

# **ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO DE TANQUES ELEVADOS DE BETÃO ARMADO SOB AÇÕES SÍSMICAS**

**CEDRICO GONÇALO LOPES DE OLIVEIRA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel de Menezes e Carneiro de Barros

JULHO DE 2014

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

*“A vida bem preenchida torna-se longa.”*

*Leonardo da Vinci*

## **AGRADECIMENTOS**

A realização deste trabalho não seria possível se não existisse um conjunto de pessoas, que direta ou indiretamente me ajudaram a tornar este projeto viável.

Começo por agradecer ao meu orientador, o Professor Rui Manuel de Menezes e Carneiro de Barros por me ter dado o privilégio de orientar esta minha dissertação. Agradeço todo o apoio e a total disponibilidade ao longo da sua execução.

Aos meus pais, por todo o apoio e incentivo, confiança e esforço que depositaram em mim durante estes últimos anos.

Finalmente a todos os meus amigos que me acompanharam nesta caminhada, em especial ao pessoal de Ourém e do Porto pela amizade e força constante, principalmente nestes últimos meses.

A todos o meu muito obrigado.



## RESUMO

Com o desenvolvimento da engenharia sísmica, atualmente é possível capacitar estruturas associadas à engenharia civil como capazes de suportar fenómenos sísmicos sem a ocorrência de graves danos.

Tanques elevados de água são estruturas de grande importância no contexto das *lifelines*. Este tipo de estruturas apresentam riscos associados à ocorrência de oscilações laterais, logo é da maior preocupação o seu desempenho sob ações sísmicas. Para tal, nos últimos anos foram desenvolvidos inúmeros estudos a nível do comportamento sísmico de tanques de água bem como de armazenamento de combustíveis. Assim, na presente dissertação vai-se desenvolver um caso de estudo sobre um tanque elevado de betão armado a projetar na zona de Lisboa, e sobre este vão-se incidir inúmeras análises sísmicas para avaliar o comportamento da estrutura sob fenómenos sísmicos. Algumas destas análises têm como base um conjunto de registos sísmicos que ocorreram anteriormente e que provocaram enormes danos em todo o tipo de estruturas na ótica da engenharia civil, nomeadamente em tanques.

A ferramenta a usar para a modelação dos tanques elevados foi o *SAP2000* e com este *software* vão-se realizar análises dinâmicas nomeadamente: modal, espectral, temporal (*time history*). Análises de *Fourier* foram realizadas através de *MatLab* e por fim através de uma folha de cálculo foram realizados estudos paramétricos relacionando aspetos geométricos com implicação na alteração da rigidez estrutural.

**PALAVRAS-CHAVE:** Tanques de água elevados, Modelo de Housner, Análise Sísmica, Estudo Paramétrico.



## ABSTRACT

With the development of earthquake engineering, it is now possible to design civil engineering structures capable to sustain earthquakes without the occurrence of serious damages.

Elevated water tanks are structures of great importance in the context of the lifelines. This type of structures have inherent susceptibilities to lateral oscillations, so it is of the greatest concern their performance against seismic actions. To this end, in recent years numerous studies about the seismic behaviour of water tanks and oil structures tanks were developed. Thus, in this dissertation will be addressed case studies on design of reinforced concrete elevated tanks in Lisbon; numerous seismic analyses of tanks were performance to evaluate their structural behaviour and her random earthquakes phenomena. Some of these analyses are based on a set of seismic records that occurred earlier and caused huge damage to all types of civil engineering structures

The tool used for modelling of elevated tanks is the *SAP2000* and this *software* was used for dynamic analyses namely: modal, spectral and time history integration. A *Fourier* analysis was performed using *MatLab* and finally parametric studies relating geometric aspects were done on *excel* worksheet.

**KEYWORDS:** Elevated water tank, Housner Model, Seismic Analysis, Parametric Study.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO.....	iii
ABSTRACT.....	v

## 1. Apresentação do Tema

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO .....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO .....	2

## 2. Estado de Arte ..... 5

2.1. INTRODUÇÃO .....	5
2.2. REVISÃO DA LITERATURA.....	5
2.3. DANOS EM TANQUES.....	8
2.3.1. Acontecimentos históricos relevantes .....	8
2.3.1.1. Chile.....	8
2.3.1.2. Alasca .....	9
2.3.1.3. Niigata.....	9
2.3.1.4. Loma Prieta .....	9
2.3.1.5. Izmit .....	10
2.3.2. Danos estruturais correntes .....	10
2.3.2.1. Danos estruturais na cobertura e em outros elementos de depósitos metálicos .....	11
2.3.2.2. Rotura da fundação .....	11
2.3.2.3. Falha devido a pressão hidrodinâmica.....	11
2.3.2.4. Falhas devido aos esforços no suporte estrutural tipo portico.....	12
2.3.2.4.1. Esforço de Torção .....	12
2.3.2.4.2. Esforço de Corte nas Vigas .....	13
2.3.2.4.3. Esforço dos Momentos flectores nas Vigas.....	14
2.3.2.4.4. Esforço Axial nos Pilares .....	15

<b>3. Formulação Teórica .....</b>	<b>17</b>
<b>3.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
<b>3.2. MODELO DE HOUSNER.....</b>	<b>17</b>
3.2.1. Enquadramento.....	17
3.2.2. Conceito .....	18
3.2.3. Cálculo.....	20
3.2.3.1. Expressões dos parâmetros mássicos e suas alturas.....	20
3.2.3.2. Quantificação modal de Housner.....	23
3.2.3.3. Expressões hidrodinâmicas e altura máxima da onda .....	26
<b>3.3. INTERAÇÃO LÍQUIDO ESTRUTURA .....</b>	<b>30</b>
3.3.1. Aproximação de Westergaard.....	30
<b>3.4. CONCEITOS DE SISMOLOGIA .....</b>	<b>32</b>
<b>3.5. ANÁLISE DINÂMICA EM COMPORTAMENTO LINEAR .....</b>	<b>34</b>
3.5.1. Resposta Modal .....	34
3.5.1.1. Equação Dinâmica do Movimento .....	35
3.5.1.1.1. Método da Sobreposição Modal.....	35
3.5.2. Resposta por análise espectral de cálculo do EC8 .....	37
3.5.2.1. Ação Tipo e Localização .....	38
3.5.2.2. Classe de Importância.....	39
3.5.2.3. Tipo de Solo .....	40
3.5.2.4. Coeficiente de Ductilidade.....	41
3.5.2.5. Cálculo de Quantidades, Combinações e Verificações .....	42
3.5.2.5.1. Força de Corte na Base.....	42
3.5.2.5.2. Combinações das Respostas Modais .....	43
3.5.2.5.3. Componentes Horizontais da Ação Sísmica .....	43
3.5.2.5.4. Verificações de Segurança, de acordo com EC8 .....	44
3.5.3. Resposta por Integração Direta .....	44
3.5.3.1. Método de <i>Newmark</i> .....	45
3.5.3.1.1. Matriz de Amortecimento de <i>Rayleigh</i> .....	46
3.5.4. Espectro de Fourier do acelerograma sísmico .....	48
<b>4. Caso de Estudo .....</b>	<b>50</b>
<b>4.1. ASPETOS GERAIS.....</b>	<b>50</b>
<b>4.2. DESCRIÇÃO DOS TANQUES ELEVADOS.....</b>	<b>50</b>

4.2.1. Geometria do Tanque.....	51
4.2.2. Geometria do Suporte .....	52
4.2.3. Propriedades dos Materiais.....	54
<b>4.3. MODELAÇÃO DO TANQUE ELEVADO DE ÁGUA.....</b>	<b>55</b>
4.3.1. <i>Software</i> utilizado .....	55
4.3.2. Modelação da Estrutura .....	55
4.3.2.1. Elementos Barra.....	56
4.3.2.2. Elementos MEF .....	56
4.3.3. Modelo do Sistema Mecânico Fluido Estrutura.....	57
<b>4.4. MOVIMENTOS DO SOLO.....</b>	<b>59</b>
4.4.1. Registos sísmicos Reais .....	59
4.4.1.1. PGMD .....	59
4.4.1.1.1. Operação de normalização dos acelerogramas .....	61
4.4.2. Espectros de Resposta de Cálculo pelo EC8 .....	65
<b>4.5. ANÁLISE MODAL .....</b>	<b>70</b>
4.5.1. Caso portico com 6 pilares .....	70
4.5.2. Estudo comparativo dos diferentes suportes .....	73
<b>4.6. ANÁLISE EM RESPOSTA ESPECTRAL .....</b>	<b>74</b>
4.6.1. Resultados.....	74
4.6.1.1. Suporte do tipo portico com 6 pilares.....	74
4.6.1.2. Suporte do tipo torre.....	77
<b>4.7. ANÁLISE SÍSMICA, RESPOSTA TEMPORAL .....</b>	<b>79</b>
4.7.1. Resultados.....	80
4.7.1.1. Suporte do tipo 6 colunas.....	80
4.7.1.1.1. Força de corte.....	81
4.7.1.1.2. Momento na viga anel circular.....	83
4.7.1.1.3. Momento basal .....	86
4.7.1.1.4. Deslocamentos .....	88
4.7.1.1.5. Comparação entre resultados de resposta temporal e espectral.....	90
4.7.1.2. Suporte tipo torre.....	92
4.7.1.3. Comparação de resultados entre suporte torre e suporte portico.....	95
<b>4.8. ESPECTROS DOS REGISTOS SÍSMICOS CONSIDERADOS .....</b>	<b>95</b>
4.8.1. Resultados.....	96

<b>4.9. ANÁLISE PARAMÉTRICA.....</b>	<b>98</b>
4.9.1.1. Diferentes relações geométricas no depósito.....	98
4.9.1.2. Diferentes alturas a dar ao suporte.....	103
<b>5. Conclusão .....</b>	<b>108</b>
5.1. Conclusões Gerais .....	107
5.2. Recomendação para trabalhos futuros .....	108
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>109</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Colapso de tanque elevado durante o sismo de <i>Kocaeli</i> [21].	10
Figura 2 - Colapso do Tanque elevado de água devido ao terramoto em El-Asnam na Argélia em 1980 [23].	12
Figura 3 - Tanque elevado de água em Puetro Varas Hotel [23].	13
Figura 4 - Tanque elevado de água com capacidade de 50m <sup>3</sup> [23].	13
Figura 5 - Colapso associado a grande esbelteza e fragilidade estrutural da obra de arte em Manfera Village [23].	14
Figura 6 - Colapso de tanque elevado em Bhachau, Índia [24].	14
Figura 7 - Danos ocorridos num tanque elevado de água com capacidade de 700m <sup>3</sup> [24].	15
Figura 8 - Tanque de água elevado localizado em Gujarat com 20m <sup>3</sup> de capacidade [24].	15
Figura 9 - Tanque elevado de água localizado em Bam, Irão [24].	16
Figura 10 - Método da Sobreposição Modal [26].	19
Figura 11 - Tanque elevado de água (á esq.) e Modelo Mecânico de Housner (á dir.) [26].	19
Figura 12 - Alturas associadas as componentes impulsivas e convectivas [26].	22
Figura 13 - Massas impulsivas e convectivas e rigidez associada a mola convectiva [26].	23
Figura 14 - Pressões Hidrodinâmicas Impulsivas [26].	27
Figura 15 - Figura auxiliar para o cálculo dos parâmetros $x$ e $l'$ [26].	27
Figura 16 - Pressões Hidrodinâmicas Convectivas [26].	28
Figura 17 - Adição de massa por <i>Westergaard</i> (á esq.) e Direção normal cartesiana de uma superfície curvilínea (á dir.) [29].	31
Figura 18 - Ação Tipo I (Esq.) e Ação Tipo II (Dir.) [20].	38
Figura 19 - Desmultiplicação da série de <i>Fourier</i> [34].	48
Figura 20 - Elementos do depósito tipo <i>Intze</i> .	51
Figura 21 - Tipos de suporte considerados na análise modal.	53
Figura 22 - Tipos de suporte considerados em todas as análises sísmicas.	54
Figura 23 - Sistema de coordenadas cilíndricas $(r,z,\theta)$ .	55
Figura 24 - Malha dos elementos casca do reservatório e elementos barra das vigas anel.	57
Figura 25 - Modos de deformação lateral.	72



