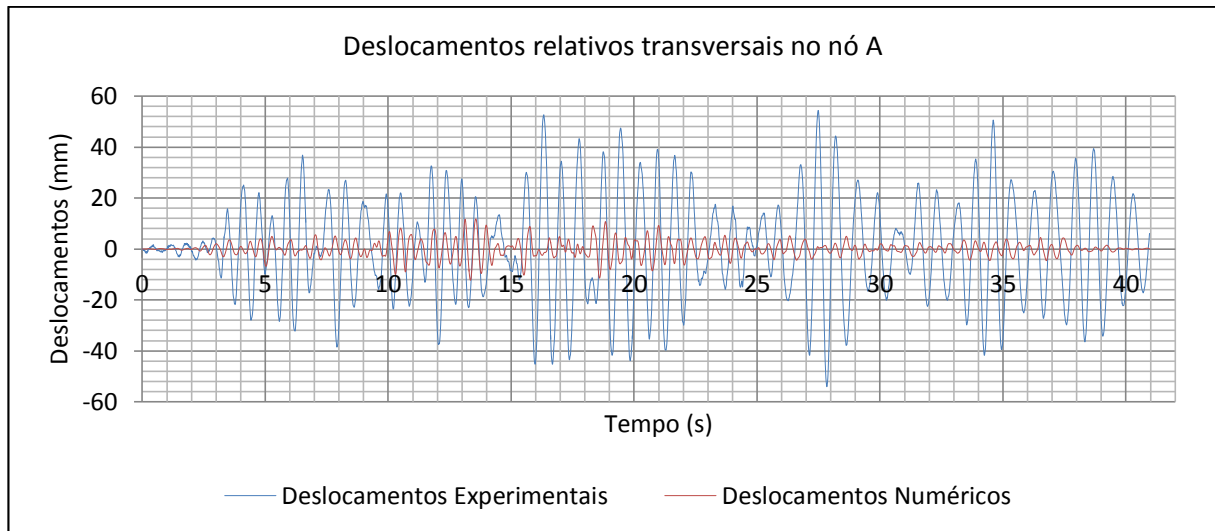


Figura 46 –Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo “A” para a série “REF”

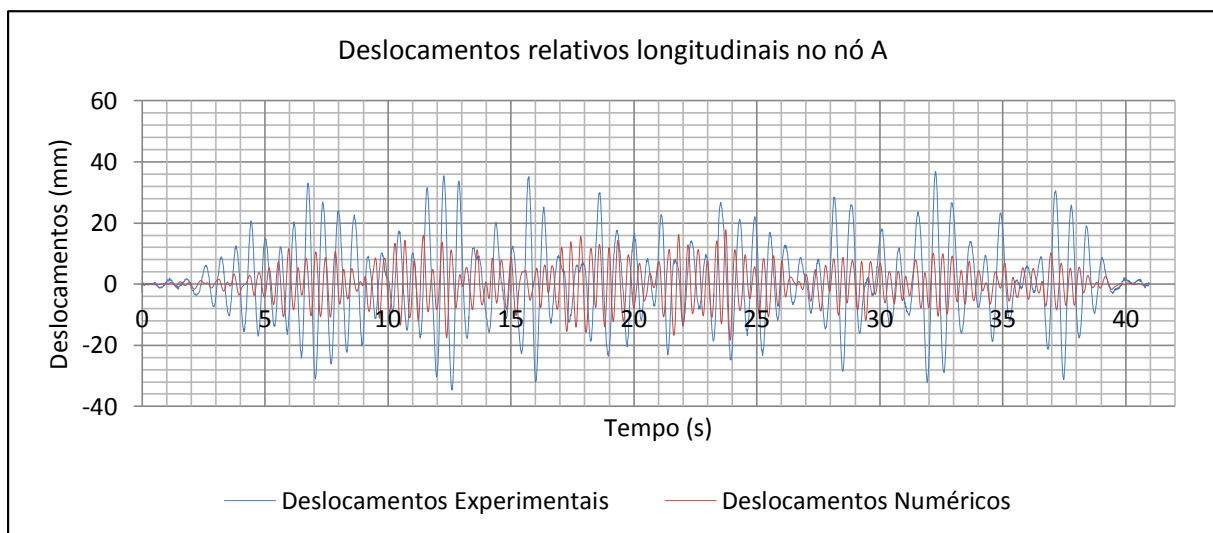


Figura 47 – Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo “A” para a série “REF”

É possível notar que enquanto os deslocamentos transversais demonstram cada vez maiores disparidades, os deslocamentos longitudinais tendem a obter resultados mais próximos aos resultados experimentais. Ainda assim a diferença é notória para ambas as direções ortogonais.

## Avaliação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado

Mais uma vez calculou-se o valor de erro “RMS” e obteve-se um valor de 71.67mm para o nível “REF” que, como foi referido anteriormente, corresponde ao registo semi-artificial de referência criado com base no sismo do Japão, através do qual foram escalados os outros 3 registos.

### 4.2.1.4 Deslocamentos obtidos para a série “HIGH”

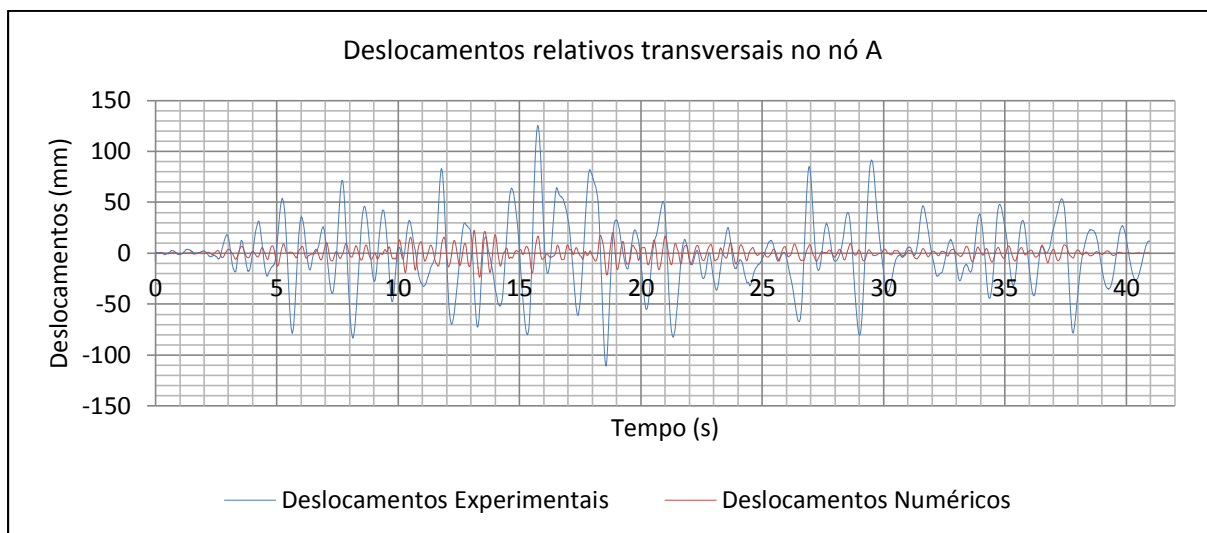


Figura 48 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "A" para a série "HIGH"

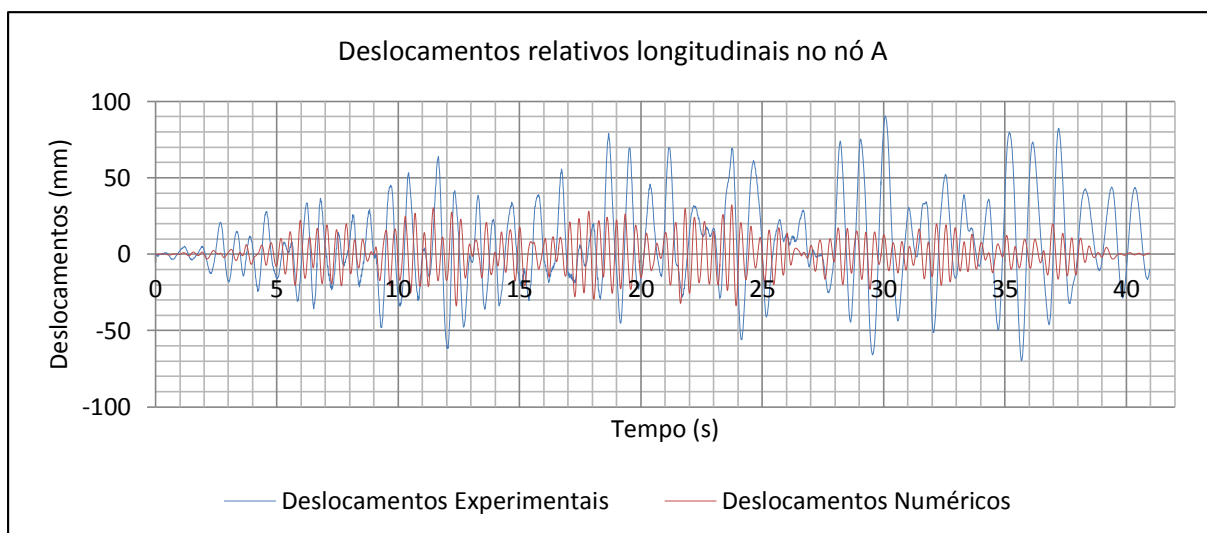


Figura 49 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "A" para a série "HIGH"

Após obter um erro de 133.63mm para a análise “HIGH”, quase duas vezes o obtido na análise “REF”, calculou-se o valor total de erro para as análises dinâmicas lineares que, como era esperado após a análise gráfica dos deslocamentos obtidos pela solução experimental e numérica, é um pouco alto tomando o valor de 267.73mm.

No Anexo E estão disponíveis os gráficos correspondentes às análises efetuadas para o nó de controlo “B”.

#### 4.2.2 Análise Dinâmica Não Linear

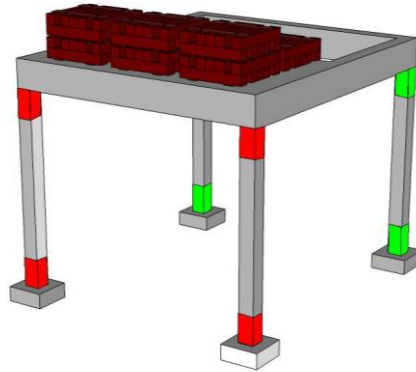


Figura 50 – Formação de rótulas plásticas

O modelo numérico foi capaz de prever a formação de rótulas plásticas no topo e na base dos pilares, sendo que, primeiramente nos troços a vermelho e em seguida nos troços a verde (ver Figura 50).

Da Figura 51 à Figura 58 podemos observar, tal como na análise dinâmica linear, os gráficos comparativos de deslocamentos relativos obtidos por via experimental e por via numérica, mais concretamente por análises dinâmicas não lineares.

##### 4.2.2.1 Deslocamentos relativos obtidos para a série “LOW”

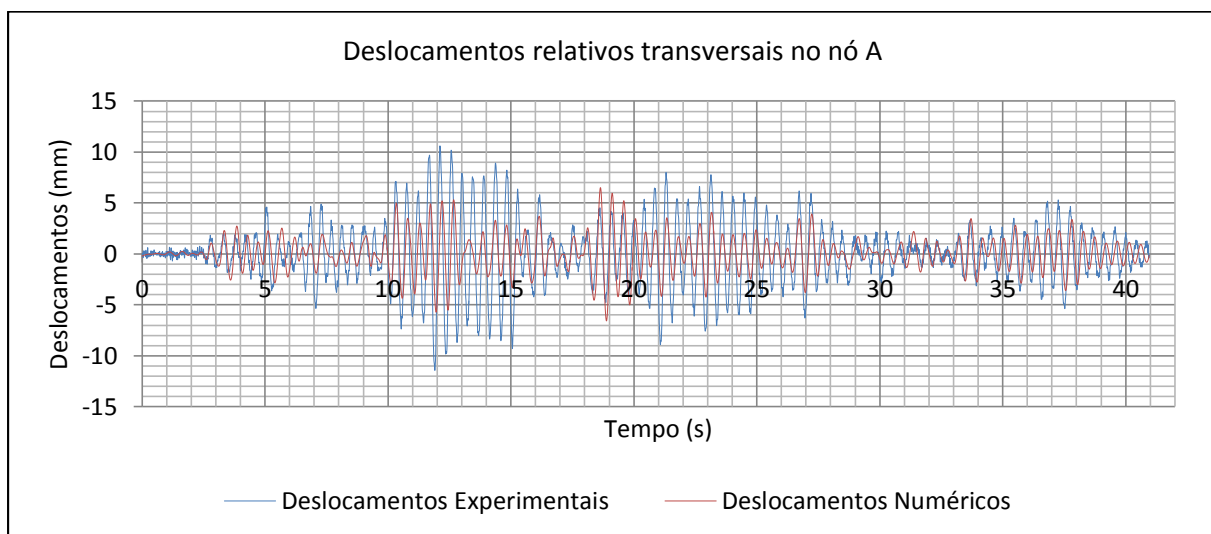


Figura 51 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "A" para a série "LOW"