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Classe de importância de acordo com o EC8-1, Quadro 4.3 [32].	40
Tabela 2 – Tipos de Solo de acordo com o EC8-1, Quadro 3.1 [32].	41
Tabela 3 - Dimensões do depósito tipo <i>Intze</i> .	52
Tabela 4 - Dimensões do suporte tipo portico.	53
Tabela 5 - Dimensões do suporte tipo torre.	53
Tabela 6 - Características associadas ao líquido modelado.	58
Tabela 7 - Registos sísmicos reais, isentos de fator escala, utilizados no estudo.	60
Tabela 8 - Classe de Importância atribuída ao caso de estudo.	62
Tabela 9 - De acordo com o <i>EC8</i> , Quadro NA.II – Coeficientes de importância, $\gamma_i$ .	63
Tabela 10 - Tipo de Solo correspondente a zona geográfica de Lisboa.	63
Tabela 11 - De acordo com o EC8-1, Quadro NA.I – Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas.	63
Tabela 12 - De acordo com o <i>EC8</i> , Quadro NA 3.2, valores dos parâmetros para ação sísmica tipo I.	65
Tabela 13 - De acordo com o <i>EC8</i> , Quadro NA 3.3, valores dos parâmetros para ação sísmica tipo II.	66
Tabela 14 - Análise modal para o reservatório vazio.	70
Tabela 15 - Análise modal para o reservatório meio cheio.	71
Tabela 16 - Análise modal para o reservatório cheio.	72
Tabela 17 - Períodos convectivos e impulsivos para os diferentes suportes do reservatório.	73
Tabela 18 - Quantidades dinâmicas obtidas para as diferentes combinações.	75
Tabela 19 - Quantidades Dinâmicas expostas para as diferentes combinações.	77
Tabela 20 - Resumo dos parâmetros obtidos para o caso do tanque suportado por 6 pilares.	81
Tabela 21 - Comparação de esforços entre análises.	91
Tabela 22 - Resumo dos parâmetros obtidos para o caso do tanque suportado por um elemento torre.	92
Tabela 23 - Períodos convectivos e impulsivos para um $H=6m$ , de acordo com a teoria de <i>Housner</i> .	103

Tabela 24 - Aceleração espectral em função da ação tipo I e II para os modos de deformação de acordo *Housner*. ..... 103



## ÍNDICE DE GRÁFICO

Gráfico 1 - Exemplo de um Espectro com a Ação Tipo I e II separadamente. ....	39
Gráfico 2 - Espectro Resultante da Ação Tipo I e II. ....	39
Gráfico 3 - Amortecimento de <i>Rayleigh</i> [33]. ....	47
Gráfico 4 - Acelerograma relativo ao sismo de <i>Duzce</i> , componente DZC-180. ....	61
Gráfico 5 - Acelerograma relativo ao sismo de <i>Duzce</i> , componente DZC-270. ....	61
Gráfico 6 - Acelerograma relativo ao sismo de <i>Duzce</i> normalizado para a região de Lisboa, componente DZC-270. ....	64
Gráfico 7 - Acelerograma relativo ao sismo de <i>Duzce</i> normalizado para a região de Lisboa, componente DZC-180. ....	65
Gráfico 8 - Espectro de cálculo para ação tipo I em função dos diferentes tipos de solo, pelo <i>EC8</i> . ..	67
Gráfico 9 - Espectro de cálculo para ação tipo II em função dos diferentes tipos de solo, pelo <i>EC8</i> . ..	67
Gráfico 10 - Espectro de cálculo envolvente da ação tipo I e II, pelo <i>EC8</i> . ....	68
Gráfico 11 - Espectro de cálculo para ação tipo I em função dos diferentes tipos de solo, pelo <i>EC8</i> . ..	68
Gráfico 12 - Espectro de cálculo para ação tipo II em função dos diferentes tipos de solo, pelo <i>EC8</i> . ..	69
Gráfico 13 - Espectro de cálculo envolvente da ação tipo I e II, pelo <i>EC8</i> . ....	69
Gráfico 14 - Somatório da força basal nos pilares. ....	75
Gráfico 15 - Somatório dos momentos basais nos pilares. ....	76
Gráfico 16 - Deslocamentos estruturais devido aos níveis de água em estudo em função da altura do tanque. ....	76
Gráfico 17 - Parâmetro <i>drift</i> em função dos níveis de água. ....	77
Gráfico 18 - Força basal na torre. ....	78
Gráfico 19 - Momento basal na torre. ....	78
Gráfico 20 - Resposta temporal em forma de força basal para a situação de reservatório vazio. ...	81
Gráfico 21 - Resposta temporal em forma de força basal para a situação de reservatório meio cheio. ..	82
Gráfico 22 - Resposta temporal em forma de força basal para a situação de reservatório cheio. ....	82
Gráfico 23 - Variação dos máximos dos registos da tabela acima apresentada em função da % de água no depósito. ....	83
Gráfico 24 - Resposta temporal de um momento para a situação de depósito vazio. ....	84

Gráfico 25 - Resposta temporal de um momento para o caso de depósito de meio cheio.....	84
Gráfico 26 - Resposta temporal de um momento para o caso do depósito cheio.....	85
Gráfico 27 - Variação de máximos dos registos da tabela acima apresentada em função da % de água no depósito.....	85
Gráfico 28 - Resposta temporal do momento basal para o depósito vazio.....	86
Gráfico 29 - Resposta temporal do momento basal para o depósito meio cheio.....	86
Gráfico 30 - Resposta temporal do momento basal para o depósito cheio.....	87
Gráfico 31 - Variação de máximos dos registos da tabela acima apresentada em função da % de água no depósito.....	87
Gráfico 32 – Deslocamento absoluto do ponto mais alto da cúpula de cobertura na situação de tanque cheio.....	88
Gráfico 33 - Variação dos deslocamentos absolutos na viga anel circular para os diferentes sismos em função da quantidade de água no reservatório.....	88
Gráfico 34 - Variação dos deslocamentos relativos na estrutura ao longo da altura.....	89
Gráfico 35 - Relação dos deslocamentos relativos entre a estrutura e o líquido oscilatório.....	90
Gráfico 36 - Deslocamentos relativos da estrutura em situação depósito cheio e analisando comparativamente as diferentes análises.....	91
Gráfico 37 - Força de corte basal dos diferentes registos em função das diferentes quantidades de água adotadas.....	93
Gráfico 38 - Momento basal dos diferentes registos em função das diferentes quantidades de água adotadas.....	93
Gráfico 39 - Deslocamentos absolutos dos diferentes registos em função das diferentes quantidades de água adotadas.....	94
Gráfico 40 - Espectro das amplitudes de Fourier para as três situações de estudo no caso do suporte tipo portico com seis colunas.....	96
Gráfico 41 - Espectro das amplitudes de Fourier para as três situações de estudo no caso do suporte tipo torre.....	97
Gráfico 42 - Força de corte basal normalizada para a formulação de <i>Malhotra</i> e de <i>Housner</i> considerando o <i>EC8</i> e variando o parâmetro geométrico <i>H/R</i> .....	99
Gráfico 43 - Momento basal normalizado para a formulação de <i>Malhotra</i> e de <i>Housner</i> considerando o <i>EC8</i> e variando o parâmetro geométrico <i>H/R</i> .....	99

Gráfico 44 - Força de corte basal normalizada para a formulação de <i>Malhotra</i> e de <i>Housner</i> considerando o <i>EC8</i> e variando o parâmetro geométrico <i>H/R</i> . .....	100
Gráfico 45 - Momento basal normalizado para a formulação de <i>Malhotra</i> e de <i>Housner</i> considerando o <i>EC8</i> e variando o parâmetro geométrico <i>H/R</i> . .....	100
Gráfico 46 - Força de corte basal normalizada para a formulação de <i>Malhotra</i> e de <i>Housner</i> considerando o <i>EC8</i> e variando o parâmetro geométrico <i>H/R</i> . .....	101
Gráfico 47 - Momento basal normalizado para a formulação de <i>Malhotra</i> e de <i>Housner</i> considerando o <i>EC8</i> e variando o parâmetro geométrico <i>H/R</i> . .....	101
Gráfico 48 - Força de corte basal normalizada para a formulação de <i>Malhotra</i> e de <i>Housner</i> considerando o <i>EC8</i> e variando a altura do depósito, <i>H</i> . .....	102
Gráfico 49 - Momento basal normalizado para a formulação de <i>Malhotra</i> e de <i>Housner</i> considerando o <i>EC8</i> e variando a altura do depósito, <i>H</i> . .....	102
Gráfico 50 - Força de corte basal normalizada pelo <i>EC8</i> , ação tipo I sob diferentes alturas de um suporte de reservatório, variando o parâmetro geométrico <i>H/R</i> . .....	104
Gráfico 51 - Momento basal normalizado pelo <i>EC8</i> , ação tipo I sob diferentes alturas de um suporte de reservatório, variando o parâmetro geométrico <i>H/R</i> . .....	104
Gráfico 52 - Força de corte basal normalizada pelo <i>EC8</i> , ação tipo II sob diferentes alturas de um suporte de reservatório, variando o parâmetro geométrico <i>H/R</i> . .....	105
Gráfico 53 - Momento basal normalizado pelo <i>EC8</i> , ação tipo II sob diferentes alturas de um suporte de reservatório, variando o parâmetro geométrico <i>H/R</i> . .....	105
Gráfico 54 - Força de corte basal normalizada para a formulação de <i>Malhotra</i> e de <i>Housner</i> pelo <i>EC8</i> , ação tipo I e II em função das diferentes alturas a atribuir aos suportes do reservatório.....	106
Gráfico 55 - Momento basal normalizado para a formulação de <i>Malhotra</i> e de <i>Housner</i> pelo <i>EC8</i> , ação tipo I e II em função das diferentes alturas a atribuir aos suportes do reservatório. ....	107



## **LISTA DE SIGLAS**

ACI – American Concrete Institute

SSI – Interaction Soil Structure

FSI – Interaction Fluid Structure

EC8 – Eurocódigo 8

SDOF – Single Dot of Freedom

MDOF – Multi Dots of Freedom

TH – Time History

NM – Newmark Method

DFT – Discrete Fourier Transform

FFT – Fast Fourier Transform

SRSS – Square Root of the Squares

CQC – Complete Quadratic Combination

PEER – Pacific Earthquake Engineering Research center

PGMD – Pacific Ground Motion Database

AGR – Aceleração de Pico do Solo

PGA – Peak Ground Acceleration

PGV – Peak Ground Velocity

PGD – Peak Ground Displacement

MEF – Método dos Elementos Finitos





# 1

## APRESENTAÇÃO DO TEMA

### 1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Esta dissertação insere-se como parte integrante no currículo do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, no contexto do ramo de estruturas resultante do processo de Bolonha implementado pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

A unidade curricular têm como objetivo o desenvolvimento de capacidades teóricas e técnicas do corpo estudantil a fim de estimular a pesquisa pelo conhecimento, a criação de metodologias e o desenvolvimento da originalidade, para no caso dos futuros engenheiros, estes serem capazes de gerar novos produtos ou novas teorias na contribuição do desenvolvimento científico abrindo assim os horizontes para uma risonha carreira profissional.

Este projeto encontra-se no âmbito da engenharia sísmica, onde nos últimos anos se tem feito avanços consideráveis na preparação de um bom desempenho das estruturas de engenharia civil. Salienta-se o contributo das ferramentas informáticas, estas sempre dominadas através de uma análise com espírito crítico que tem auxiliado os engenheiros a prever com algum grau de confiança a resposta das estruturas sobre a demanda de ações com características sísmicas.

*“It is said that earthquakes itself never kills people, it is badly constructed structures that kill”.*

É da maior preocupação, o estudo destes fenómenos naturais devido a estes se relacionarem intrinsecamente com contextos políticos, sociais e económicos. A prevenção sísmica em países associados ao risco elevado começa a ter um maior peso nos discursos dos seus líderes, resultando em significantes investimentos em estruturas antissísmicas e em apertadas regras de conceção estrutural e consequentemente na sua fiscalização. Apesar da execução destas medidas originar maiores esforços financeiros, a sociedade atual encontra-se consciente do risco associado a estes fenómenos logo é do maior interesse a adoção destes conceitos em todo o tipo de estruturas ligadas à engenharia civil.

Para finalizar este subtópico, nesta dissertação vão-se avaliar vários tipos de tanques elevados de armazenamento de água sujeitos a registos sísmicos reais que ocorreram no passado e estiveram ligados a grandes desastres.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo deste estudo concentra-se na avaliação da resposta sísmica de tanques elevados circulares de betão armado utilizados no âmbito do armazenamento de águas de abastecimento de aglomerados urbanos. O caso de tanques metálicos poderá ser abordado em trabalhos futuros.

Assim com recurso ao *software* de cálculo estrutural, *SAP2000*, modelaram-se vários tanques que diferiram pelo tipo de sistema estrutural de suporte dos depósitos, mas mantendo sempre a mesma configuração do reservatório. Os diferentes tipos de suportes construtivos são objeto de análise no estudo paramétrico que se realizará no final da dissertação.

Após a modelação, efetuam-se diversas análises sísmicas no domínio do tempo admitindo um comportamento linear da estrutura. Assim, a avaliação dos resultados é concebida por análise modal, espectral e temporal.

Com o modelo analítico, recorre-se à teoria de **Housner** com o intuito de obter resultados minimamente verossímeis de modo a elevar o grau de confiança da modelação. Embora esta teoria esteja assente em pressupostos simplificados, ela fornece-nos uma estimativa aceitável do comportamento, mas não ignorando que para um adequado dimensionamento em detalhe, a melhor via para evitar possíveis sobredimensionamentos é o recurso ao cálculo analítico por elementos finitos.

Rematando este ponto, o presente trabalho também tem como finalidade a contribuição de metodologias de cálculo, permitindo através de estudos paramétricos, o melhor desenvolvimento de futuros projetos a realizar em Portugal na área em causa.

## 1.3 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

A dissertação encontra-se dividida em 5 capítulos a fim de obter uma adequada fundamentação e um sentido coerente da metodologia a usar, fazendo referência em primeiro plano os fundamentos teóricos e em seguida a aplicação destes ao caso prático.