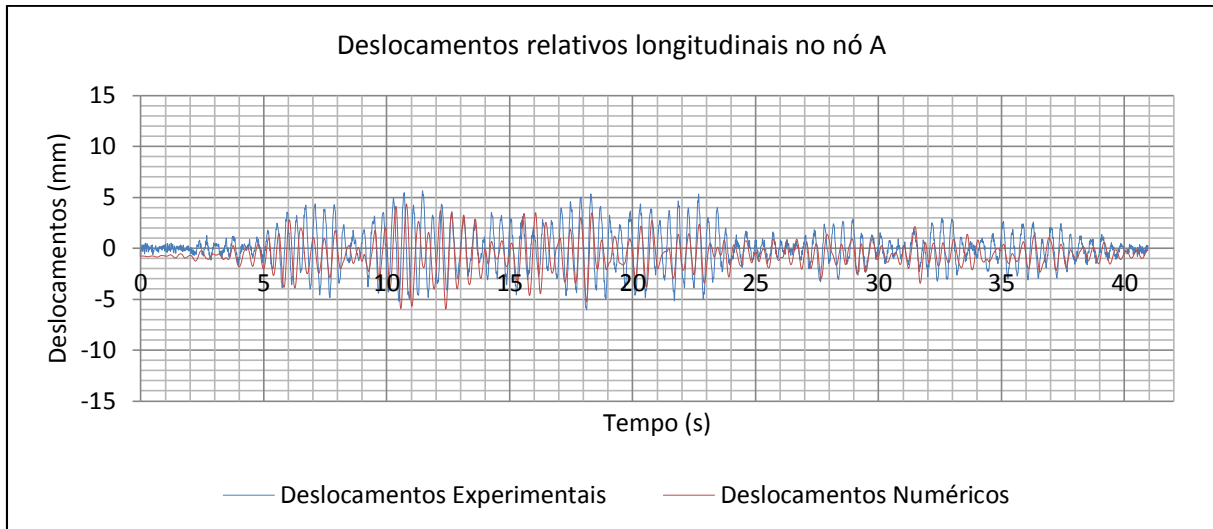


Figura 52 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "A" para a série "LOW"

Tal como nas análises lineares, é visível o facto de a estrutura apresentar deslocamentos consideravelmente maiores no sentido transversal que no sentido longitudinal ainda que a diferença seja menos notória.

Como podemos observar pela Figura 51 e pela Figura 52 as maiores discrepâncias entre os resultados experimentais e numéricos ocorrem na medição dos deslocamentos transversais, sendo que a análise experimental apresenta deslocamentos bem mais elevados. Esta diferença poderá dever-se ao facto de considerar-se um diafragma rígido ao nível da laje, tornando a laje indeformável no seu plano e, conseqüentemente, mais rígida lateralmente.

Relativamente aos deslocamentos longitudinais, podemos observar que ambos os métodos, experimental e numérico, apresentam resultados bastante próximos. O mesmo se observa relativamente ao nó de controlo "B" onde os resultados são quase idênticos aos obtidos no nó "A". Existe uma grande diferença no que toca aos deslocamentos transversais e uma diferença pouco perceptível graficamente nos deslocamentos longitudinais.

Através da equação (86) foi calculado o valor de erro para a série "LOW" e obteve-se um resultado de 8.78mm. aproximadamente.

#### 4.2.2.2 Deslocamentos obtidos para a série “MED”

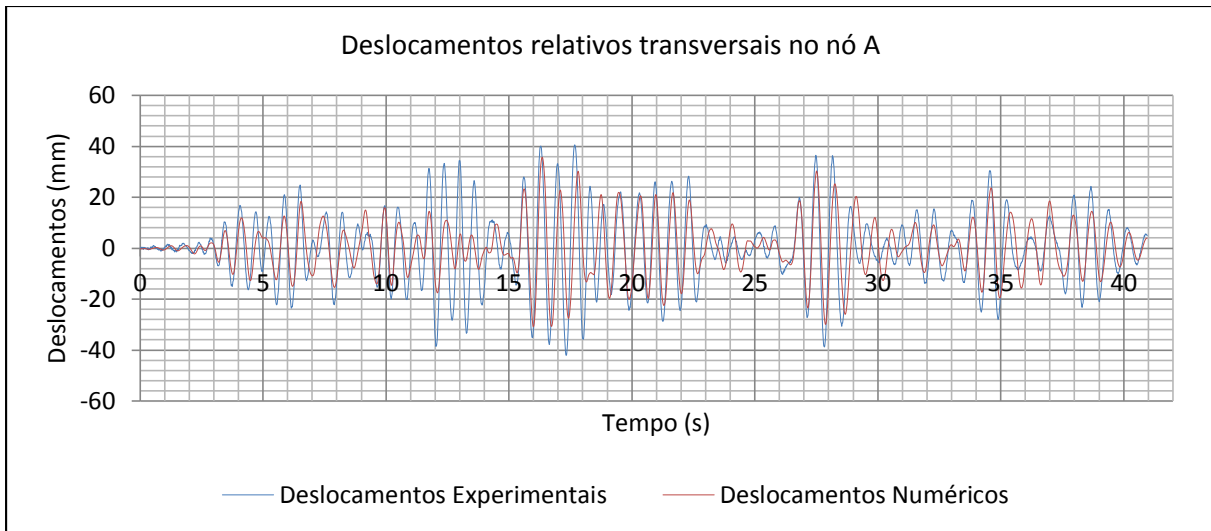


Figura 53 – Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo “A” para a série “MED”

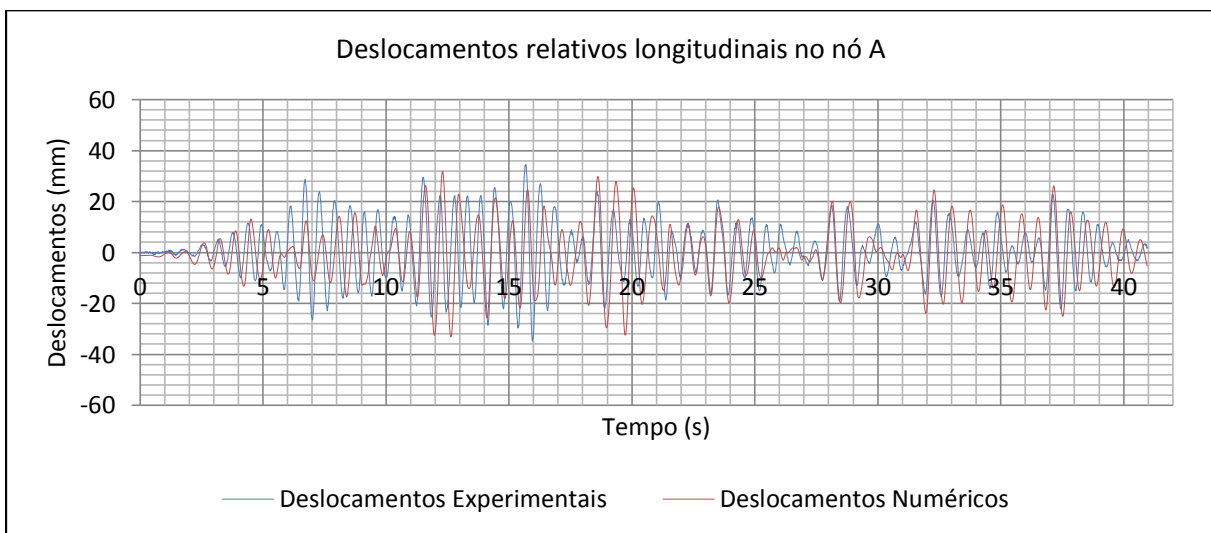


Figura 54 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "A" para a série “MED”

Os deslocamentos obtidos pela análise “MED”, com uma intensidade de 70% do valor de referência, demonstram um incremento no valor dos deslocamentos na ordem dos 400%.

Ao contrário do que se podia observar pela série anterior, a discrepância entre os deslocamentos experimentais e numéricos na direção transversal é pouco notória. Ainda assim, o valor de erro obtido foi de 43.41mm. Embora seja um valor mais elevado que o obtido pela série de deslocamentos “LOW”, era esperado que assim fosse, uma vez que os deslocamentos são muito maiores e consequentemente a diferença entre deslocamentos experimentais e numéricos é muito maior que a obtida na análise

anterior.

#### 4.2.2.3 Deslocamentos obtidos para a série "REF"

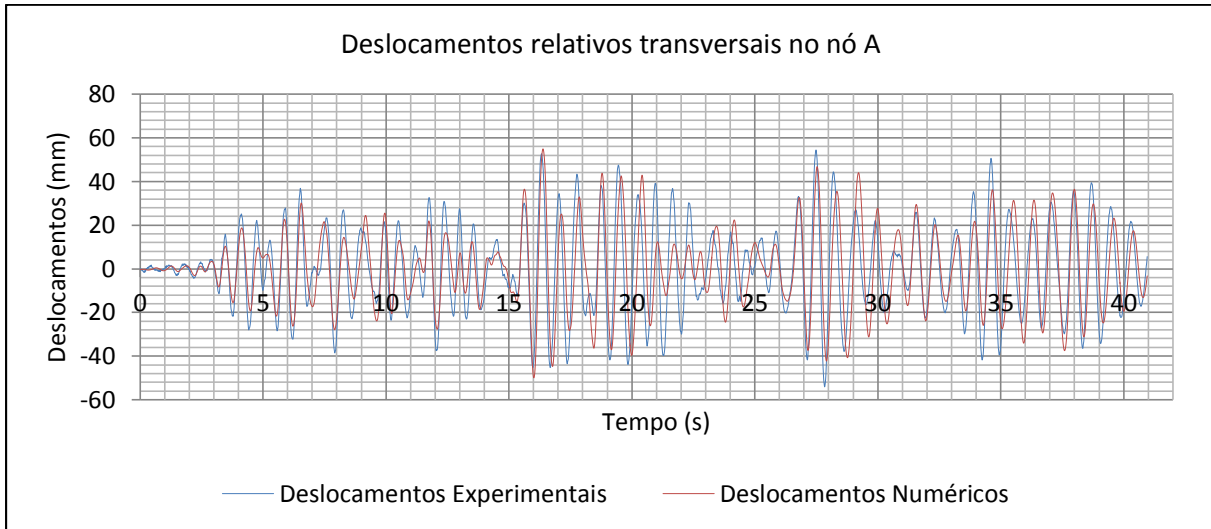


Figura 55 – Gráfico de comparação de deslocamentos relativos transversais no nó "A" para a série "REF"



Figura 56 – Gráfico de comparação de deslocamentos relativos longitudinais no nó "A" para a série "REF"

Utilizando novamente a equação (86) obteve-se um erro de 53.59mm para esta série de deslocamentos. É interessante salientar a concordância entre os registos numéricos e experimentais, mostrando uns ciclos de recarga quase coincidentes, isto é, vibram com um comprimento de onda quase idêntico, isto deve-se ao facto do modelo numérico e a estrutura real apresentarem frequências de vibração muito semelhantes.

#### 4.2.2.4 Deslocamentos obtidos para a série "HIGH"

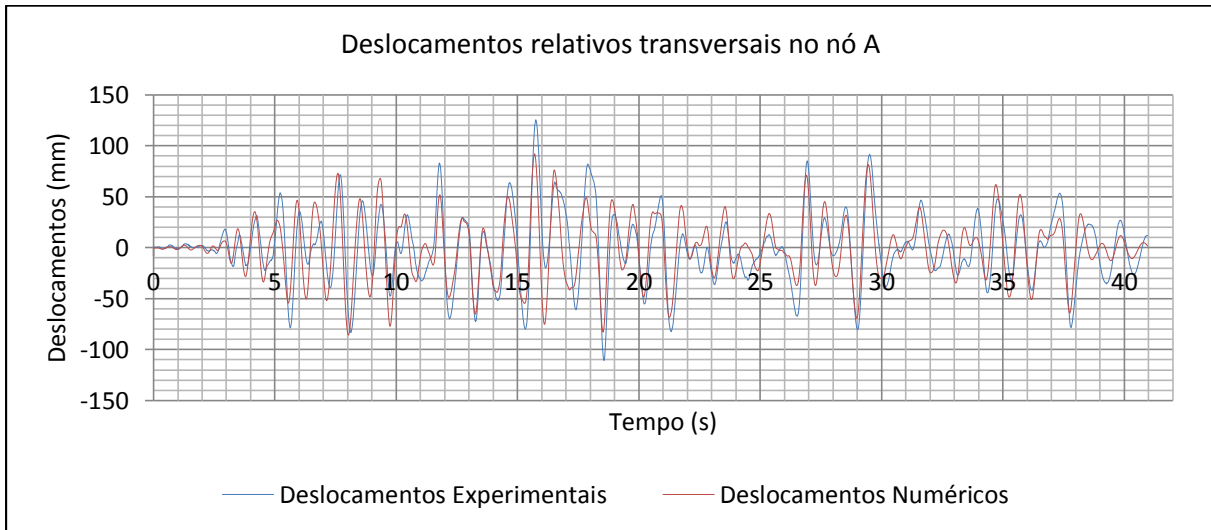


Figura 57 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "A" para a série "HIGH"

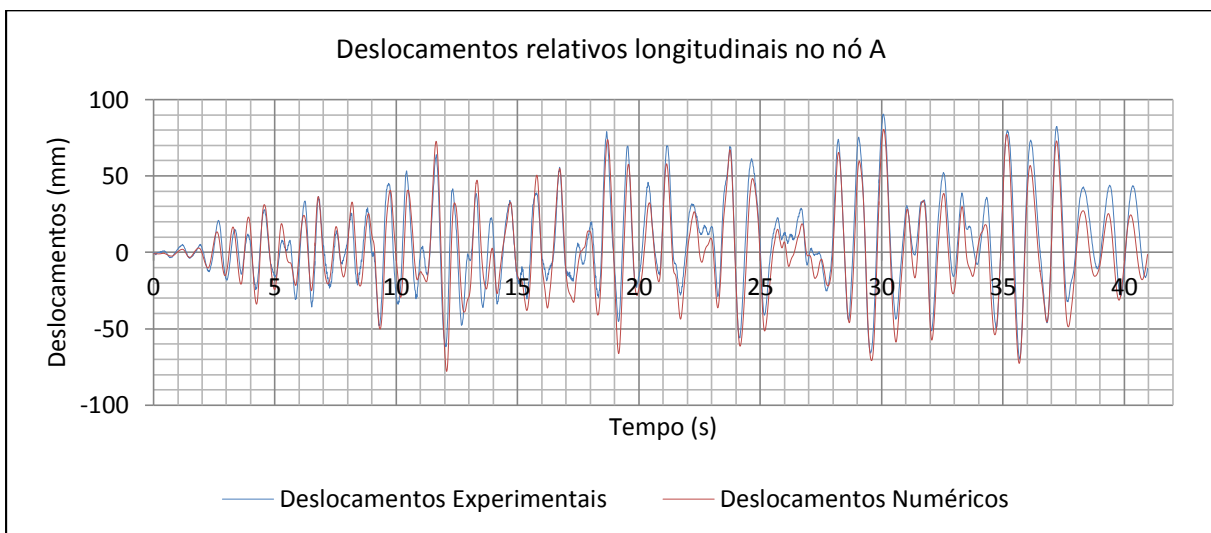


Figura 58 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "A" para a série "HIGH"

Embora muito próximos, os deslocamentos experimentais apresentaram, em geral, valores sempre superiores aos numéricos. Tal como foi referido anteriormente, e como é possível observar, à medida que os deslocamentos aumentaram de uma série de acelerações para outra, também o valor de erro foi aumentando, sendo que na série "HIGH" obteve-se um erro de 71.31mm.

Obtidos os deslocamentos para as 4 séries de acelerações, e calculados os erros individuais das séries, calculou-se o valor de erro total, obtendo um valor de 177,09mm, o que, por efeitos meramente comparativos, iria corresponder a um 1º lugar no concurso internacional no âmbito da 15ª Conferência Internacional de Engenharia Civil (ver anexo D).

## Capítulo V

# Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

### 1 Conclusões

Neste trabalho foram estudadas várias metodologias para a análise numérica de estruturas de betão armado. Os aspetos mais importantes da formulação destes métodos são apresentadas, bem como, uma análise crítica sobre as suas principais vantagens e desvantagens.

Para testar a capacidade de simulação dos métodos de análise foi escolhido como caso de estudo uma estrutura de betão armado de um piso que foi ensaiada na mesa sísmica do LNEC, no âmbito de um concurso de modelação numérica englobado na 15ª Conferência Mundial de Engenharia Sísmica.

As comparações efetuadas entre as análises modais experimentais e as numéricas revelaram uma interessante capacidade de prever o comportamento real da estrutura. Adicionalmente, as aproximações que foram adotadas na modelação da estrutura, tais como a utilização de um diafragma rígido, a colocação das massas de forma pontual, entre outras, revelaram não alterar de forma significativa a qualidade dos resultados.

As análises dinâmicas não lineares demonstraram ser capazes de prever de forma muito aceitável a resposta da estrutura ensaiada na mesa sísmica do LNEC. A qualidade das previsões variaram nos quatro níveis de intensidade, no entanto, o erro RMS global demonstrou a boa qualidade da simulação quando comparados com os resultados obtidos no concurso de previsão que decorreu na 15WCEE.

Relativamente aos programas utilizados, o SeismoStruct apresenta uma interface mais virada para o

utilizador, apresentando vários métodos de análise com passos específicos que ajudam a um utilizador inexperiente a executar essas análises de forma rápida e simples. Já o software SAP2000, contém uma interface um pouco mais específica e complexa, não tão virada a um utilizador inexperiente. Por outro lado, contém um maior número de funcionalidades, executando-as de forma rápida e fornecendo uma elevada gama de resultados numéricos.

Analogamente à bibliografia consultada e ao que foi descrito anteriormente neste documento, as análises experimentais e numéricas vieram comprovar que as análises dinâmicas não lineares, apesar da sua complexidade e tempo de execução, produzem os resultados mais apurados relativamente ao comportamento real da estrutura. No entanto, as análises experimentais recorrendo a mesas sísmicas são ainda a metodologia que permite simular com maior qualidade a resposta de estruturas de betão armado sujeitas a ações sísmicas, em particular quando os ensaios são efetuados à escala real.

As análises dinâmicas lineares, embora pouco representativas quando a resposta estrutural é fortemente não-linear, podem ser utilizadas como um método simples de apoio ao dimensionamento, tendo dessa maneira uma ideia geral do comportamento da estrutura às situações sísmicas. As análises dinâmicas não lineares, apesar de mais complexas e mais demoradas, tornam-se necessárias principalmente quando a importância da estrutura requer o conhecimento cuidadoso do seu comportamento. Desta forma, os métodos de análise devem ser escolhidos tendo em consideração os objetivos das análises e a importância da estrutura em causa.

No que toca aos aspetos pessoais, a elaboração deste documento tratou-se de um processo de aprendizagem relativamente aos processos de análise sísmica existentes e às suas capacidades e limitações. As principais dificuldades que enfrentei na elaboração deste documento foram sobretudo na elaboração e na análise dos modelos numéricos, nos valores a utilizar para definir os materiais estruturais e no modelo estrutural adotado. Após um processo de tentativa e erro e após a utilização de diferentes modelos estruturais, o modelo de fibras demonstrou ser o mais apurado, fornecendo os resultados mais próximos aos experimentais e também o modelo mais simples de aplicar.

## **2 Desenvolvimentos Futuros**

Como desenvolvimentos futuros e como complemento a este documento, seria interessante estudar em maior detalhe o efeito da flexibilidade que foi observada nas fundações dos pilares aquando das análises experimentais, bem como ajustar melhor o amortecimento nas fases de ensaio.

Outro ponto interessante seria continuar a análise dos resultados alargando a mesma a grandezas estáticas, isto é, interação de esforços, corte basal, entre outras. A principal razão por neste documento terem sido tratadas essencialmente grandezas dinâmicas deve-se ao intuito de estabelecer uma comparação entre os resultados numéricos e os resultados experimentais, sendo que estes últimos foram obtidos através da análise em mesa sísmica, sendo por isso difícil obter grandezas estáticas como forças actuantes na estrutura.

## Annex A Tabelas de Resultados

### 1 Períodos e frequências modais

TABELA 1: Períodos e Frequências Modais				
Tipo de análise	Modo nº	Período	Frequência	CircFreq
Texto		Seg.	Cic/seg.	Rad/seg.
MODAL	1	0,276875	3,6117	22,693
MODAL	2	0,2575	3,8835	24,401
MODAL	3	0,13079	7,6458	48,04
MODAL	4	0,036489	27,406	172,19
MODAL	5	0,021454	46,611	292,87
MODAL	6	0,020847	47,969	301,4
MODAL	7	0,019884	50,293	316
MODAL	8	0,01699	58,857	369,81

### 2 Análise dinâmica linear

TABELA 2: Deslocamentos Absolutos nos Nós de Controlo					
Nó	Ações	Tipo de resultado	Tipo de resultado	Transversal (m)	Longitudinal (m)
B	DEAD+EARTH_LOW	Combinação	Max	0,003157	0,031806
B	DEAD+EARTH_LOW	Combinação	Min	-0,047786	-0,006552
B	DEAD+EARTH_MED	Combinação	Max	0,033331	0,092957
B	DEAD+EARTH_MED	Combinação	Min	-0,043417	-0,015379
B	DEAD+EARTH_REF	Combinação	Max	0,046839	0,033403
B	DEAD+EARTH_REF	Combinação	Min	-0,067797	-0,139839
B	DEAD+EARTH_HIGH	Combinação	Max	0,115864	0,094527
B	DEAD+EARTH_HIGH	Combinação	Min	-0,091578	-0,142916
A	DEAD+EARTH_LOW	Combinação	Max	0,003158	0,031856
A	DEAD+EARTH_LOW	Combinação	Min	-0,047785	-0,006027
A	DEAD+EARTH_MED	Combinação	Max	0,033332	0,093337
A	DEAD+EARTH_MED	Combinação	Min	-0,043416	-0,016136
A	DEAD+EARTH_REF	Combinação	Max	0,04684	0,032177
A	DEAD+EARTH_REF	Combinação	Min	-0,067795	-0,140957
A	DEAD+EARTH_HIGH	Combinação	Max	0,115866	0,092483
A	DEAD+EARTH_HIGH	Combinação	Min	-0,091576	-0,143251