No capítulo 2 faz-se um pequeno resumo dos sismos que mais marcaram a história da engenharia sísmica, descrevendo-os e indicando quais as consequências que estes tiveram na zona afetada. Num enquadramento dos tanques elevados, enunciam-se quais os principais danos sob a oscilação do solo, descrevendo-os e indicando os principais casos de sismos ocorridos. Dado que este capítulo se designa de “estado de arte”, então como é comum fazer-se uma detalhada descrição dos artigos publicados num enquadramento direto com o tema da dissertação.

Quanto ao capítulo 3, formulação teórica, vão ser apresentados todos os conceitos a reter para a elaboração do caso prático. Começa-se por enunciar a teoria de Housner para tanques elevados, descrevendo as suas componentes mássicas e a sua formulação analítica para obter as quantidades sísmicas. Em seguida, faz-se referência à modelação das oscilações do líquido contido, apresentando alguns modelos de aproximação de cálculo. Após a explicação da teoria ligada ao assunto dos tanques elevados, apresenta-se em seguida uma série de análises a efetuar no âmbito da engenharia sísmica para respostas dinâmicas em comportamentos lineares através de registos sísmicos reais, assim justificando uma pequena abordagem dos sismos utilizados e seus parâmetros caracterizadores.

No subcapítulo intitulado por análise dinâmica em comportamento linear, faz-se referência a respostas modais, espectrais e no domínio do tempo (*time history*). A resposta dinâmica temporal vai-se efetuar por integração direta utilizando o método de *Newmark*. Também é de salientar a avaliação dos registos sísmicos através da geração de espectros no domínio da frequência pela *Discrete Fourier Transform*.

O capítulo 4 é relativo ao caso de estudo, apresentando-se diversos tipos de tanques elevados devidamente descritos e a serem alvo de inúmeras análises no âmbito da engenharia sísmica. Assim, as análises dinâmicas propostas vão desde o estudo modal, passando pela análise espectral, avaliação da resposta temporal (*time history*). Por fim o recurso a séries *Fourier*, através da aplicação do algoritmo *Fast Fourier Transform (FFT)* permitindo avaliar o espectro dos sismos considerados através de um gráfico das amplitudes de Fourier *versus* frequência; em cada um desses espectros foi identificada a janela de frequências dos tanques no intervalo de operação dos mesmos entre situações de tanque vazio, meio e cheio. Na integração temporal direta (*time history*) e da avaliação dos espectros por séries de Fourier foram considerados oito registos reais de sismos, devidamente normalizados para implantação de tanques na cidade de *Lisboa*. Os sismos selecionados ocorreram em zonas de grande atividade sísmica sendo que no caso de estudo apenas vai ser exposta a avaliação pormenorizada do registo normalizado do sismo de *Duzce* da Turquia; no final de cada análise comparara-se esse registo com os resultados dos restantes. Para concluir o capítulo dos casos de estudo, efetua-se uma análise paramétrica onde se consideram várias relações entre a rigidez e a esbelteza da geometria do depósito (através do rácio  $H/D$ , respetivamente altura / diâmetro do tanque), bem como a avaliação da resposta por quantidades sísmicas normalizadas para diferentes alturas de suportes tipo pórtico que realizam o apoio do reservatório elevado.



## ESTADO DE ARTE

### 2.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo refere-se ao estado de arte sobre a resposta sísmica de tanques elevados e vão-se abordar artigos técnicos realizados ao longo dos tempos por diversos autores, bem como referências a sismos e a seus danos para o leitor obter um pouco de conhecimento de história da engenharia sísmica.

Quanto às pesquisas e estudos desenvolvidos por investigadores, elas vão desde a década de 60 do século XX aos nossos dias sobre a resposta sísmica destas estruturas de engenharia civil. Podem-se dividir as matérias em: quantificação das massas dinâmicas, interação líquido estrutura solo, resposta dinâmica dos depósitos perante diferentes tipos de sistemas de suporte e diferentes procedimentos de modelação do sistema mecânico de um tanque elevado de armazenamento de água.

Em seguida, dar-se-á ênfase a uma gama de sismos ocorridos no século XX que tiveram especial impacto sobre depósitos elevados de líquidos e reportam-se alguns exemplos de danos, de funcionamento deficiente e até colapso observados nestas estruturas após terremotos.

Por fim, discute-se o desempenho sísmico dos tanques e enunciam-se diversos danos ou maus desempenhos sob ações sísmicas, quer para tanques metálicos quer para tanques de betão armado.

### 2.2 REVISÃO DA LITERATURA

Apesar dos muitos estudos realizados no âmbito de tanques, esses foram maioritariamente direcionados para tanques no solo e deixando de lado os depósitos elevados. Verificou-se nos últimos anos, que sob ocorrência de ações sísmicas, o desempenho sísmico de tanques elevados era deficiente. Então devido ao fracasso de algumas destas estruturas, ficaram deficitários os serviços de emergência de combate ao fogo o que causou graves riscos para as populações devido à escassez de água ou aos inúmeros incêndios que ficaram por extinguir no tempo devido. Algumas dessas situações foram visíveis no *Chile* em 1960, *San Fernando* em 1971, *Izu – Oshima* em 1978 e *Whittier* em 1987 [1].

Em resultado destes acontecimentos, seguiram-se pesquisas do assunto de modo a dotar os tanques elevados de um melhor funcionamento sobre este tipo de ações. No encadeamento do desastre ocorrido no *Chile* em 1960, **George W. Housner** em 1963 lança um estudo sobre a relação entre a estrutura, fluido e solo em tanques elevados aonde se consideraram, três situações na sua análise:

- Se o tanque se encontra completamente cheio, sem bordo livre, os efeitos oscilatórios da água podem ser negligenciados, desde que o tanque seja fechado superiormente;

- Nos casos de depósito cheio e vazio, o comportamento dinâmico pode-se fazer através de uma massa concentrada;
- Na situação de parcialmente cheio, o efeito da oscilação do fluido deverá ser contabilizado; assim o comportamento do sistema poderá fazer-se através de duas massas concentradas a atuar, segundo a teoria de *Housner* a apresentar.

Por fim, o autor relacionou o tanque totalmente preenchido com o tanque parcialmente cheio, concluindo que as forças sísmicas máximas do segundo são significativamente menores que a metade das forças do primeiro, acrescentado que estas podiam ser na ordem de um terço do tanque cheio [2].

*Haroun e Ellaithy* [3] desenvolveram um modelo que incluía uma vasta gama de tanques elevados rígidos que eram sujeitos a movimentos de translação e rotação. O modelo considerava os modos das componentes convectivas e avaliava o efeito da flexibilidade da parede devido as oscilações sísmicas.

*Resheidat e Sunna* [4] em 1986 investigaram o comportamento de tanques elevados quadrangulares considerando a interação fundação e solo sobre ações sísmicas. Neste estudo foram negligenciados o efeito oscilatório da massa líquida e o efeito do amortecimento de um solo médio na propagação das ondas sísmicas.

Em 1990, *Sudhir e Sameer* [5] reviram o código indiano para o dimensionamento sísmico de reservatórios elevados de água tendo proposto uma metodologia numérica para o cálculo da rigidez lateral de um sistema porticado de apoio a depósitos aonde se incluía a flexibilidade das vigas de contraventamento sem recurso a uma análise de elementos finitos. Esta formulação é baseada no método dos pórticos que foi desenvolvido para incorporar o efeito dos elementos horizontais e o comportamento do pórtico em três dimensões. Os mesmos autores, em 1993 [6], propõem uma análise de pressões hidrodinâmicas diferente entre tanques de parede rígida e tanques de parede flexível, onde nestes últimos os efeitos são de ordem de grandeza muito maior; também introduziram uma expressão de cálculo da altura de onda máxima devido à massa líquida oscilatória [2].

Em 1992, *Haroun e Temraz* [7], focaram a sua pesquisa em modelos bidimensionais de tanques elevados com contraventamento em "x" e suportados por sapatas isoladas. Com estes modelos, avaliaram a interação entre o solo e a fundação aonde é de realçar a não consideração do efeito oscilatório do fluido neste estudo.

*Dutta, Jain e Murty* em 2000 [8, 9], desenvolveram modelos para comparar os sistemas de suporte do tanque a nível da sua vulnerabilidade torsional, tendo sugerido equações de aproximação empíricas para determinar a rigidez horizontal e torsional para os diferentes sistemas de suporte porticado. *Dutta* e seus associados também investigaram o comportamento torsional não elástico para uma excentricidade acidental sobre o aumento da altura dos pilares pelo sistema estrutural que serve de apoio ao depósito.

*Livaoglu e Dogangun* em 2006 [10] publicam um artigo sobre a resposta de sistemas de suporte e a sua interação com o líquido - estrutura. Chega-se à conclusão que o sistema de suporte pode comprometer seriamente o comportamento sísmico do tanque elevado.

Na modelação da interação fluido estrutura utilizou-se a aproximação *lagrangeana* baseada no deslocamento e usada na modelação do fluido do tanque elevado. O elemento fluido é definido por oito nós com três graus de liberdade de translação por cada nó. A partir da análise realizada, os autores calcularam as respostas de pico e correspondentes instantes de ocorrência, para as quantidades: deslocamento máximo do topo, amplitude da oscilação da água, força corte basal e momento basal. A

partir dos resultados para as excitações consideradas pelos autores [10], os instantes das respostas máximas oscilam entre 9 e 10 segundos para estrutura de suporte porticada e entre 5 e 10 segundos para estrutura suporte em torre. Além disso, verificou-se que a resposta do deslocamento no topo para suporte porticada é maior que para estrutura de suporte em torre; isto devido ao efeito do coeficiente de comportamento sísmico a adotar em cada um dos casos e as suas rigidezes associadas. Relativamente às respostas da oscilação da água, estas também são afetadas pelos sistemas de suporte do depósito; logo o efeito da amplitude da oscilação da água não deve ser negligenciado no dimensionamento de tanques elevados sob ações sísmicas.

*Livaoglu e Dogangun* [10] também foram pioneiros ao afirmar que devido à sensibilidade dos tanques elevados sob ações sísmicas, as características sísmicas – conteúdo de frequência, aceleração de pico e duração efetiva do registo sísmico – devem ser consideradas para melhor representação da ação sísmica como um processo não-estacionário. Então torna-se **inviável** o estudo do comportamento através de apenas um registo sísmico pois estamos perante ações aleatórias e assim o estudo de respostas de tanques elevados realizados neste trabalho concretiza-se através de acelerogramas de vários sismos reais normalizados para cobrir o máximo possível de conteúdos em frequência distintos desta ação aleatória.

Como conclusão do trabalho destes autores [10, 11], é proposto, como solução de atenuação do risco sísmico em tanques elevados, o sistema de estrutura de suporte torre que apresenta vantagens significativas sobre a utilização de estrutura de suporte porticada.

Em 2008, *Gareane, Algreane, Osman e Karim* [12] publicam um estudo sobre o comportamento do solo e da água em tanques elevados de betão armado sobre ações sísmicas. A pesquisa começou com a criação de um registo sísmico artificial de acordo com a aproximação de *Gasparini* e de *Vanmarcke* [13] em solo rochoso considerando um comportamento não linear do local. Em seguida, geraram-se sete registos, que foram alvo de comparação numa análise dinâmica não linear de integração direta, abordando temas como a interação solo-estrutura, modelos de um grau de liberdade generalizado, dois graus de liberdade e método dos elementos finitos. Para completar a informação relativa ao estudo, foi usada uma interação fluido-estrutura pelo método de *Westergaard*, obtendo-se resultados satisfatórios [2, 12].

*Hirde e Hedao*, em 2011 [14], realizaram um estudo em vários pontos da Índia com reservatórios de água elevados, relativos a várias alturas a nível das estruturas de suporte porticadas dos depósitos, dos vários níveis de água e diferentes capacidades do depósito para diferentes tipos de solo. As conclusões principais do estudo [14] permitiram afirmar que as forças sísmicas são:

- Diretamente proporcionais as zonas sísmicas;
- Inversamente proporcionais ao aumento das alturas do sistema estrutural porticado;
- Diretamente proporcionais ao aumento da capacidade do tanque de água.

## 2.3 DANOS EM TANQUES

O estudo da resposta sísmica e do comportamento do líquido no tanque é um assunto da maior importância, não apenas devido a factores económicos, mas também a nível de segurança, mais propriamente quanto aos modos de rotura que estes podem sofrer. Consequentemente sem assegurar uma adequada distribuição de água e garantia da sua existência mesmo em situações catastróficas ou acidentais de sismos, os incêndios poderão propagar-se mais facilmente causando mais danos que o próprio terramoto, como aconteceu em *San Fernando* (1906), em *Niigata* (1964) e em *Kobe* (1995).

O derramamento de químicos tóxicos ou gases liquefeitos oriundo dos tanques danificados pode levar a efeitos desastrosos nas áreas populacionais. A infiltração dos óleos de origem petrolífera no solo podem dar origem a graves contaminações do subsolo, como aconteceu em 1978 no Japão. A falha de tanques com substâncias inflamáveis pode levar a incêndios descontrolados como ocorreu em *Niigata* e no *Alasca* em 1964 ou na Turquia após o sismo *Kocaeli* que afetou *Izmit* aonde se estima que 17100 humanos perderam a vida [15, 16].

Assim, é da maior importância o estudo de tanques de armazenamento de líquidos, quando estes se encontram sujeitos a terramotos, analisando os casos onde se observaram deficiências e danos irreparáveis durante o seu comportamento sob ações sísmicas.

### 2.3.1 ACONTECIMENTOS HISTÓRICOS RELEVANTES

Em seguida, apresentam-se alguns dos casos mais mediáticos de terramotos que tiveram resultados devastadores provocando danos consideráveis, quer a nível social, económico como ambiental. Todos os sismos aqui enunciados pertencem à zona sísmica do “*anel de fogo*”, sendo que esta cobre parte do perímetro do oceano Pacífico e é composta pela placa tectónica mais instável.

#### 2.3.1.1 Chile

Após a ocorrência deste fenómeno da natureza em 1960 com uma magnitude de 8.5, a cidade de *Concepcion* (com uma população aproximadamente de um milhão) foi a primeira a ser afetada e sofreu graves danos a nível dos sistemas de distribuição de águas, que não estavam dimensionados para sustentar ações sísmicas.

Na última década, antes da ocorrência do desastre, o governo chileno tinha instalado mais de 2000 tanques elevados de água em pequenos aglomerados populacionais mas infelizmente com a ocorrência do sismo, pelo menos **73 desses tanques colapsaram** e em alguns desses casos resultando vítimas mortais [17].

#### 2.3.1.2 Alasca

Em 1964 no Alasca ocorreu um sismo com magnitude 9.2, a maior magnitude registada num sismo na América do Norte, tendo durado mais de 3 minutos. Em resultado do terramoto ocorreram *tsunamis*, incêndios, deslizamentos de terras, liquefações do solo e avalanches, tendo causado 131 mortes e milhões de dólares de danos. Desde caminhos-de-ferro, estradas ou edifícios, todas estas estruturas sofreram danos consideráveis ou até mesmo o colapso. Quanto aos tanques, estes sofreram vários danos com o conseqüente derramamento de líquidos e hidrocarbonetos causando incêndios, ambiente tóxico e inúmeros prejuízos [18].

#### 2.3.1.3 Niigata

No Japão em 1964 mais especificamente em *Niigata* assistiu-se a um terramoto de magnitude 7.5 provocando a queda de pontes, o derrube de edifícios de betão armado e inúmeros incêndios devido a rotura de depósitos que continham líquidos inflamáveis como o petróleo e outros hidrocarbonetos. Devido ao fenómeno da oscilação de líquidos em reservatórios sob ações sísmicas, 5 reservatórios de armazenamento de petróleo chocaram entre si sofrendo rotura nas coberturas e inúmeras encurvaduras nas partes inferiores das suas paredes (encurvadura **pata de elefante** e encurvadura **tipo diamante**), vertendo o conteúdo e provocando um incêndio que terá durado cerca de 2 semanas até a sua extinção, queimando mais de 250 habitações. Este terramoto está ligado a um dos maiores desastres de origem sísmica, mas com este desastre foi possível aumentar a perceção do efeito da liquefação dos solos e aplicação de medidas de prevenção sísmicas como a aplicação de revestimentos antifogo no betão [19].

#### 2.3.1.4 Loma Prieta

Numerosos são os relatórios dos danos em tanques de armazenamento de líquidos devido ao sismo de *Loma Prieta* em 1989, este com uma magnitude 6.9. A maioria dos danos registaram-se em tanques não ancorados em refinarias e unidades vinícolas, onde estes perderam o líquido contido. A perda do conteúdo deveu-se principalmente a roturas na ligação às tubagens causada pelos deslocamentos excessivos nas conexões, devido às oscilações verticais do tanque.

Um dos exemplos ocorreu em *Los Altos Hills*, referente a um tanque de betão pré-esforçado com aproximadamente 4000m<sup>3</sup> que foi construído com painéis pré-moldados e pré-tensionado com cabos. O registo sísmico causou uma fissura vertical com 10 centímetros de abertura na parede do tanque, conseqüentemente vertendo a água contida. A corrosão dos cabos pode ter contribuído para a rotura que se deu para uma aceleração do solo na ordem dos 3 m/s<sup>2</sup> [20].

### 2.3.1.5 Izmit

Na Turquia em 1999, um sismo na escala *Richter* de 7.4, designado de terremoto de *Kocaeli* devastou uma região industrial densamente habitada. Muitas das unidades industriais do país, incluindo refinarias e fábricas de químicos, localizavam-se nesta região próxima do golfo de *Izmit*, que por sua vez está muito próximo do epicentro do sismo. Assim, após a ocorrência do sismo, verificaram-se danos significativos em tanques de armazenamento de líquidos, principalmente os que estavam associados ao sector petrolífero. Estima-se que mais de 100 reservatórios tenham sido afetados devido à oscilação do líquido dentro dos tanques resultando danos nas coberturas dos depósitos e nas suas bases. Realça-se também o colapso, figura 1, de 2 tanques elevados de betão armado (armazenando oxigénio líquido) devido ao sistema de suporte porticado que teve um comportamento inadequado [18].



Figura 1 - Colapso de tanque elevado durante o sismo de *Kocaeli* [21].

### 2.3.2 DANOS ESTRUTURAIS CORRENTES

Os maiores danos observados nos sismos atrás exemplificados são referentes a tanques metálicos e os fenómenos associados aos danos designam-se correntemente por encurvadura de pata de elefante, encurvadura em forma de diamante, levantamento da base do tanque e dano e colapso da cobertura do tanque (Barros, [22]). Também é de notar que devido a fatores económicos, a ancoragem de tanques de grandes dimensões apoiados no solo não é um processo corrente nestas estruturas mesmo em áreas sísmicas, assim como alguns tanques não são dimensionados para assegurar um grande bordo livre no sentido de prevenir as ondas oscilatórias provenientes da massa líquida.

Concluindo, a fiscalização e as normas de dimensionamento sísmico têm sido revistas ao longo dos tempos no sentido de melhorar o desempenho destas estruturas sobre as ações sísmicas.

Em seguida, são descritos alguns dos danos mais comuns neste tipo de estruturas.

### 2.3.2.1 Danos estruturais na cobertura e em outros elementos de depósitos metálicos

Os movimentos oscilatórios da massa líquida contida no tanque ocorrem durante um fenómeno sísmico. Analisados os terremotos no passado, os danos em tanques elevados metálicos ocorrem frequentemente em zonas de juntas frágeis ou seja, entre a parede e os elementos cónicos como a cobertura. O resultado é um comportamento débil à ação sísmica podendo traduzir-se em encurvaduras no elemento parede como é os casos do fenómeno da pata de elefante ou a encurvadura em forma de diamante. Também é comum visualizar-se em tanques metálicos o desprendimento da cobertura do elemento parede causado pelas sobrepressões das oscilações do líquido ou enfunamento da casca da cobertura por sucções (pressões negativas) [22].

### 2.3.2.2 Rotura da fundação

Os tanques de armazenamento em zonas rurais normalmente estão implementados em locais com fraca capacidade de carga. No grande sismo que ocorreu em *Niigata*, a liquefação do maciço terroso juntamente com os momentos impostos na base dos tanques devido às acelerações horizontais resultou em rotações e assentamentos significativos da estrutura.

Em casos de fundações rígidas, os tanques metálicos sofreram fraturas na zona de soldadura entre a base e o elemento vertical adjacente devido a cedência do solo. Em alguns casos, a aceleração sísmica resultou em deslocamentos verticais da base na ordem dos 35 centímetros, isto registado após o terremoto de *San Fernando* em 1971. Dado que a soldadura entre a base e a parede é sujeita a grandes tensões devido às pressões do líquido, esta pode ceder, resultando na perda do líquido. Estas situações também se podem manifestar em tanques de betão armado, devido as suas juntas de trabalho, sendo que estas se localizam em zonas frágeis suscetíveis à ocorrência de fendilhações.

Outra causa intrinsecamente ligada a fenómenos geotécnicos são as distorções da base dos tanques, sendo resultado de fenómenos como a liquefação dos solos, deslizamento de taludes ou assentamento diferencial. Estas situações podem ser evitadas com uma devida compactação do solo antes da execução da estrutura e um reforço estrutural da base do tanque [19].

### 2.3.2.3 Falha devido a pressão hidrodinâmica

As tensões em tração na parede dos tanques elevados podem ser incrementadas devido à massa líquida oscilatória do tanque levando à encurvadura e conseqüente vazamento. Este fenómeno é comum em tanques metálicos rebitados onde a fuga nas juntas rebitadas resultou de uma plastificação induzida pela ação sísmica. Este aumento de tensão também pode contribuir para o efeito de encurvadura por *pata de elefante* e encurvadura em *forma de diamante* na base do tanque devido aos momentos de derrube e à esbelteza da parede de aço.

A pressão do líquido também pode causar problemas em tanques de betão devido às excessivas forças de tensão nos aros de aço da parede que servem de armaduras do betão. Isto verificou-se numa rotura

de um tanque em *Palo Alto* devido ao terremoto *Loma Prieta* em 1989. O modo de rotura pode ser agravado devido a corrosão das armaduras ordinárias e dos cabos de pré-esforço [19].

#### 2.3.2.4 Falhas devido aos esforços no suporte estrutural tipo pórtico

##### 2.3.2.4.1 Esforço de Torção

Relativamente aos tanques elevados de betão armado, os danos devido a torção associados a ações dinâmicas têm especial relevo em sistemas estruturais porticados. Em geral, a disposição e geometria do sistema estrutural de apoio ao depósito necessita de ser disposta simetricamente em relação ao centro de gravidade (coincidente com centro de rigidez do reservatório). No entanto, a implementação da escada, de tubos de instalação e do erro acidental associado a construção podem causar excentricidade acidental entre o centro de gravidade e o centro de rigidez.

Muitos dos tanques de água, no passado, colapsaram sem oscilação lateral sísmica muito significativa associada. Após se analisarem as possíveis causas dos desabamentos, chegou-se a conclusão que na maioria destes existia uma deformação adicional devido a indução de efeitos torsores indutores do colapso.

Na figura 2, a principal causa é o excesso de momento derrubador devido aos esforços de torção, corte e axial no portico surgindo fortes danos e o posterior colapso. Adicionalmente, uma má disposição de armaduras e inadequadas emendas terá feito a estrutura torcer.



Figura 2 - Colapso do tanque elevado de água devido ao terremoto em El-Asnam na Argélia em 1980 [23].

#### 2.3.2.4.2 Esforço de Corte nas Vigas

Este tipo de falha é devido aos fortes esforços de corte nos nós de ligação com as vigas, aparecendo fissuras de corte com 45 graus junto das ligações dos elementos verticais com os horizontais e consequentemente a rotura das vigas [23].

Na figura 3, o tanque localiza-se no *Chile* e os seus danos são relativos a um sismo de 8.5 de magnitude no ano 1960, sendo visíveis as fraturas das vigas do portico.



Figura 3 - Tanque elevado de água em *Puetro Varas Hotel* [23].

Para o mesmo terramoto, um tanque constituído por 8 pilares retangulares, as vigas sofreram plastificação nas extremidades enquanto nos pilares não foi encontrado nenhum dano. O tanque apresentou deformações consideráveis na fundação.



Figura 4 - Tanque elevado de água com capacidade de 50m<sup>3</sup> [23].

No terramoto de *Bhuj* na *Índia* em 2001 com uma magnitude de 7.7, um tanque elevado de água com 100 m<sup>3</sup> colapsou devido ao dimensionamento inadequado dos elementos de ligação pilar-viga. Se estes elementos não forem dimensionados para forças sísmicas, elas conduzem a danos e até colapso da

estrutura. Assim, devido à fraca ligação das colunas com as vigas, houve o aparecimento de roturas por corte e conseqüente colapso, figura 5 [23].



Figura 5 - Colapso associado a grande esbelteza e fragilidade estrutural da obra de arte em *Manfera Village* [23].

No entanto, se os membros da estrutura e os nós de ligação não são dimensionados e detalhados para deformações **inelásticas** podem surgir graves danos ou até mesmo o colapso como aconteceu em *Bhachau* (ver figura 6), na Índia sob um sismo em 2001 com magnitude de 7.7, aonde claramente as vigas e as colunas do tanque não atendiam aos requerimentos de resistência sísmica [23].



Figura 6 - Colapso de tanque elevado em *Bhachau, Índia* [24].

#### 2.3.2.4.3 Esforço Momentos fletores nas Vigas

A fendilhação proveniente dos esforços de corte e momentos fletores nas vigas ocorre na seção de meio vão devido a esta ser de reduzida dimensão em relação às zonas de ligação. Não ocorre falha por corte mas conduz a formação de rótulas plásticas inicialmente nas extremidades das vigas e estas vão-se deslocando para meio vão, formando o tipo de falha que se encontra na figura 7.

A ilustração abaixo mostra o tipo de falha estrutural no tanque que aconteceu sob o terremoto do Chile, em 1960, aonde se visualiza os danos da viga por esmagamento. É de salientar o uso de estribos abertos que apresentavam uma forma de “w”.



Figura 7 - Danos ocorridos num tanque elevado de água com capacidade de 700m<sup>3</sup> [24].