## Annex B Listagem de Resultados

### 3 Esforços nos elementos estruturais para a combinação de acções com variável base a ação sísmica

Gráfico nº1 – Esforços no pilar 1

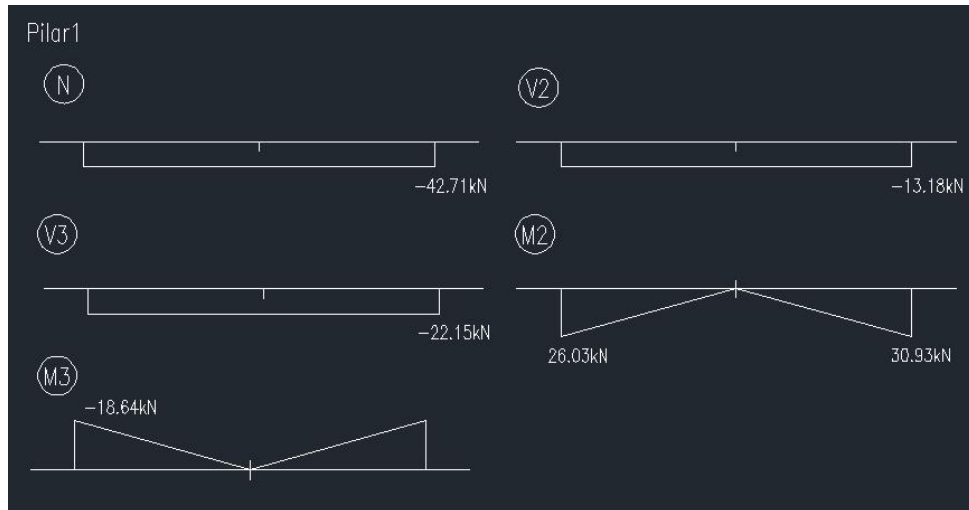


Gráfico nº2 – Esforços no pilar 2

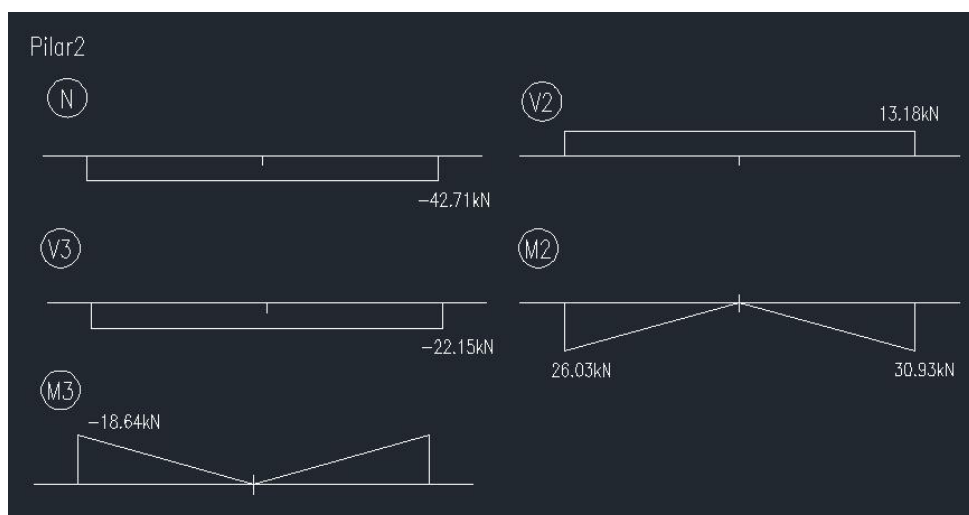


Gráfico nº3 – Esforços no pilar 3

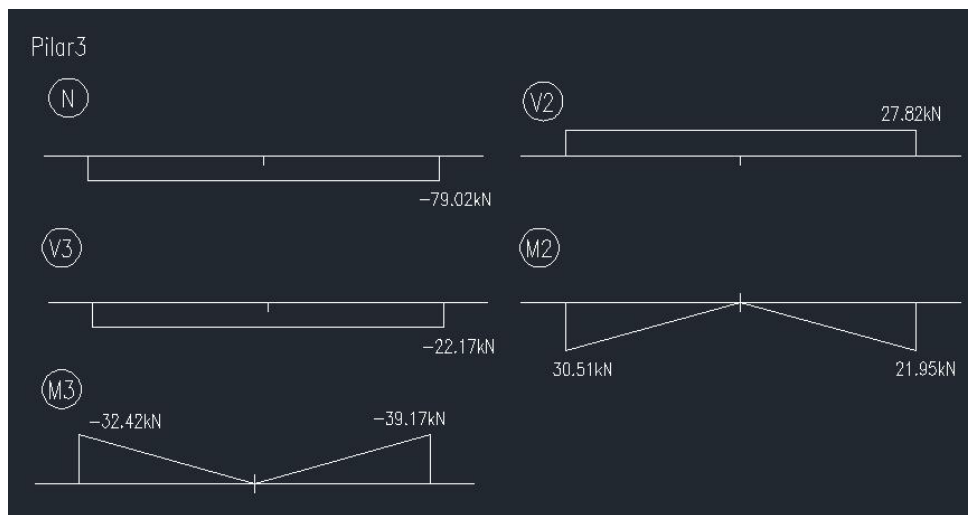
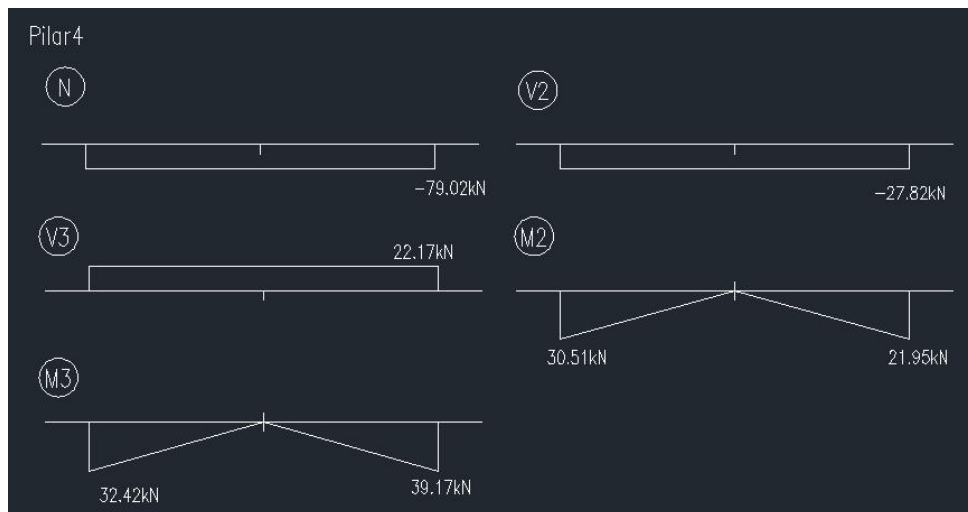


Gráfico nº4 – Esforços no pilar 4



Avaliação numérica do comportamento sísmico de estruturas de betão armado

Gráfico nº5 – Esforços na viga 1

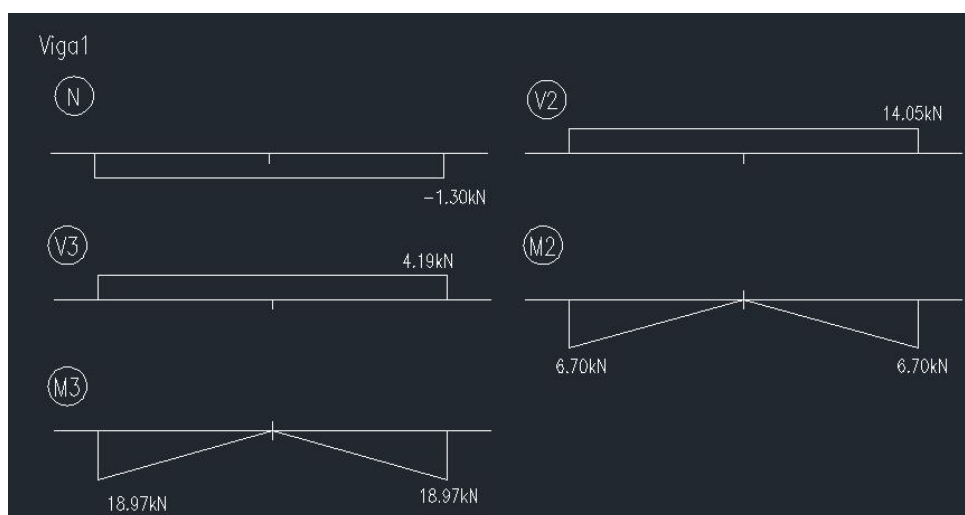


Gráfico nº6 – Esforços na viga 2

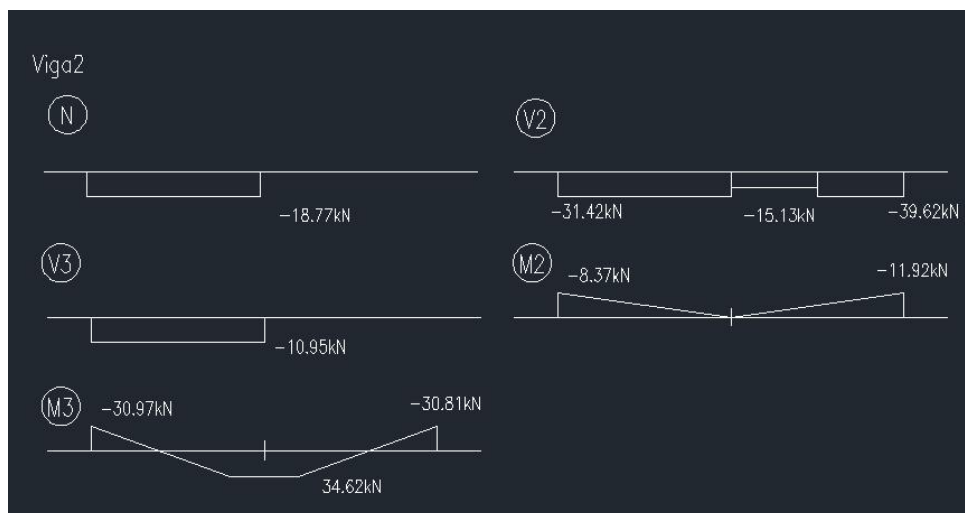
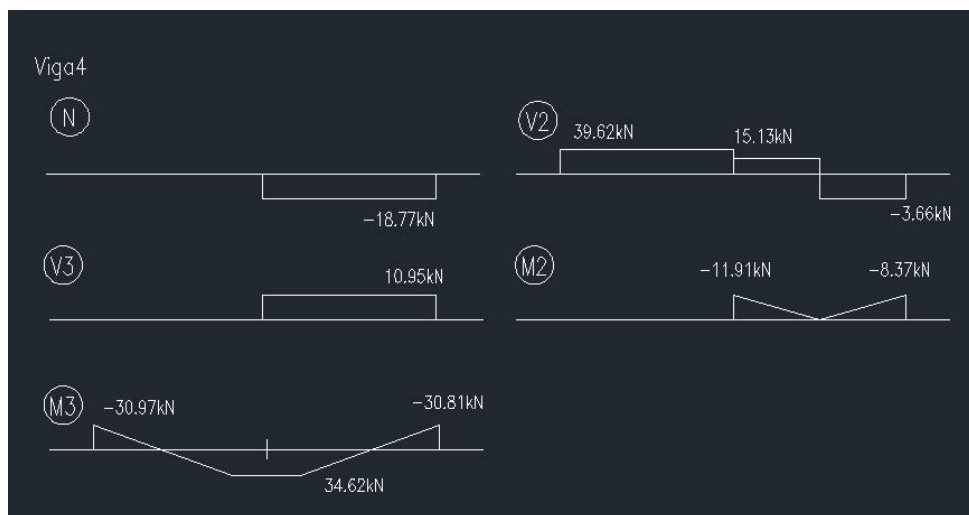