#### 2.3.2.4.4 Esforço Axial nos Pilares

O excesso de carga transmitida pelo tanque aos elementos de betão armado da estrutura de suporte manifesta-se através de fendilhação vertical devido ao esmagamento da seção dos pilares junto à seção de inserção com a base do depósito elevado.

A figura 8 ilustra a ocorrência deste tipo de fendilhação do tanque construído em 1958 e sob o terremoto de *Bhuj, Índia*, em 2001 com um registo de 7.7 na escala de *Richter*, que causou sérios danos nos elementos verticais do portico espacial de suporte do depósito elevado. Profundas fissuras nos pilares foram observadas, que ocorreram ao longo da armadura longitudinal dos pilares, para além das fissuras observadas nas conexões das colunas à viga circular que suporta o depósito; todavia este não colapsou.

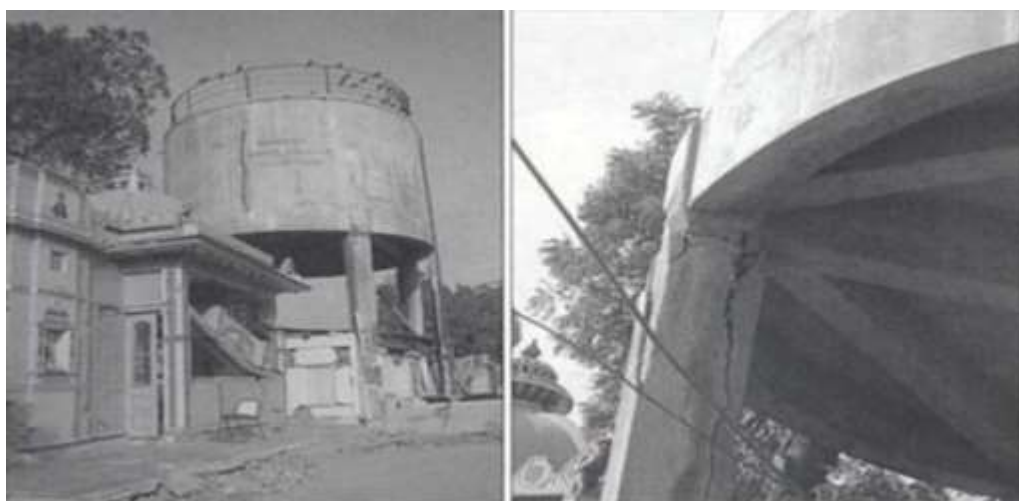


Figura 8 - Tanque de água elevado localizado em Gujarat com 20m<sup>3</sup> de capacidade [24].

Também sobre o registo sísmico que ocorreu em *Bam, Irão*, um tanque elevado em betão armado com aproximadamente 20m de altura e 350m<sup>3</sup> de capacidade sofreu fortes fissuras verticais na estrutura de suporte. O sistema estrutural de apoio ao depósito era composto por 6 pilares e durante o sismo, o depósito encontrava-se cheio [24].

Como é possível visualizar na imagem abaixo, alguns nós de ligação fendilharam ao ponto das armaduras ficarem expostas. Após se efetuar vários ensaios na estrutura, chegou-se a conclusão que o único defeito da estrutura era a má disposição das armaduras ou falta destas. Investigações mostraram que o uso dos varões de aço lisos estará na origem do “*esmagamento do betão*”.



Figura 9 - Tanque elevado de água localizado em *Bam, Irão* [24].

## FORMULAÇÃO TEÓRICA

### 3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo expõe-se alguns métodos de análise usados em tanques elevados de paredes rígidas para obtenção de esforços sísmicos de dimensionamento e/ou para validação de modelações do sistema estrutural “*estrutura de suporte e reservatório*” realizadas em *software* de cálculo estrutural (no caso deste trabalho através do *SAP2000*). A abordagem baseia-se essencialmente no modelo mecânico desenvolvido por **George W. Housner** na década 60 do século XX. Com o continuar da pesquisa, surgiram novas características a avaliar como a interação líquido estrutura e mais recentemente desenvolvimentos consideráveis na interação solo - estrutura, ambas aqui referidas embora no contexto teórico.

Em seguida explicitam-se algumas análises dinâmicas no comportamento dos tanques. Inicialmente descrevem-se alguns conceitos associados a sismologia e em seguida apresentam-se detalhadamente os fundamentos necessários para se efetuar uma análise sísmica em comportamento linear. Neste âmbito são descritos processos como a resposta por sobreposição modal, por espectros de resposta ou por integração direta temporal da equação matricial do movimento.

### 3.2 MODELO DE HOUSNER

#### 3.2.1 ENQUADRAMENTO

Em Maio de 1960, no *Chile*, ocorrera um forte terramoto aonde vários tanques elevados de água foram severamente danificados enquanto outros não sofreram quaisquer danos estruturais. Chegou-se à conclusão que uma análise do comportamento dinâmico em tanques deve ter em conta a oscilação do líquido relativamente ao tanque elevado como também o movimento relativo do tanque em relação ao terreno. Assim, *George W. Housner* apresentou algumas expressões que contabilizavam os movimentos

oscilatórios do fluido contido no tanque, sendo que estas são adequadas para uma resposta dinâmica de tanques elevados de água sobre ações sísmicas [25].

### 3.2.2 CONCEITO

O desempenho de tanques de água elevados sob ações sísmicas tem estado em foco no campo da engenharia sísmica, não apenas pela importância da estrutura no controlo de incêndios ou no abastecimento de águas à população, mas também pelo papel informativo no estudo do comportamento estrutural sobre sismos.

Estruturalmente, um tanque elevado consiste numa grande massa concentrada no topo que se apoia sobre vários tipos de suportes estruturais, estes normalmente dotados de grande esbelteza logo particularmente suscetíveis às ações sísmicas, assim deve-se assegurar que a estrutura de suporte do depósito permaneça sempre íntegra.

Para os reservatórios rígidos, genericamente, consideram-se três cenários a ter em conta numa análise deste tipo de obras: depósito vazio, meio ou cheio. *Housner* propõe para as situações de vazio e cheio que o tanque possa ser modelado, de forma simplificada, como uma massa concentrada pois na situação de cheio a água acompanha sempre a estrutura. Mas no cenário de água a meia altura, este deve ser idealizado por duas massas concentradas já que o líquido se divide em duas componentes: uma acompanha as vibrações da estrutura e a outra oscila num período diferente ao do sistema estrutural. Isto ocorre para tanques elevados em betão armado, ou seja com paredes rígidas, aonde se pode desprezar o efeito da interação líquido-estrutura.

Pormenorizando a idealização de duas massas concentradas de *Housner*, durante a oscilação lateral do tanque de água, a parte superior do líquido desloca-se apresentando um movimento oscilatório com um largo período, enquanto a restante massa líquida move-se, em sintonia com a parede do tanque logo experimentando a mesma aceleração do depósito e contribuindo predominantemente para o cálculo dos esforços sísmicos. Assim, a primeira componente mássica denomina-se de **convectiva**, enquanto a restante massa de água é designada de massa **impulsiva** [26, 27,28].

Na maioria dos tanques elevados pode-se observar que os períodos das 2 componentes, impulsiva e convectiva, encontram-se bem separados ou seja têm valores desfasados entre si logo podemos assumir que o modelo pode ser desmultiplicado num sistema de duas massas desacopladas de um grau de liberdade, pelo **método da sobreposição modal**, figura 10 [26, 27,28].

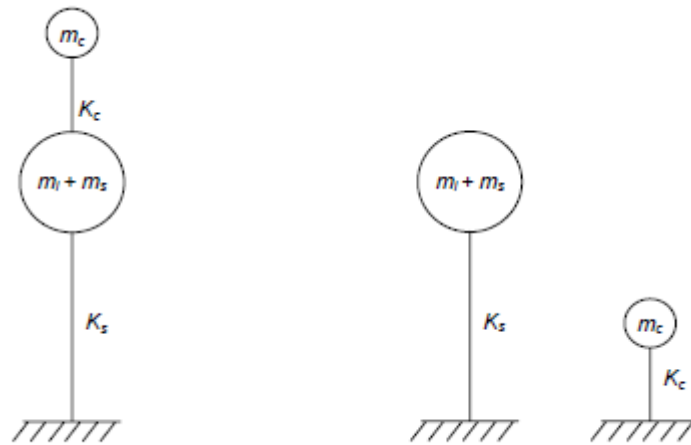


Figura 10 – Aplicação do Método da Sobreposição Modal nas massas da direita [26].

O autor também propôs um modelo mecânico para avaliar a massa convectiva,  $m_c$ , através de uma massa concentrada ligada por molas à parede rígida do tanque, sendo que a mola deverá ter uma rigidez de  $k_c$ , esta calculada através das expressões numéricas propostas no estudo. Já a componente impulsiva,  $m_i$ , deverá ser rigidamente ligada à parede do depósito, através de elementos barra com rigidez muito elevada.

Quanto a designação de parede rígida, isso deve-se às características do material betão armado, que constitui o tanque, este não sofre deformações consideráveis com a interação do líquido. Mas em tanques metálicos de parede fina a interação líquido estrutura não pode ser negligenciada.

Resumindo, o **modelo mecânico** pode ser apresentado através da figura 11.

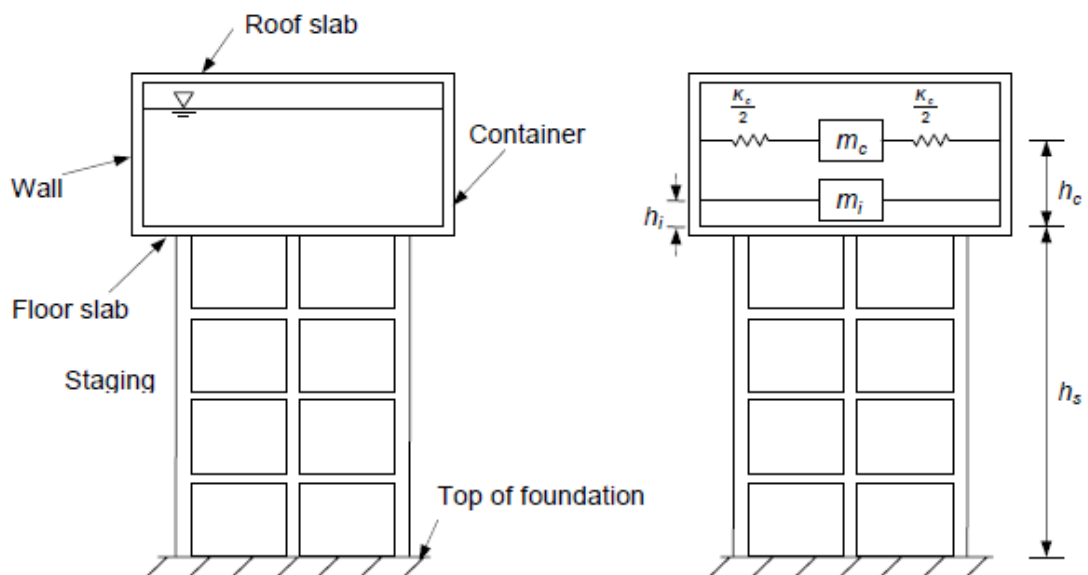


Figura 11 - Tanque elevado de água (à esq.) e Modelo Mecânico de Housner (à dir.) [26].

Os restantes parâmetros quantificados por Housner são relativos às **pressões hidrodinâmicas** que atuam no depósito devido a excitação do solo, de que resultam forças laterais e verticais no mesmo, também divididas em componentes **impulsivas** e **convectivas** [26]. Também se deve considerar na análise a inércia devido à parede rígida e a altura máxima de onda que a componente mássica convectiva forma no recipiente.

### 3.2.3 CÁLCULO

Como já foi dito, os tanques elevados podem ser idealizados por um modelo de duas massas concentradas. Housner diferencia a sua formulação numérica entre depósitos de seção retangulares e depósitos de seção circular. Vai-se salientar apenas a metodologia de duas massas em depósitos circulares pois os tanques elevados nunca se encontram completamente cheios.

Resumidamente, apresentam-se os principais passos numa análise dinâmica por via de espectros de resposta em tanques de água elevados [16]:

1. Cálculo das massas estruturais;
2. Modelação do líquido;
3. Avaliação da rigidez lateral de suporte do depósito;
4. Cálculo dos períodos dos modos de vibração;
5. Obtenção dos espectros de resposta;
6. Obter as quantidades dinâmicas, como as forças e os momentos basais;
7. Pressões hidrodinâmicas e altura máxima da onda proveniente da massa oscilatória;
8. Análise do tanque num cenário sem água.

#### 3.2.3.1 Expressões dos parâmetros mássicos e suas alturas

As expressões a apresentar de *Housner* são referentes a tanques no solo de seção circular, apesar de essa não ser a forma real do tanque exposto no caso de estudo. O tanque a estudar denomina-se de *Intze*, sendo composto todo ele por seções circulares. Mas devido as partes inferiores e superiores constituintes do tanque serem de diâmetro variável, o volume de água contido deve ser transformado num volume correspondente a um tanque circular de diâmetro constante ao longo da sua altura.

Após se obter a quantidade de massa líquida,  $m$ , o diâmetro equivalente,  $D$ , e a altura de água equivalente,  $h$ , procedeu-se ao cálculo das quantidades das duas componentes líquidas e às suas referentes alturas.

Quanto à componente impulsiva, esta é igual a [26,27,28]:

$$\frac{m_i}{m} = \frac{\tanh\left(0.866 \times \frac{D}{h}\right)}{0.866 \times \frac{D}{h}} \quad (3.1)$$

Onde o valor da massa líquida total,  $m$ , e a massa líquida impulsiva,  $m_i$ , são dadas em toneladas. Na obtenção das alturas associadas à parte impulsiva, estas podem assumir 2 valores  $h_i$  e  $h_i^*$  consoante estiverem associadas apenas à pressão hidrodinâmica na parede do tanque ou então podem ser referentes à pressão hidrodinâmica na parede e na laje do fundo do tanque. Utilizadas respetivamente no cálculo do corte basal e no cálculo do momento de derrube na base do tanque (momento basal) [26,27,28]. Assim para o cálculo do corte basal,

$$\frac{h_i}{h} = 0.375 \quad \text{para} \quad \frac{h}{D} \leq 0.75 \quad (3.2)$$

ou

$$\frac{h_i}{h} = 0.5 - \frac{0.09375}{\frac{h}{D}} \quad \text{para} \quad \frac{h}{D} > 0.75 \quad (3.3)$$

Para cálculo de momentos de derrube, neste caso as alturas impulsivas utilizadas são [26,27,28],

$$\frac{h_i^*}{h} = \frac{0.866 \times \frac{D}{h}}{2 \times \tanh \times \left(0.866 \times \frac{D}{h}\right)} \times 0.125 \quad \text{para} \quad \frac{h}{D} \leq 1.33 \quad (3.4)$$

ou

$$\frac{h_i^*}{h} = 0.45 \quad \text{para} \quad \frac{h}{D} > 1.33 \quad (3.5)$$

Para a componente líquida convectiva, esta pode ser avaliada através da seguinte expressão [26,27,28],

$$\frac{m_c}{m} = 0.23 \times \frac{\tanh\left(3.68 \times \frac{h}{D}\right)}{\frac{h}{D}} \quad (3.6)$$

Onde as unidades da massa líquida convectiva,  $m_c$ , e total,  $m$ , são em toneladas. As alturas associadas à componente convectiva [26,27,28], mantém o mesmo critério quanto às alturas, como foi abordado na componente impulsiva e são as seguintes:

$$\frac{h_c}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \times \frac{h}{D}\right) - 1}{3.68 \times \frac{h}{D} \times \sinh\left(3.68 \times \frac{h}{D}\right)} \quad (3.7)$$

ou

$$\frac{h_c^*}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 \times \frac{h}{D}\right) - 2.01}{3.68 \times \frac{h}{D} \times \sinh\left(3.68 \times \frac{h}{D}\right)} \quad (3.8)$$

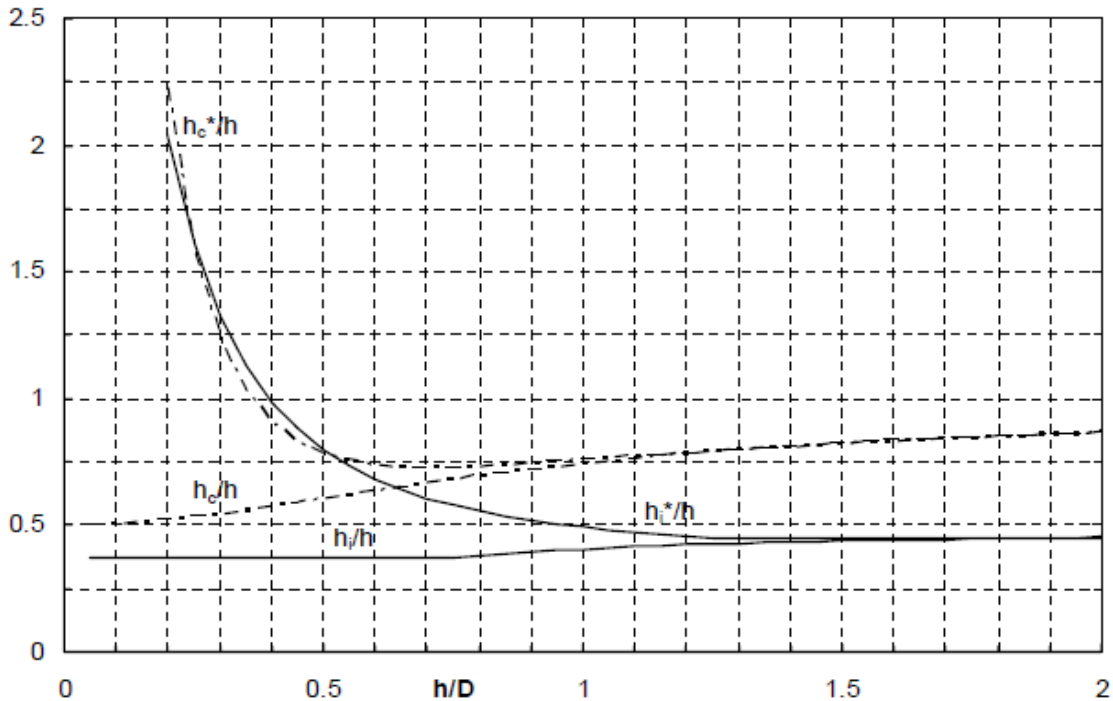


Figura 12 - Alturas associadas às componentes impulsivas e convectivas [26].

Para finalizar o cálculo dos parâmetros do modelo de massas e molas, a expressão da rigidez da oscilação da parte convectiva,  $k_c$ , obtém-se através [26,27,28]:

$$k_c = 0.836 \times \frac{m \times g}{h} \times \tanh^2 \left( 3.68 \times \frac{h}{D} \right) \quad (3.9)$$

Onde  $g$  corresponde a gravidade e a rigidez da massa oscilante é dada em unidades de  $kN/m$ .

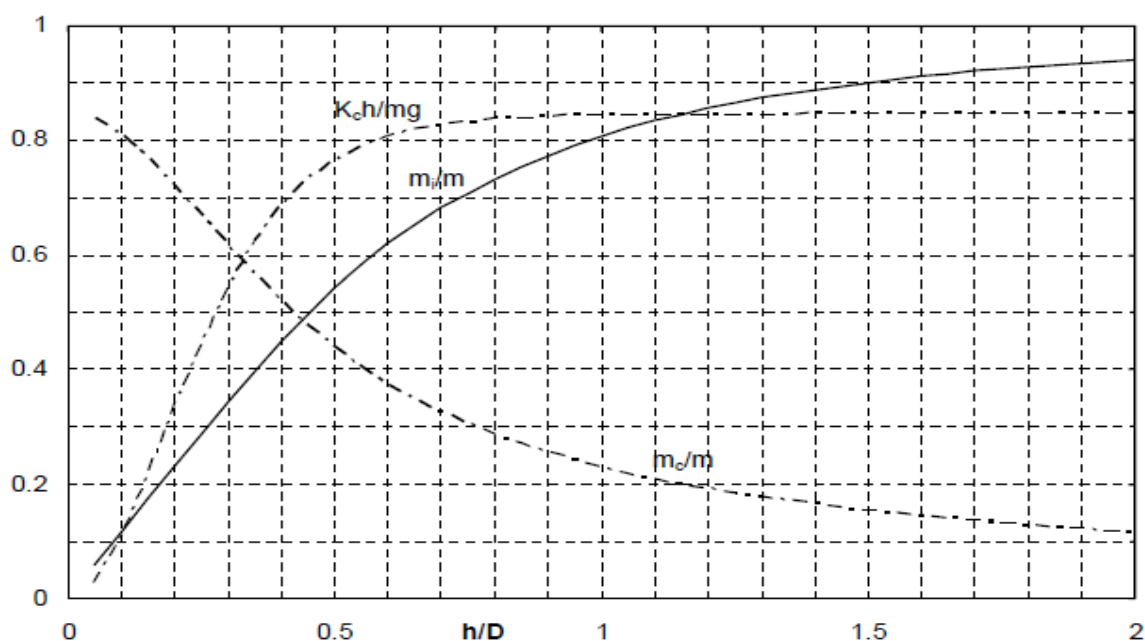


Figura 13 - Massas impulsivas e convectivas e rigidez associada a mola convectiva [26].

### 3.2.3.2 Quantificação modal de Housner

Dado haver duas componentes mássicas, *Housner* propõe o cálculo de períodos separados [26], pois a oscilação da massa convectiva é muito diferente da massa impulsiva e da estrutura. Assim, o **período do modo impulsivo** é dado por,

$$T_i = 2 \pi \times \sqrt{\frac{m_s + m_i}{k_s}} \quad (3.10)$$

aonde:

$T_i$  – período impulsivo (*segundos*);

$m_s$  – é a adição da massa do depósito com um terço da massa do suporte (*Ton*);

$m_i$  – massa da componente impulsiva (Ton);

$k_s$  – rigidez lateral do suporte (kN/m).

A quantidade mássica do sistema estrutural de apoio do depósito a considerar deve ser cerca de 1/3 da sua massa pois efetivamente apenas essa quantidade entra na contribuição do período modal da estrutura, os restantes dois terços podem ser desprezados para a contribuição do modo de vibração impulsivo.

Quanto á rigidez lateral do tanque elevado,  $k_s$ , esta é composta apenas pela rigidez do sistema de suporte do depósito pois o depósito pode ser tratado como um elemento altamente rígido logo sem capacidade de se deformar. Para determinar numericamente a rigidez lateral do suporte, poderá efetuar-se uma associação de molas em paralelo dos elementos verticais e adicionar o contributo da flexibilidade dos elementos horizontais (as vigas) numa associação em série. Caso se calcule a rigidez através de um programa de cálculo automático, basta aplicar uma força horizontal no centro de rigidez do depósito e obter o deslocamento para a carga aplicada e em seguida aplicar,

$$k_s = \frac{F}{D} \quad (3.11)$$

Quanto à avaliação do **período convectivo**, o processo inicia-se na estimativa do fator  $c_c$  e em seguida procede-se ao cálculo do período:

$$C_c = \frac{2 \times \pi}{\sqrt{3.68 \times \tanh\left(\frac{3.68 \times h}{D}\right)}} \quad (3.12)$$

onde,

$\tanh()$  – função tangente hiperbólica.

$$T_c = C_c \times \sqrt{\frac{D}{g}} \quad (3.13)$$

Após obter os períodos dos modos impulsivos e convectivos, segue-se a avaliação das quantidades modais, como as forças e momentos basais segundo regras combinatórias como *SRSS* e *CQC*, respetivamente média quadrática simples e completa [26].

Assim para obter os valores impulsivos e convectivos combinados das forças de corte e dos momentos basais de derrube pode-se seguir a regra *SRSS* (*Square Root of Sum of Squares*), como é recomendado pelo código Indiano *IS 1893:1984 - Parte 2* [26].

As forças basais impulsivas devem ser calculadas de modo em que apenas entra a parcela de água que permanece numa aceleração em conjunto com a estrutura,

$$V_i = S_{d,i} (m_s + m_i) \quad (3.14)$$

sendo,

$S_{d,i}$  - aceleração espectral do período impulsivo pelo *EC8* ( $m/s^2$ ).

Quanto às forças basais convectivas, considera-se apenas a parcela da massa convectiva devido a esta resultar de um espectro com coeficiente de amortecimento de 0.5%, este apenas relativo ao líquido e não tem em conta nenhum coeficiente de comportamento pois não existe qualquer conceito de ductilidade associado à massa em questão,

$$V_c = S_{d,c} m_c \quad (3.15)$$

sendo,

$S_{d,c}$  - aceleração espectral do período convectivo pelo *EC8* ( $m/s^2$ ).

Combinando as duas componentes através da *SRSS*,

$$V_{basal} = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} \quad (3.16)$$

No que diz respeito aos momentos basais, o procedimento é em todo similar ao das forças apenas incluindo o braço correspondente,

$$M_i = S_{d,i} (m_s h_s + m_i h_i) \quad (3.17)$$

$$M_c = S_{d,c} m_c h_c \quad (3.18)$$

Da mesma forma, combinado pela *SRSS*,

$$M_{basal} = \sqrt{M_i^2 + M_c^2} \quad (3.19)$$

### 3.2.3.3 Expressões hidrodinâmicas e altura máxima da onda

A excitação da ação sísmica causa pressões hidrodinâmicas na parede do depósito que dependem da geometria do tanque, altura do líquido, propriedades do líquido e da interação líquido - estrutura; este último fator pode ser negligenciado caso se trate de tanques com paredes rígidas, ou seja, tanques de betão armado.

A avaliação da pressão hidrodinâmica impulsiva pode ser realizada em dois locais, parede do recipiente e base do mesmo aonde as expressões para tanques de paredes rígidas são as seguintes [26],

- parede:

$$Q_{iw}(y) = 0.866 \times \left[ 1 - \left( \frac{y^2}{h} \right) \right] \times \tanh \times \left( 0.866 \times \frac{D}{h} \right) \quad (3.20)$$

$$p_{iw} = Q_{iw}(y) \times (S_d)i \times \rho \times h \times \cos(\emptyset) \quad (3.21)$$

sendo,

$\rho$  – peso volúmico do líquido ( $kN/m^3$ );

$\emptyset$  - ângulo a considerar na direção relativamente à direção do sismo na circunferencial do tanque (figura 15);

$y$  – distância vertical desde a base da parede do tanque até ao ponto a considerar em metros (figura 15);

$D$  – diâmetro interno da tanque equivalente ( $m$ );

$h$  - altura da água no tanque equivalente ( $m$ ).