Gráfico nº7 – Esforços na viga 3



Gráfico nº8 – Esforços na viga 4

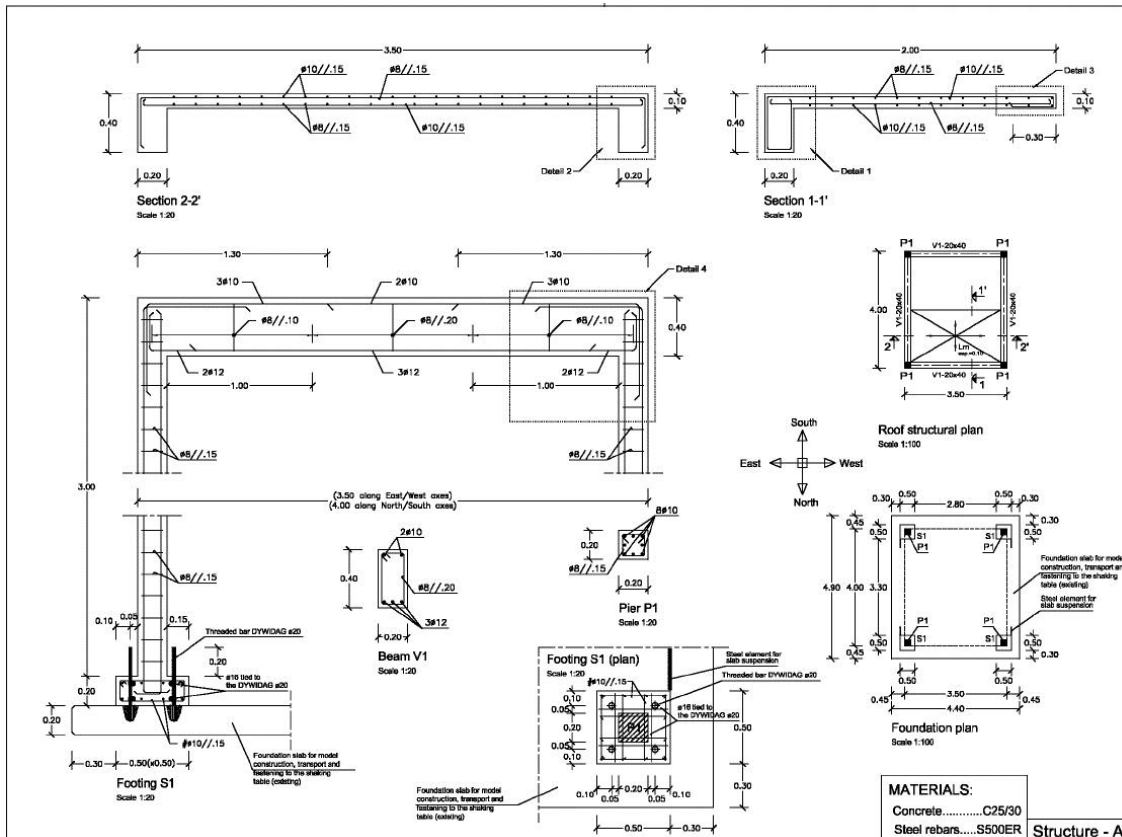


## Annex C Peças desenhadas

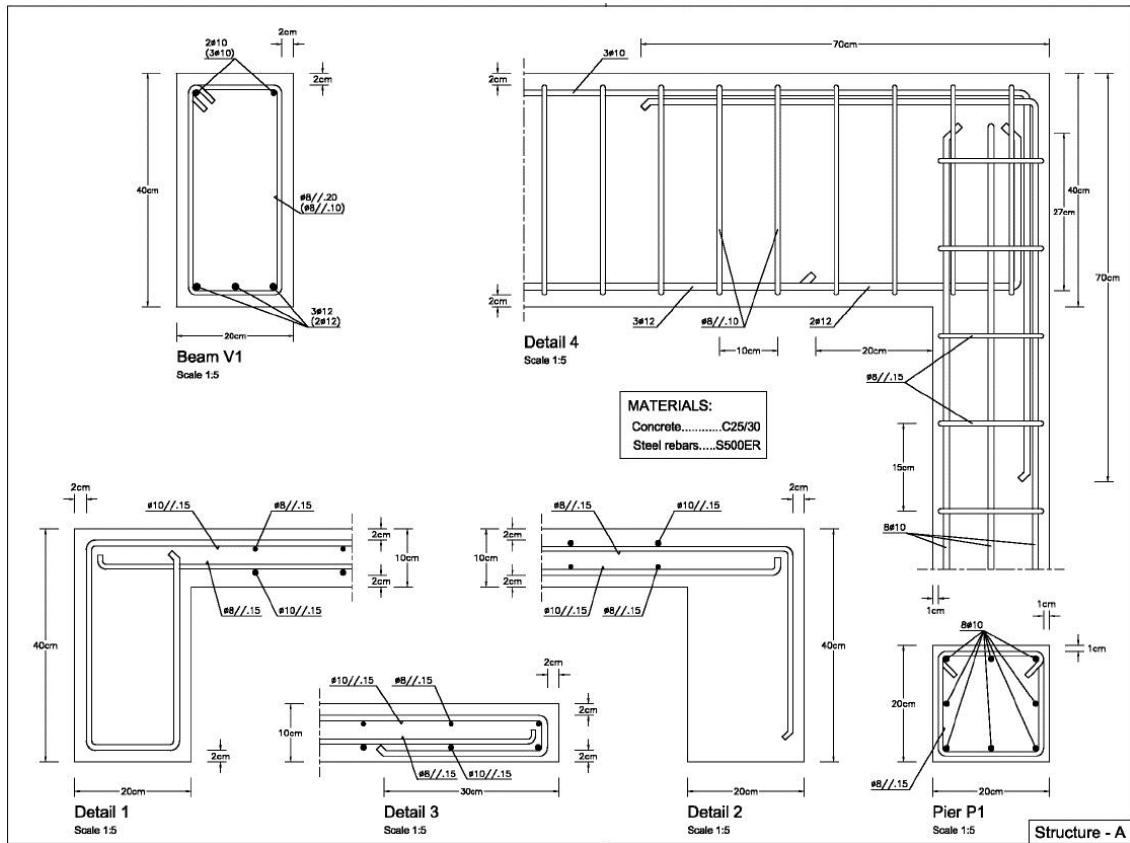
### LISTA DE DESENHOS:

- Desenho nº 1 – Dimensões dos elementos estruturais;
- Desenho nº2 – Pormenorização das armaduras das vigas, pilares e laje;
- Desenho nº3 – Pormenorização de ligação das sapatas à laje de fundação;
- Desenho nº 4 – Pormenorização da ligação viga-pilar;

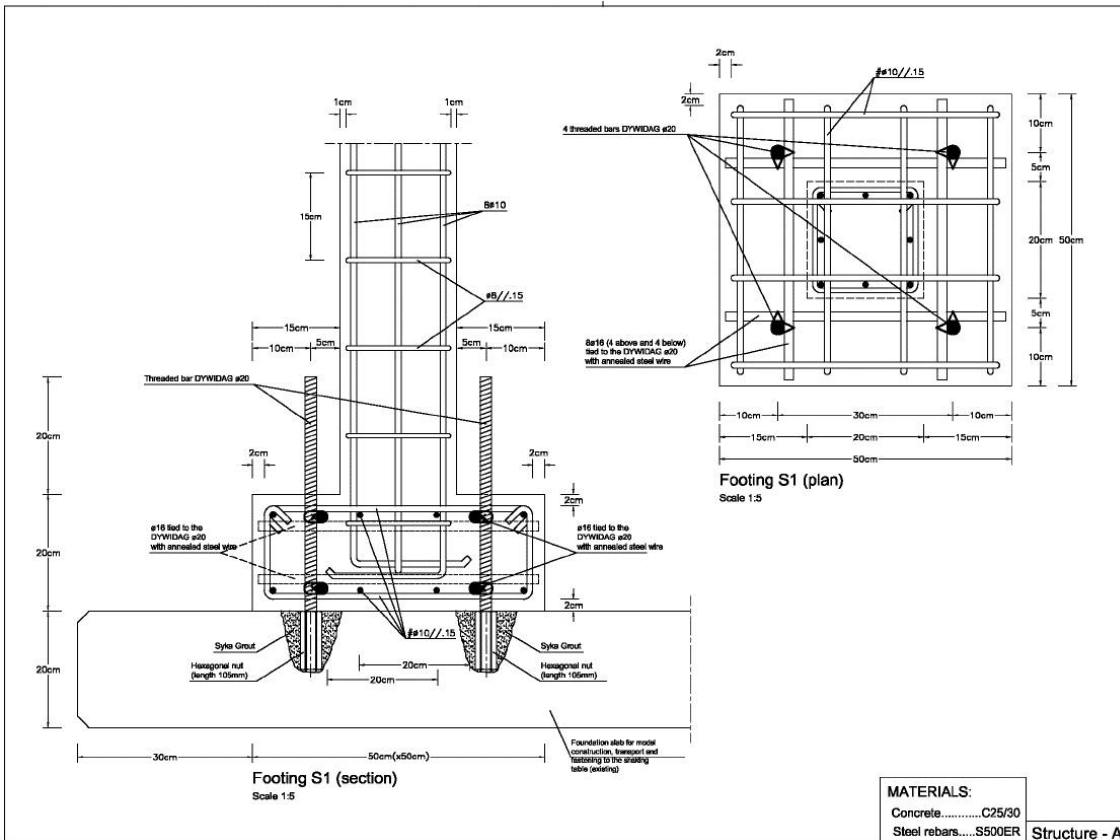
### Desenho nº 1 – Dimensões dos elementos estruturais



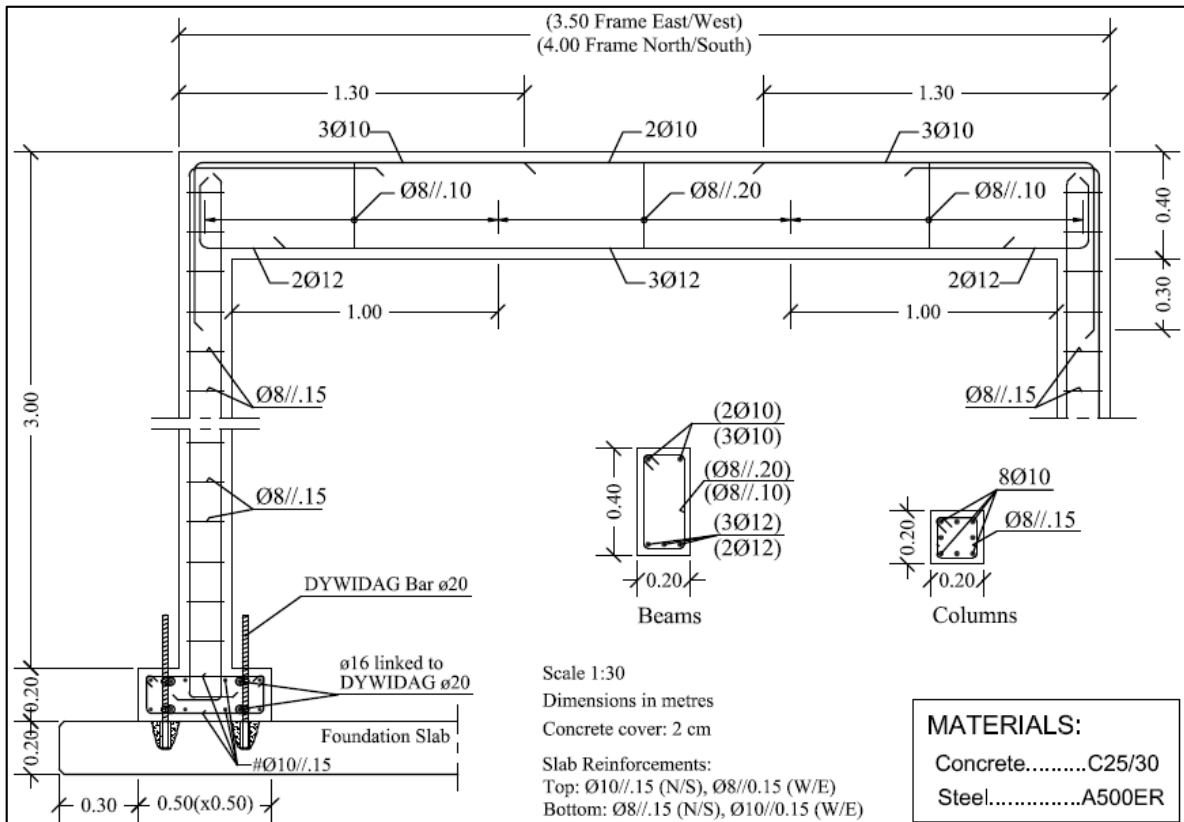
Desenho nº 2 – Pormenorização das armaduras das vigas, pilares e laje



Desenho nº 3 - Pormenorização de ligação das sapatas à laje de fundação



Desenho nº4 – Pormenorização da ligação viga-pilar



## Annex D Resultados do concurso da 15<sup>a</sup> Conferência Internacional de Eng. Civil

Posição	ID da Equipa	Nome da Equipa	Erro "RMS" (mm)	% do valor total de RMS
1º	TEAM_058	BOPE	177	34%
2º	TEAM_016	ANATOLIA	183	35%
3º	TEAM_009	BORUKEN	226	43%
4º	TEAM_068	CHIBCHACUM	231	44%
5º	TEAM_092	FATIGUE GROUP	233	45%
6º	TEAM_097	NED	257	49%
7º	TEAM_026	ARUP	257	49%
8º	TEAM_028	IEM	259	50%
9º	TEAM_015	VESTE	260	50%
10º	TEAM_014	CEA/EMSI	261	50%

# Annex E Gráficos comparativos entre deslocamentos das análises dinâmicas lineares para o nó de controlo “B”

Deslocamentos obtidos para a análise dinâmica linear no nó “B”

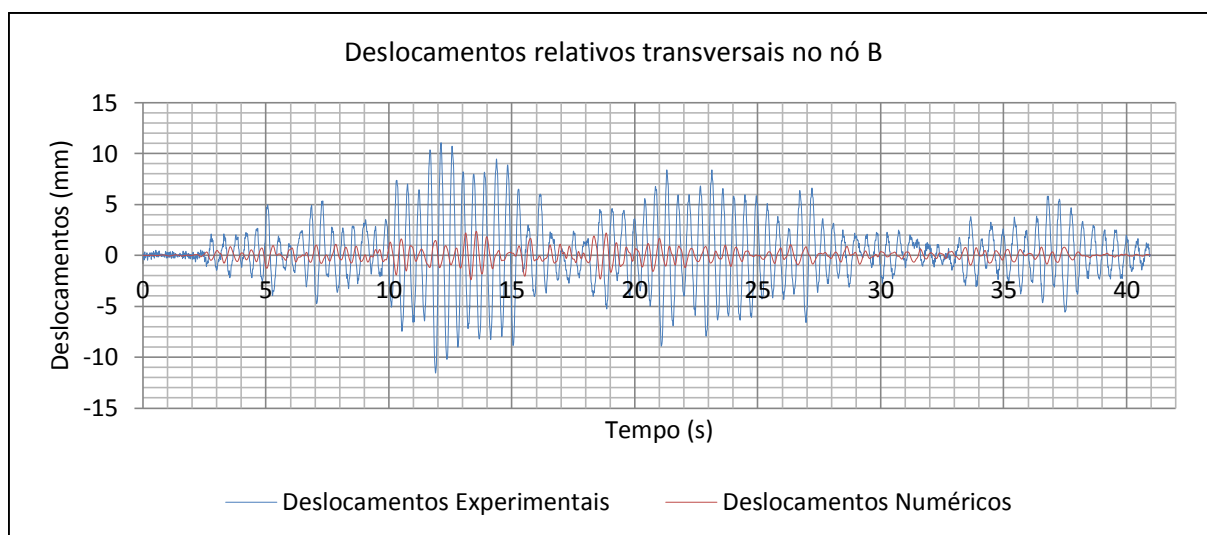


Figura 1 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "B" para a série "LOW"