- base:

$$p_{ib} = 0.866 \times (S_d)i \times \rho \times h \times \frac{\sinh \left( 1.732 \times \frac{x}{h} \right)}{\cosh \left( 0.866 \times \frac{l'}{h} \right)} \quad (3.22)$$

onde, a simbologia anterior é válida para esta equação e acrescentando, ainda

$x$  – distância horizontal de um ponto na base do tanque na direção da força sísmica, desde o centro do tanque ( $m$ );

$l'$  - faixa ou corda que se encontra entre o ângulo circunferencial proposto ( $m$ ) (figura 15);

$\cosh()$  – função cosseno hiperbólico;

$\sinh()$  – função seno hiperbólico.

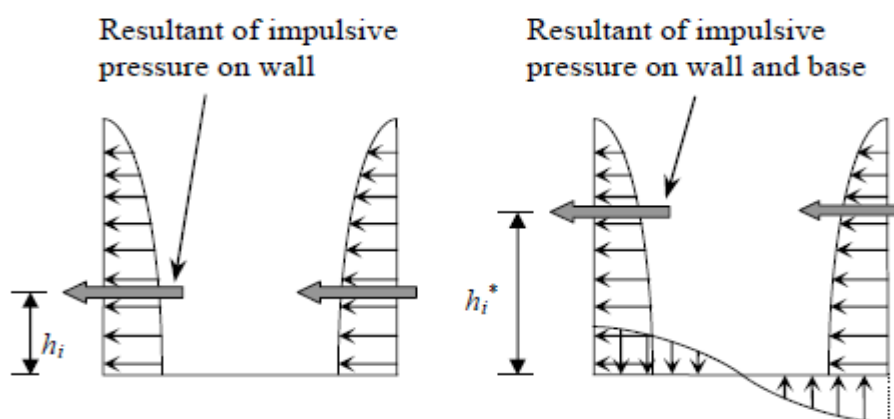


Figura 14 - Pressões Hidrodinâmicas Impulsivas [26].

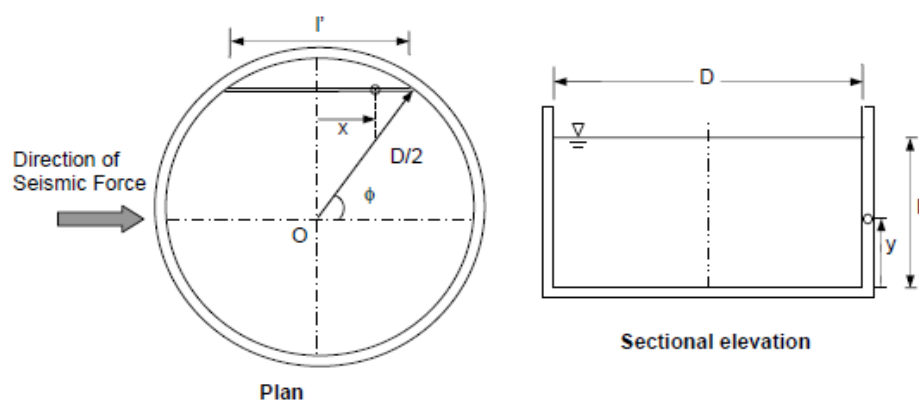


Figura 15 - Figura auxiliar para o cálculo dos parâmetros  $x$  e  $l'$  [26].

A pressão convectiva hidrodinâmica exercida pelo líquido na parede e na base podem ser calculadas do seguinte modo [26],

- parede:

$$Q_{cw}(y) = 0.5625 \times \frac{\cosh\left(3.674 \times \frac{y}{D}\right)}{\cosh\left(3.674 \times \frac{h}{D}\right)} \quad (3.23)$$

$$p_{cw} = Q_{cw}(y) \times (S_d)c \times \rho \times D \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \cos^2\phi\right) \times \cos\phi \quad (3.24)$$

- base:

$$Q_{cb}(x) = \left[ 1.125 \times \frac{x}{D} - \frac{4}{3} \times \left( \frac{x}{D} \right)^3 \right] \times \operatorname{sech} \left( 3.674 \times \frac{h}{D} \right)$$

$$p_{cb} = Q_{cb}(x) \times (S_d)c \times \rho \times D \quad (3.25)$$

A simbologia anterior é válida para a equação e acrescentando, ainda:

Sech ( ) – função secante hiperbólica.

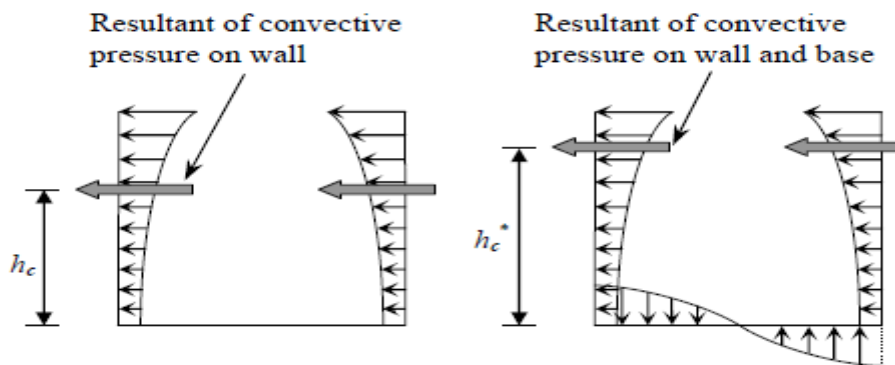


Figura 16 - Pressões Hidrodinâmicas Convectivas [26].

A força distribuída na parede do tanque devido à sua inércia atua de igual forma em qualquer direção da força sísmica, sendo o seu valor constante ao longo da altura da parede, isto para uma espessura constante, e deve ser adicionada à pressão hidrodinâmica impulsiva [26]. É de realçar que para situações de tanques metálicos a inércia da parede pode ser negligenciada. Assim, a estimativa da pressão é dada por,

$$p_{ww} = (S_d)i \times t \times \rho_m \quad (3.26)$$

aonde:

$t$  – espessura da parede ( $m$ );

$\rho_m$  – peso volúmico do material da parede ( $kN/m^3$ ).

Finalmente, *Housner* propõe a regra combinatória *SRSS* para a avaliação das pressões hidrodinâmicas [26], sendo que nesta abordagem optou-se por não incluir a pressão hidrodinâmica vertical devido a falta de influência desta no cálculo.

$$p = \sqrt{(p_{iw} + p_{ww})^2 + p_{cw}^2} \quad (3.27)$$

A expressão para uma oscilação máxima do líquido foi retirada da norma *ACI*. Genericamente, é providencial a atribuição de um bordo livre para que a máxima onda oscilatória da componente convectiva não seja influenciada pela interação da parte superior do reservatório (a cobertura). Assim, uma estimativa da máxima altura da onda é dada por [26],

$$d_{max} = (S_d)_c \times \frac{D}{2} \quad (3.28)$$

### 3.3 INTERAÇÃO LÍQUIDO ESTRUTURA

Caso se queira avaliar, corretamente, a influência da água no recipiente elevado, depois de se calcular as pressões hidrodinâmicas, deve-se estudar a interação existente do fluido no depósito. Esta pode ser solucionada através de uma das seguintes aproximações, como [25]:

- adição de massa aproximada (*Westergaard*, 1931 e *Barton e Parker*, 1987);
- aproximação Euleriana (*Zienkiewicz e Bettles*, 1978);
- aproximação Lagrangeana (*Wilson e Khalvaati*, 1983 e *Olson e Bathe*, 1983);
- aproximação Euleriana e Lagrangeana (*Donea*, 1982).

Os métodos ou técnicas referenciadas podem ser realizados através de uma abordagem pelo método de elementos finitos, método de *Housner* de duas massas, representação de múltiplas massas de *Bauer* ou pelo método proposto pelo *EC8*.

#### 3.3.1 APROXIMAÇÃO DE WESTERGAARD

Dos métodos de interação referenciados, a adição de massa aproximada pode ser considerada como a metodologia mais simplicista, logo pode ser utilizado por qualquer programa de cálculo automático.

Resumidamente, a equação de equilíbrio do movimento dinâmico sob uma ação sísmica pode ser transcrita do seguinte modo,

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g \quad (3.29)$$

Aonde  $M$ ,  $C$  e  $K$  são matrizes de massa, amortecimento e rigidez; já  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$  e  $u$  são vectores relativos á aceleração, velocidade e deslocamento respetivamente. Para adicionar os efeitos de massas aproximadas, teremos que modificar a matriz massa, adicionando quantidades de modo a esta apresentar valores relativos a adição executada, ficando,

$$M^*\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M^*\ddot{u}_g \quad (3.30)$$

Aonde,  $[M^*]$  é a nova matriz de massa que contabiliza a adição da massa hidrodinâmica à massa estrutural e com as restantes matrizes de amortecimento e rigidez a permaneceram inalteráveis.

Quanto à quantidade de massa a utilizar, *Westergaard* criou um modelo que retrata essa situação. A formulação foi originalmente desenvolvida para barragens mas a sua utilização passou a ser aplicada a outras estruturas hidráulicas sobre cargas sísmicas, neste caso tanques. De acordo com *Westergaard*, a

massa impulsiva irá ser obtida de acordo com a metodologia de *George W. Housner*, e a essa quantidade vai ser adicionada uma massa adicional impulsiva,  $m_{ai}$ , nas paredes do tanque de acordo com a aproximação de *Westergaard* usando a seguinte equação,

$$m_{ai} = \left[ \frac{7}{8} \times \rho \times \sqrt{h \times (h - y_i)} \right] \times A_i \quad (3.31)$$

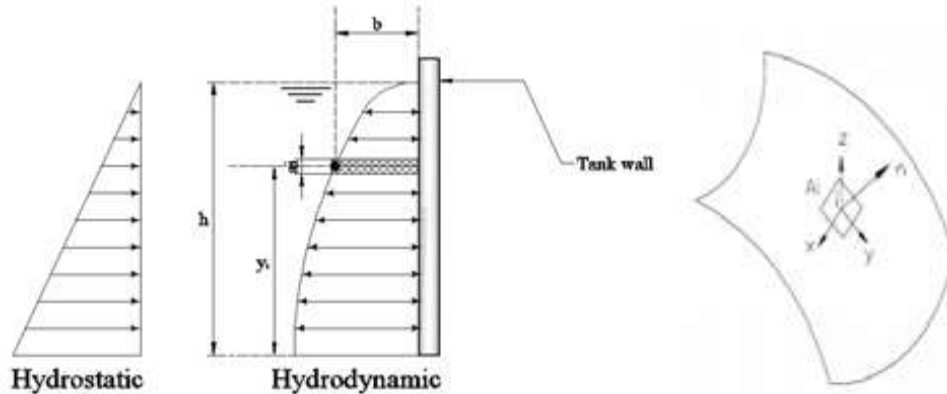


Figura 17 – Adição de massa por *Westergaard* (à esq.) e Direção normal cartesiana de uma superfície curvilínea (à dir.) [29].

No caso de tanques do tipo *Intze*, aonde existe elementos inclinados e superfícies de contato curvilíneas, a equação atrás citada deve ser compatível com a geometria do tanque. De acordo com as figuras atrás, *Westergaard* diz-nos que a forma parabólica original do tanque pode ser mantida sem quaisquer alterações apesar da orientação da pressão ser normal á face da estrutura e a sua magnitude ser proporcional ao total da aceleração normal naquele ponto [29].

Na generalidade, a orientação das pressões numa superfície tridimensional varia de ponto para ponto e se for expressa em componentes cartesianas, pode produzir um termo de adição mássica associado aos 3 eixos ortogonais. Seguindo a descrição de *Westergaard*, em qualquer ponto “ $i$ ” numa face de uma estrutura 3D a adição de massa generalizada é expressa por [29],

$$m_{ai} = \alpha_i A_i \lambda_i^T \lambda_i = \alpha_i A_i \begin{bmatrix} \lambda_x^2 & \lambda_y \lambda_x & \lambda_z \lambda_x \\ \lambda_y \lambda_x & \lambda_y^2 & \lambda_z \lambda_y \\ \lambda_z \lambda_x & \lambda_z \lambda_y & \lambda_z^2 \end{bmatrix} \quad (3.32)$$

aonde,

$A_i$  = Área associada ao nó “ $i$ ”;

$\lambda_i = (\lambda_x, \lambda_y, \lambda_z)_i$  é o cosseno da direção normal na figura 17, á direita;

$\alpha_i = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{h_i (h_i - y_i)}$ .

### 3.4 CONCEITOS DE SISMOLOGIA

A sismicidade global é distribuída entre regiões geográficas, estas tectonicamente ativas, destacando-se o anel de fogo no Pacífico formado por uma cintura desde os maciços montanhosos das Américas até as zonas costeiras do continente asiático e a fossa das Marianas, sendo responsável pela maioria da energia sísmica libertada. A zona mediterrânea – transasiática também é considerada como uma zona sísmica ativa, indo desde a cadeia montanhosa do maciço atlântico, passando pela Itália, Turquia, Irão e conectando com o anel do fogo no sudoeste asiático. Por fim, o sistema de cristas oceânicas forma a terceira maior zona de sismicidade.