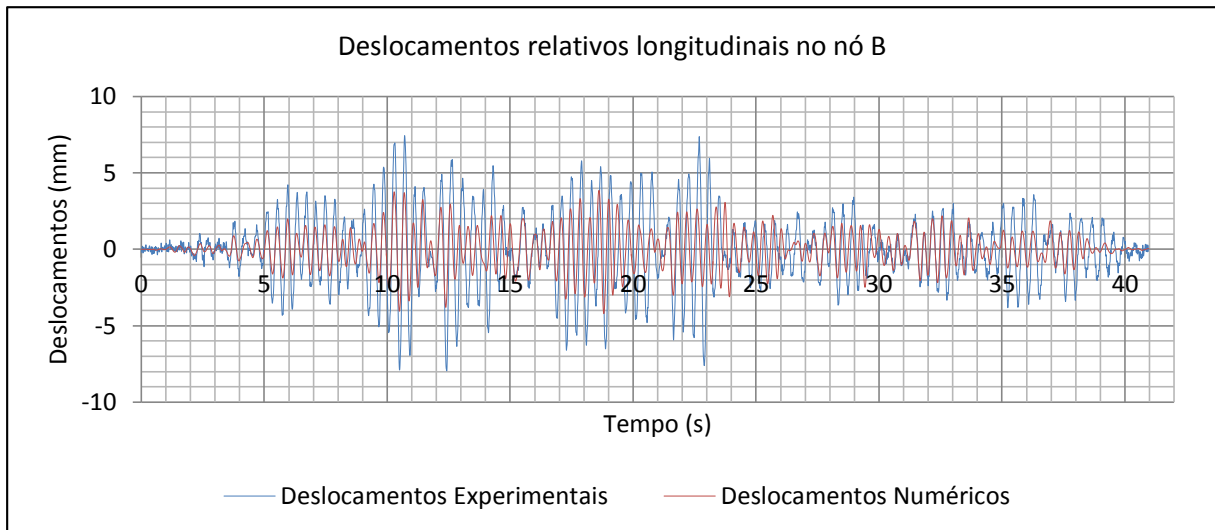


Figura 2 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "B" para a série "LOW"

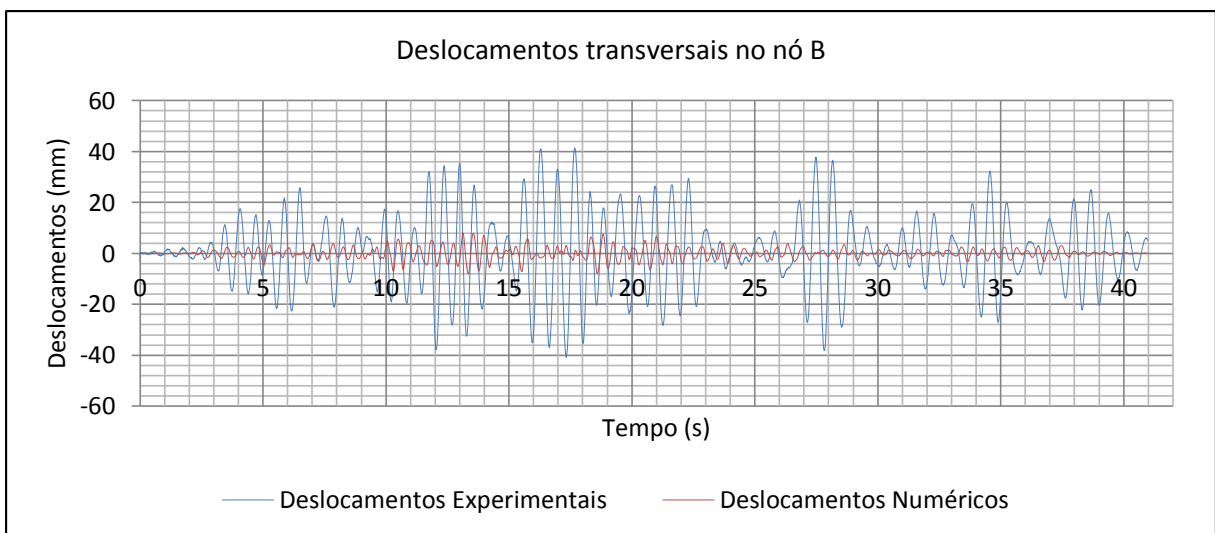


Figura 3 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "B" para a série "MED"

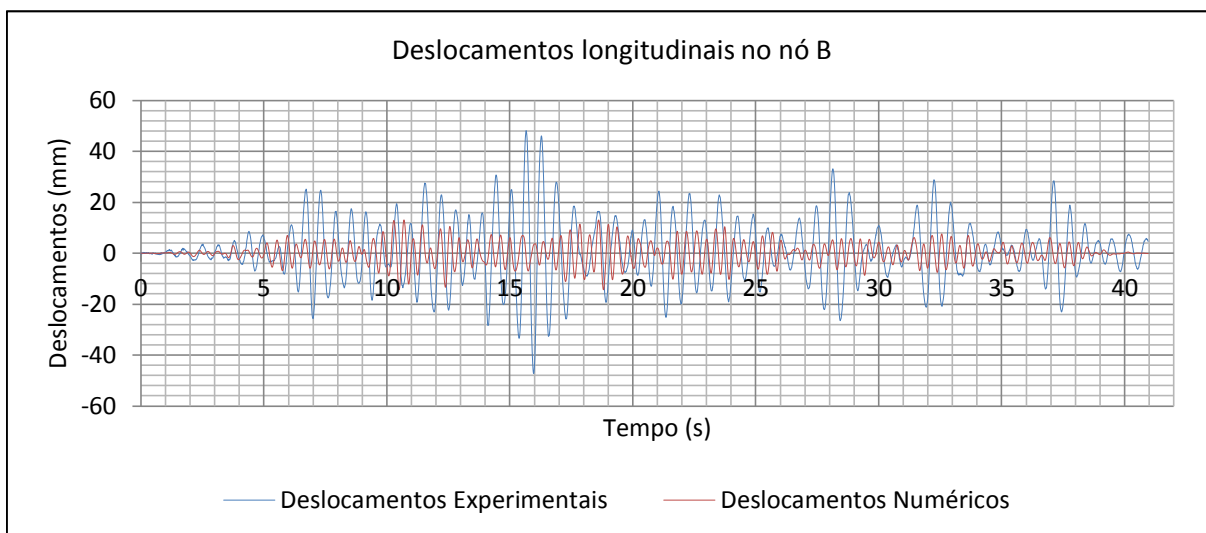


Figura 4 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "B" para a série "MED"

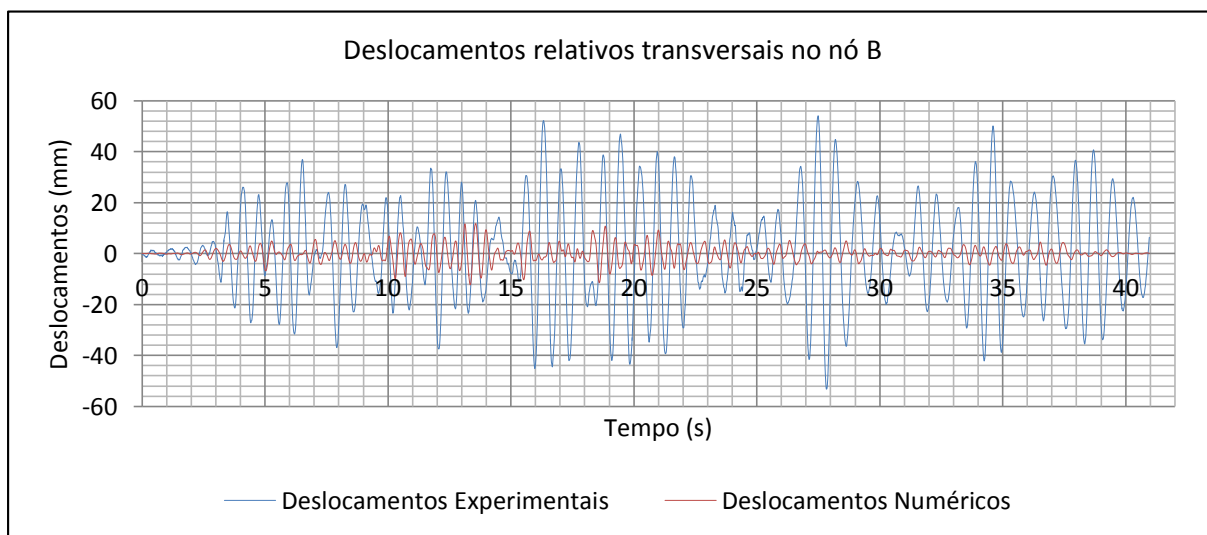


Figura 5 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "B" para a série "REF"

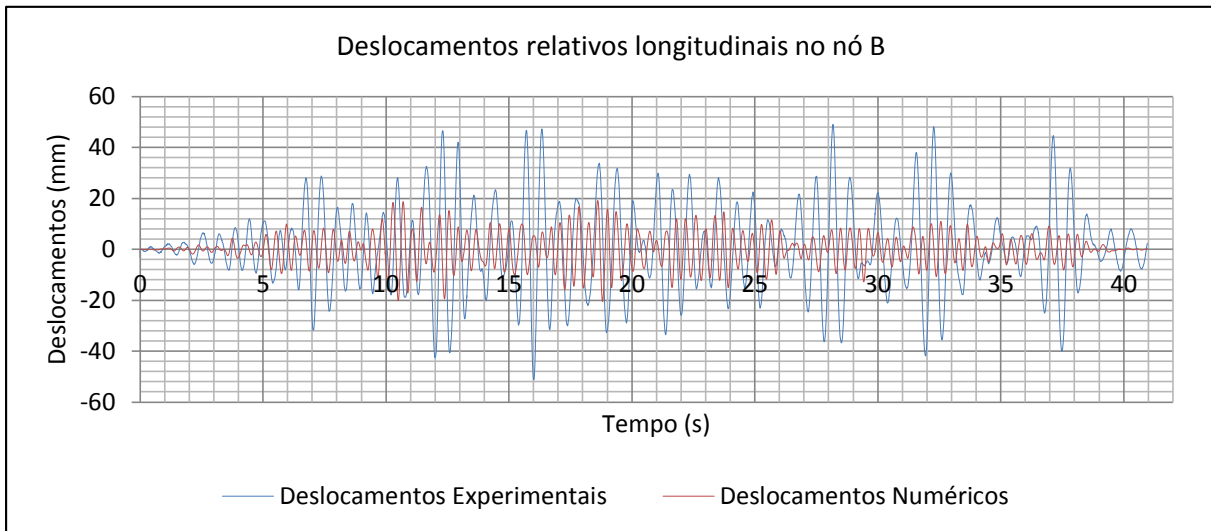


Figura 6 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "B" para a série "REF"

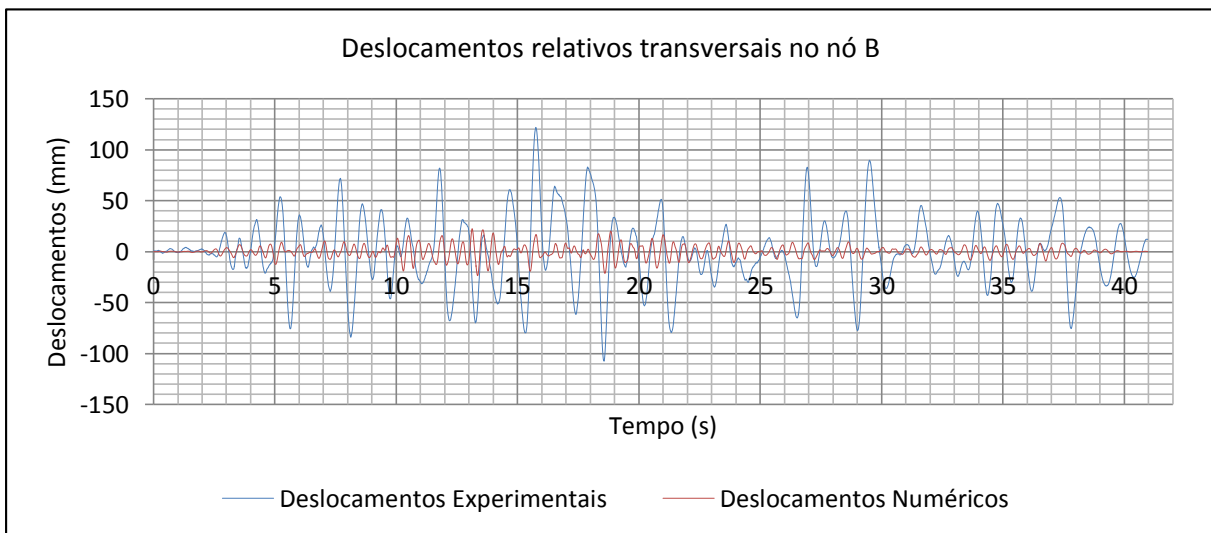


Figura 7 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "B" para a série "HIGH"

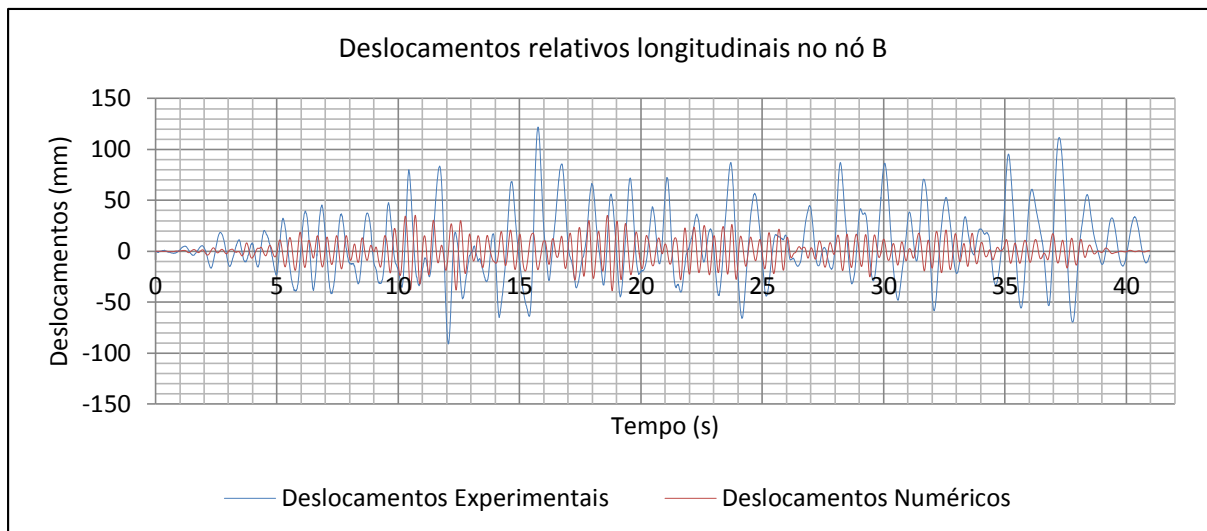


Figura 8 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "B" para a série "HIGH"

### Deslocamentos obtidos para a análise dinâmica não linear no nó "B"

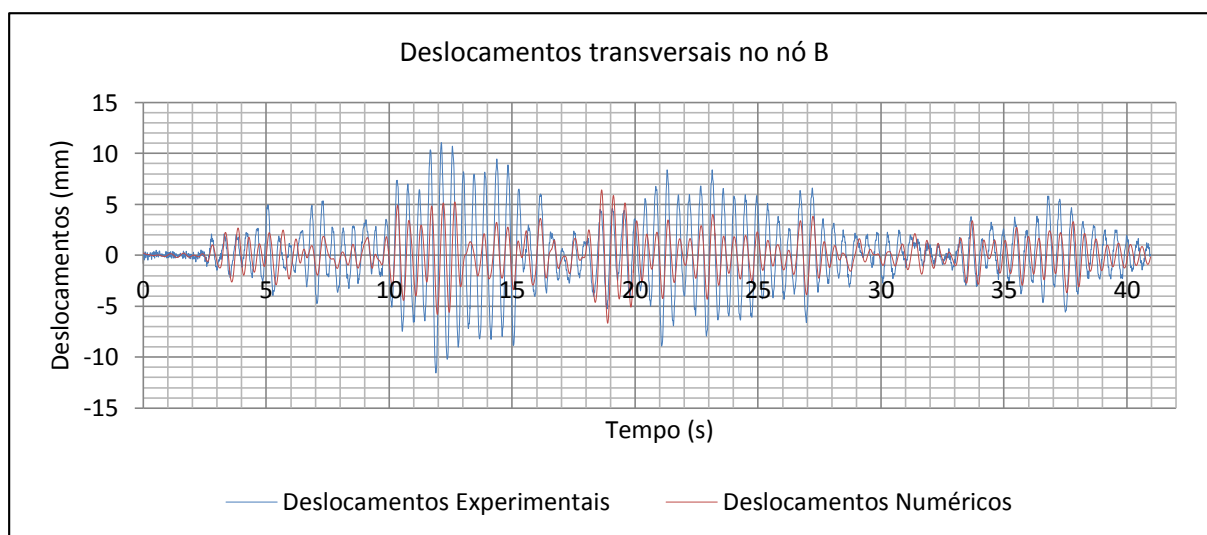


Figura 9 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "B" para a série "LOW"

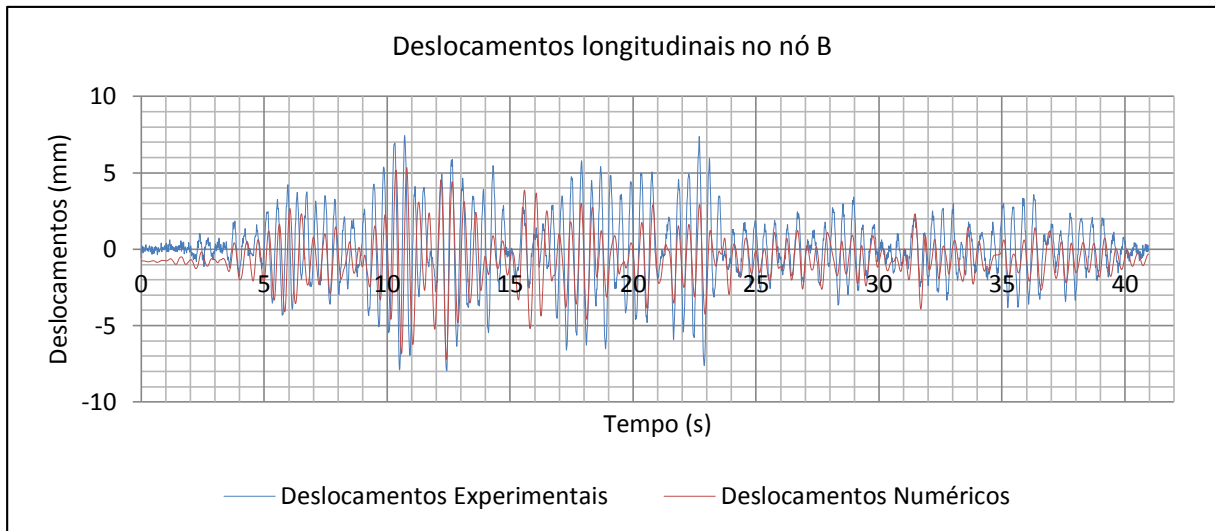


Figura 10 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "B" para a série "LOW"

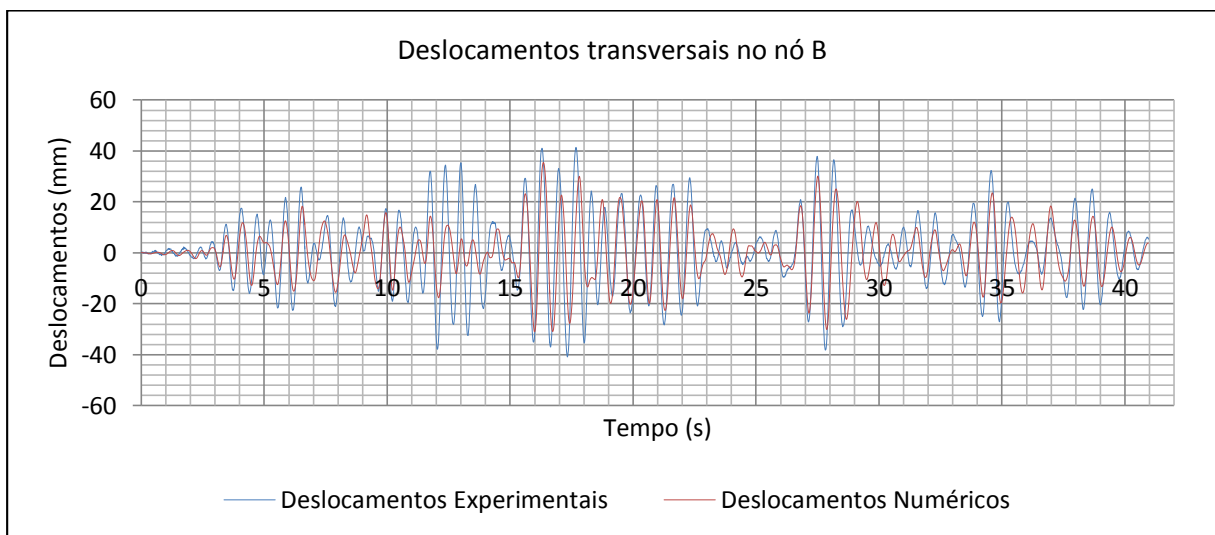


Figura 11 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "B" para a série "MED"

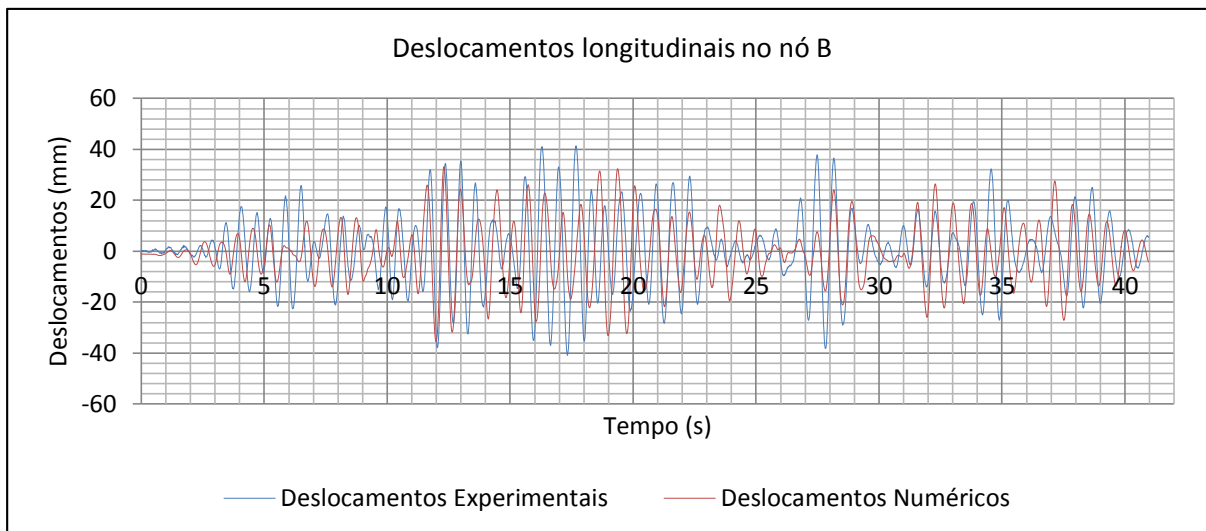


Figura 12 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "B" para a série "MED"

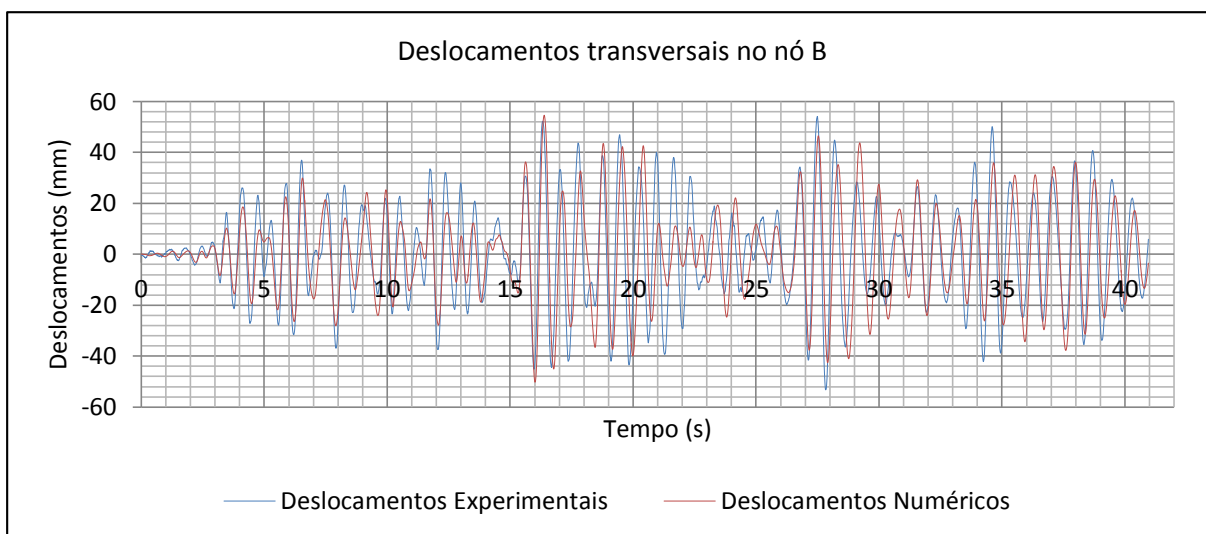


Figura 13 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "B" para a série "REF"

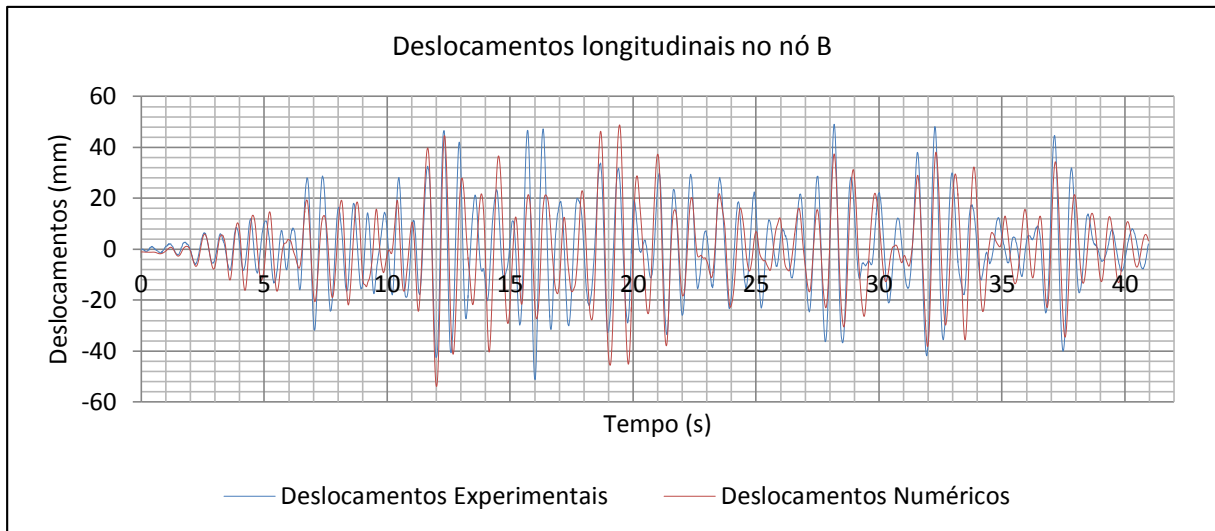


Figura 14 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "B" para a série "REF"

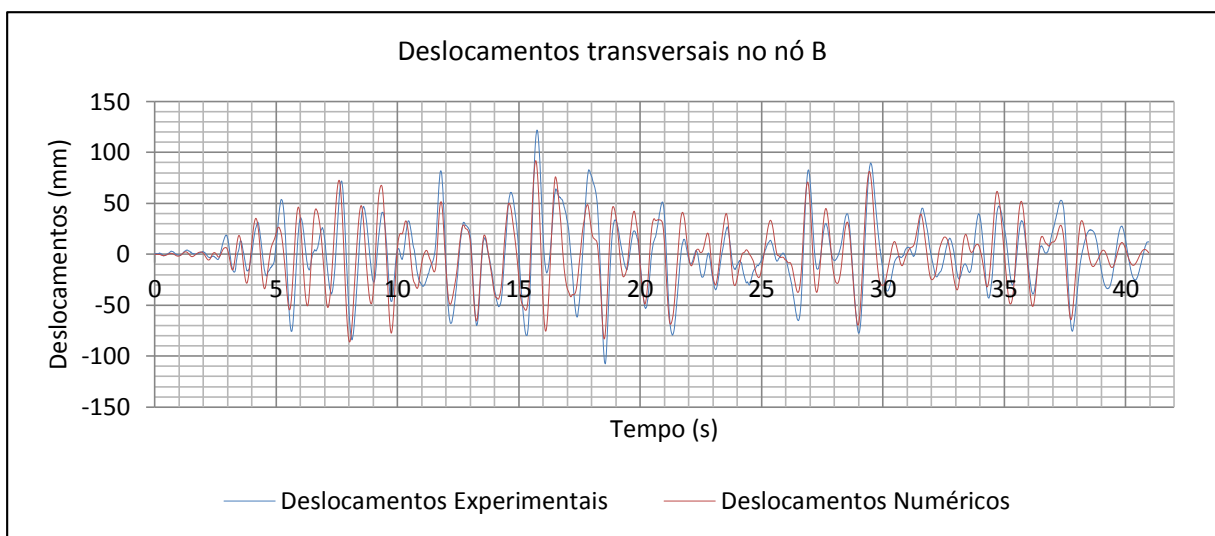


Figura 15 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos transversais no nó de controlo "B" para a série "HIGH"

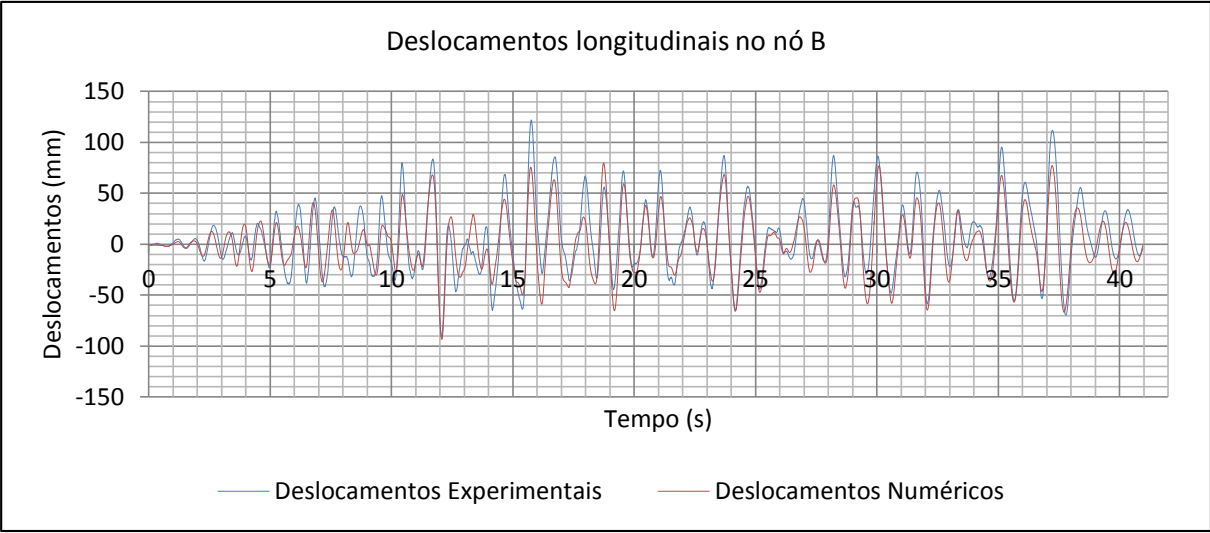


Figura 16 - Gráfico de comparação entre deslocamentos relativos longitudinais no nó de controlo "B" para a série "HIGH"

## Referências Bibliográficas

1. **Alvim, R.** 2012. Concreto Armado - A estrutura interna do material, p. 1, Santa Cruz, Brasil.
2. **Bajer, C.** 2002. Time Integration Methods - Still Questions. Theoretical Foundations of Civil Engineering **1**:45-54.
3. **Bento, R.** 1996. Avaliação do Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas de Betão Armado – Uma Abordagem Baseada em Índices de Danos. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
4. **Bertero, V.** 1985. Earthquake Engineering, Structural Engineering Slide Library, vol. Internacional Structural Slides, Berkeley, California, USA.
5. **Bertero, V. V.** 1975. Hysteretic behavior of ductile moment-resisting reinforced concrete frame components. *In* E. P. Popov (ed.), Report No. UCB/EERC-75/16. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
6. **Carneiro, F. L. L.** 1953. Um novo método para a determinação da resistência à tração dos concretos. RILEM nº**13**:103.
7. **CEN.** 2001. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Comité Européen de Normalisation. Brussels.
8. **CEN.** 2003. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Comité Européen de Normalisation. Brussels. .
9. **Coelho, E. P. d. M. F.** 1992. Comportamento Sísmico de Estruturas em Pórtico de Betão Armado. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
10. **CSI Computers & Structures, I.** SAP2000 V14.
11. **Cyprus, U. o.** 2011. Three-Dimensional Numerical Investigation of Earthquake-Induced Pounding of Buildings.
12. **Editora, P. (ed.).** 2010. Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, 4 ed.
13. **Fajfar, P.** 2000. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. **Vol. 16, No.3**:573-592.
14. **Fajfar, P.** 2000. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. Earthquake Spectra **16**:573-592.
15. **Filippou F.C., P. E. P., Bertero V.V.** 1983. Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints. Earthquake Engineering Research Center, University of California.
16. **Freeman, A.** 2004. Review of the Development of the Capacity Spectrum Method. ISET Journal of Earthquake Technology, Paper no. 438 **Vol. 41**:1-13.
17. **Guerreiro, L.** 1999. Revisões de Análise Modal e Análise Sísmica por Espectros de Resposta. Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico (in Portuguese).
18. **Guerreiro, L.** 1999. Revisões de análise modal e análise sísmica por espectros de resposta, p. 19, vol. Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica, Instituto Superior Técnico.
19. **Hilber, H. M.** 1976. Analysis and design of numerical integration methods in structural dynamics, vol. UCB/EERC-76/29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
20. **Hilber, H. M.** 1977. Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics, p. 283-292. *In* T. J. R. Hughes (ed.), vol. 5(3), Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
21. **IAEE.** 2012. 15TH World Conference On Earthquake Engineering, p. 11, 15WCEE Blind Test Challenge, Design Report.
22. **IAEE.** 2012. Presented at the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.

23. **Johansson, J.** 2000. p. 8. University of Washington, Department of Civil Engineering, Washington.
24. **L. Mendes, A. C. C.** LNEC-SPA, Signal Processing and Analysis Tools for Civil Engineers – Version 1.0 - Build 12, Report nº29/2007, NESDE, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
25. **Li, S.** 2010. Analysis on Fatigue of Natural Corrosion Steel Bars. *Advanced Materials Research* **163 Advances in Structures**:3237-3241.
26. **M.H.M., Y.** 1994. Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads. University of California, Berkeley.
27. **Ma, S.-Y. M., V. V. Bertero and E. P. Popov.** . 1976. Experimental and Analytical Studies of the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams, vol. Report No. EERC-76-2, Berkeley: EERC, University of California.
28. **MacGregor, J. G. (ed.)**. 1996. Mechanics and design, 3rd ed, Upper Saddle River, N.J.
29. **Mander, J. B., F.D Panthaki, and A. Kasalanati.** 1994. Low-Cycle Fatigue Behavior of Reinforcing Steel. *Journal of Materials in Civil Engineering* **6(4)**:453-468.
30. **Mander, J. B., Priestley M.J.N., Park R.** 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* **Vol. 114**:1804 - 1826.
31. **Mendes, L. A. M.** 2011. Refined Three-Dimensional Seismic Analysis of Reinforced Concrete Structures. Tese de Doutoramento. Universidade de Lisboa, Lisboa.
32. **Menegotto M., P. P. E.** 1973. Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending, p. 15-22, International Association for Bridge and Structural Engineering.
33. **Miranda, E., and Bertero, V. V.** 1994. Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design. *Earthquake Spectra* **10**:357-379.
34. **Monti, G., Nuti, C., Santini, S.** 1996. CYRUS - Cyclic Response of Upgraded Sections. University of Chieti.
35. **Newmark, N. M.** 1959. Method of Computation for Structural Dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division - ASCE EM3*:67-94.
36. **Online, A.** 2010. Haiti: Deslizamento de terras mata quatro crianças numa escola.1.
37. **Pathaki, F. D.** 1991. Low Cycle Fatigue Behavior of High Strength and Ordinary Reinforcing Steels. State University of New York, Buffalo.
38. **Petley, D. N.** Non-seismic landslide hazards along the Himalayan Arc. *In* N. J. Rosser (ed.), *Internacional Landslide Center, Institute of Hazard, Risk and Resilience.*
39. **R. Brincker, C. V., et al.** 2001. Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition, Proceedings of IMAC XIX, the 19th International Modal Analysis Conference, Kissimee, USA.
40. **R. Brincker, L. Z., et al.** 2000. Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition, Proceedings of the 18th International Seminar on Modal Analysis, San Antonio, Texas.
41. **SeismoSoft, E. E. S. S.** SeismoStruct V5 ed.
42. **Seneviratna, G. D. P. K.** 1995. Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design. Stanford University.
43. **T. Vidic, F., P., and Fischinger, M.** 1994. Consistent Inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **23**:502-521.
44. **Tarr, M.** Stress and its effect on materials.
45. **Tong, e. a.** 2000. Cyclic Behavior of Steel Frames with Composite Reinforced Concrete Infill Walls. *In* J. F. Hajjar (ed.), *Composite Construction in Steel and Concrete IV.* American Society of Civil Engineers, Banff, Alberta, Canada.
46. **USGS.** 1989. Loma Prieta Quake. Structural Engineers Association of Northern California
47. **YU, W.** 2006. Inelastic Modeling of Reinforcing Bars and Blind Analysis of the Benchmark Tests on Beam-Column Joints Under Cyclic Loading. Università degli Studi di Pavia.