Assim, pode-se dizer que os epicentros destes fenómenos naturais não ocorrem uniformemente distribuídos pela crosta terrestre, mas concentram-se em zonas de atividade sísmica, designada por interplacas, embora possam ocorrer focos sísmicos no interior das placas, denominando-se de sismos intraplacas [30].

Estes fenómenos podem ser classificados como pouco profundos, intermédios e profundos, isto devido a localização do seu foco. O local da ocorrência da descarga de energia chama-se *hipocentro* ou *foco* e o local da sua projeção na superfície terrestre é designado de *epicentro*, sendo que a distância entre os dois conceitos se intitula de distância focal [30].

Quanto as ondas sísmicas, estas podem ser classificadas como ondas *primárias*, *secundárias*, *Rayleigh* e *Love*, também designadas de *P*, *S*, *R* e *L* respetivamente. As ondas *P* são caracterizadas como as mais rápidas e propagam-se tanto no meio líquido como sólido, já as ondas *S* são designadas por ondas de corte obrigando os planos verticais a moverem-se “para cima e para baixo”; apenas se propagam no meio sólido e apresentam uma velocidade menor que as *P*. As ondas *R* e *L*, também chamadas de ondas superficiais, distinguem-se pelo tipo de trajetória que as partículas descrevem na frente da onda, sendo que as ondas *L* são mais rápidas que as *R* [30].

Um sismo resulta do movimento de 2 blocos adjacentes, existindo 3 tipos de falhas aonde as falhas *normais* e *inversas* efetuam um movimento na direção vertical e as falhas de *desligamento* efetuam movimentos na horizontal.

Para descrever a dimensão de um terramoto existem 2 formas: a *magnitude* e a *intensidade* [30]. A primeira consiste numa grandeza quantitativa instrumental que relaciona a *quantidade* de energia sísmica dissipada no foco, enquanto a segunda é uma escala *qualitativa* para estimar os efeitos de movimento do solo num local, sendo o parâmetro mais em uso para relacionar os efeitos de um sismo nas estruturas de Engenharia Civil. Assim, existem alguns fatores que estão intrinsecamente ligados com a escala de intensidade sísmica, sendo eles a magnitude, a proximidade do hipocentro e o tipo de solo.

Voltando ao conceito de magnitude, este encontra-se diretamente relacionado com a quantidade de energia libertada, logo é baseada em medições da amplitude das ondas por sismogramas, a distâncias conhecidas entre o epicentro e a estação de controlo. Assim, *Richter* desenvolveu uma escala com base em medições das ondas *S*, pois estas são as mais devastadoras.

Então, com o aparecimento dos sismógrafos foi possível registar as vibrações dos solos, podendo amplificar os sinais fracos para uma escala visível caso fosse necessário. Estes instrumentos constituem uma estação sismográfica, normalmente composta por 3 destes, um para as vibrações norte-sul, outro

para este-oeste e um terceiro para as verticais. Atualmente, com os sismógrafos a funcionarem sob um sinal digital, são dotados de maior fiabilidade e apresentam a vantagem de já estarem preparados para o processamento numérico por computador.

Toda esta informação facultada pela estação sismográfica é do interesse da dissertação, pois numa análise resposta temporal ou caracterização do espectro de cada sismo (amplitudes de Fourier versus frequência) é necessário gerar ou recorrer a acelerogramas, estes provenientes dos sismógrafos fazendo o retrato de um acontecimento sísmico sentido a uma certa distância; logo é uma mais-valia o conhecimento desta matéria ligada ao campo geológico.

### 3.5 ANÁLISE DINÂMICA EM COMPORTAMENTO LINEAR

Neste ponto, abordam-se matérias e conceitos no âmbito da dinâmica de estruturas em comportamento linear nos campos da resposta modal, resposta espectral por espectros do EC8 e resposta por registos com integração direta da equação do movimento associada a sismos reais. Estes métodos têm como base a equação de equilíbrio dinâmico, traduzindo o equilíbrio instantâneo entre a força excitadora e as forças de inércia, de amortecimento e de rigidez formuladas a partir dos vetores de aceleração, velocidade e deslocamentos da estrutura.

A resposta **modal** utiliza a massa estrutural e a sua flexibilidade para obter os diversos modos de vibração e os períodos associados. Esta análise é muito requerida para avaliação dos esforços sob ações dinâmicas na engenharia sísmica.

O método de **espectros de resposta** pelo EC8 usa uma envolvente de espectros de resposta de vários acelerogramas e com eles, obtém-se um conjunto de forças laterais equivalentes para uma estrutura, que vão resultar no efeito máximo causado pelos movimentos do solo durante sismos.

Uma análise de integração ao longo do tempo pode ser efetuada por formulação **modal** ou por **integração direta**, esta última aplicada para desenvolver respostas estruturais para um específico intervalo de excitação usando técnicas de integração *passo a passo* nomeadamente pelo integral de *Duhamel* ou pelo método de *Newmark* (entre outras).

A *integração direta* apoia-se na equação do movimento onde a forma de resolução dessas equações implica a escolha do método de integração através de *métodos de sobreposição modal* ou *métodos de integração numérica*. Neste caso usou-se o *método de integração numérica*, aonde a sua formulação consiste na integração ao longo do tempo de um sistema de equações diferenciais. É de realçar que dentro deste método, existem ainda diferenças na abordagem de resolução que resultam em métodos *explícitos* e métodos *implícitos*, sendo que a diferença consiste na definição das equações no instante  $t$  e na obtenção da resposta na instante  $t + \Delta t$ .

Por outro lado, no que diz respeito à avaliação do desempenho, estas metodologias apresentadas não são apropriadas para estruturas muito irregulares, onde o comportamento pós-cedência não se encontra bem caracterizado pelos coeficientes de comportamento disponíveis. A determinação dos deslocamentos inelásticos torna-se assim limitada dado que as análises lineares não preveem o comportamento não linear dos materiais e podem não contabilizar determinados mecanismos de colapso.

#### 3.5.1 RESPOSTA MODAL

Uma análise modal é uma das ferramentas mais comuns no estudo do comportamento dinâmico de uma estrutura, sendo que esta visa obter a deformação da estrutura sob os diferentes modos de vibração.

Assumindo que existem “ $n$ ” graus de liberdade, este método consiste no estudo de um grau de liberdade de um oscilador linear com uma certa frequência e conseqüentemente aplicar o conceito do *princípio da sobreposição modal*, ou seja um somatório dos diversos osciladores de um grau de liberdade.

### 3.5.1.1 Equação Dinâmica do Movimento

A equação de movimento dinâmico traduz o equilíbrio entre forças internas e externas em cada instante da ação [31], através de:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = -M \ddot{u}_g \quad (3.33)$$

sendo,

$[M]$  – matriz de massa da estrutura (Ton);

$[C]$  – matriz de amortecimento material;

$[K]$  – matriz de rigidez da estrutura (kN/m);

$\{\ddot{u}\}$  – vetor de acelerações (m/s<sup>2</sup>);

$\{\dot{u}\}$  – vetor de velocidades (m/s);

$\{u\}$  – vetor de deslocamentos (m);

$\{\ddot{u}_g\}$  – vetor de acelerações do solo (kN).

Pode-se acrescentar que os vetores acima são correspondentes a componentes relativas e caso se queira as mesmas em componentes absolutas ou totais, deve-se somar ao vetor correspondente a parcela respetiva do solo, como por exemplo,

$$\ddot{u}^t = \ddot{u} + \ddot{u}_g \quad (3.34)$$

aonde:

$\ddot{u}^t$  – aceleração total;

$\ddot{u}$  – aceleração relativa;

$\ddot{u}_g$  – aceleração do solo.

Este somatório também é válido para velocidades e deslocamentos.

#### 3.5.1.1.1 Método da Sobreposição Modal

O método da sobreposição modal recorre a conceitos de análise modal para transformar o sistema de equações de equilíbrio dinâmico em várias equações de um grau de liberdade relativas a cada modo de vibração e calculam a resposta final através do *princípio da sobreposição de efeitos* [31].

Após se obter as equações de equilíbrio, deve se proceder ao cálculo das frequências próprias e dos modos de vibração através da condição necessária de existência de solução do seguinte sistema de equações homogêneas:

$$([k] - \omega^2 [M]) \{\emptyset\} = 0 \quad (3.35)$$

aonde:

$\omega$  – frequência natural de cada modo de vibração;

$\{\emptyset\}$  – vetor correspondente ao modo de vibração.

As condições de ortogonalidade demonstram que um modo “ $n$ ” em nada contribui para o modo de vibração “ $m$ ”, permitindo que a deformada seja caracterizada em termos de “ $n$ ” modos de vibração desacoplados independentes que constituem a base de um espaço vetorial. Com o cálculo dos modos em cada uma das frequências angulares, procede-se para o cálculo das quantidades generalizadas presentes em cada uma das equações de movimento independentes em cada *coordenada normal*  $Y_n(t)$ , nomeadamente:

$$M_n = \{\emptyset_n^T\} [M] \{\emptyset_n\} \quad (3.36)$$

em que:

$M_n$  – massa generalizada para o modo  $n$ ;

$\{\emptyset_n^T\}$  – vetor correspondente ao modo transposto  $n$ .

As quantidades generalizadas da rigidez e do amortecimento *viscoso* obtêm-se do mesmo modo.

O estudo do equilíbrio dinâmico de um sistema estrutural acoplado ou ligado de “ $n$ ” graus de liberdade, resulta num sistema de “ $n$ ” equações diferenciais com “ $n$ ” incógnitas e através das *condições de ortogonalidade* é possível passar para “ $n$ ” equações diferenciais com apenas *uma* incógnita utilizando as *equações de equilíbrio desligadas* em cada *coordenada normal*  $Y_n(t)$ :

$$\ddot{y}_n + 2 \zeta_n \omega_n \dot{y}_n + \omega_n^2 y_n = \frac{F_n(t)}{M_n} \quad (3.37)$$

em que:

$\ddot{y}_n$  – aceleração da coordenada normal do modo  $n$ ;

$\dot{y}_n$  – velocidade da coordenada normal do modo  $n$ ;

$y_n$  – deslocamento da coordenada normal do modo  $n$ ;

$\zeta_n$  – coeficiente de amortecimento do modo  $n$ .

Em seguida, recorre-se ao *integral de Duhamel* para se obter uma resposta modal à solicitação generalizada,

$$y_n(t) = \frac{1}{M_n \omega_n} \int_0^t F_n(\tau) e^{-\zeta_n \omega_n (t-\tau)} \text{sen } \omega_n (t - \tau) d\tau \quad (3.38)$$

Por fim, procede-se ao cálculo dos deslocamentos em termos de coordenadas gerais e das forças elásticas,

$$u = \sum_{i=1}^n \phi_i y_i \quad (3.39)$$

$$f_e(t) = M \left( \sum_{i=1}^n \omega_i^2 \phi_i y_i(t) \right) \quad (3.40)$$

### 3.5.2 RESPOSTA POR ANÁLISE ESPECTRAL DE CÁLCULO DO EC8

Com o avanço tecnológico e conseqüentemente com a utilização generalizada de programas de cálculo automático, a utilização de análises por espectros de resposta tornou-se muito comum em Portugal e constitui uma das ferramentas mais utilizadas na verificação e dimensionamento de estruturas, incluindo obras de Engenharia Civil.

Assim, esta análise consiste numa continuação da abordagem da análise modal. Resumidamente, efetuam-se resoluções de equações de movimento com a ação de uma aceleração espectral. A estruturação do processo desta análise apoia-se na transformação de um sistema de vários graus de liberdade, *MDOF*, em vários sistemas de um grau de liberdade, *SDOF*, e posteriormente aplicando o *princípio da sobreposição modal* a cada um dos graus de liberdade. Uma vez efetuada a resolução da equação de cada sistema *SDOF*, considerando o valor máximo da resposta correspondente ao modo de vibração, as respostas dos vários modos são ponderadas através de combinações modais como *SRSS* ou *CQC*. Os valores máximos das respostas referentes à ação estão disponíveis em espectros de resposta elástica ou de cálculo que, de acordo com o *EC8*, são moldados e influenciados por características como o *tipo de ação* a ter em conta, a *localização*, o *tipo de terreno*, o *tipo de material* que está intrinsecamente ligado

ao amortecimento da estrutura, a *classe de importância* e o *coeficiente de comportamento*, caso se trate de espectros de cálculo. Todos estes fatores devidamente ponderados vão gerar os valores máximos de aceleração em função do período do modo.

### 3.5.2.1 Ação Tipo e Localização

Segundo o *EC8*, a ação tipo divide-se em 2 categorias, um sismo a ocorrer nas proximidades do local com baixa magnitude, ação tipo I e um sismo localizado longe do local de estudo mas com magnitude elevada, ação tipo II. Assim, o *EC8* dispõe de cartas geográficas que quantificam as acelerações de pico em maciço rochoso,  $a_{gr}$ , para cada concelho de Portugal. Pode-se afirmar que os valores mais elevados de acelerações são referentes às zonas do Algarve, Lisboa e Vale do Tejo.

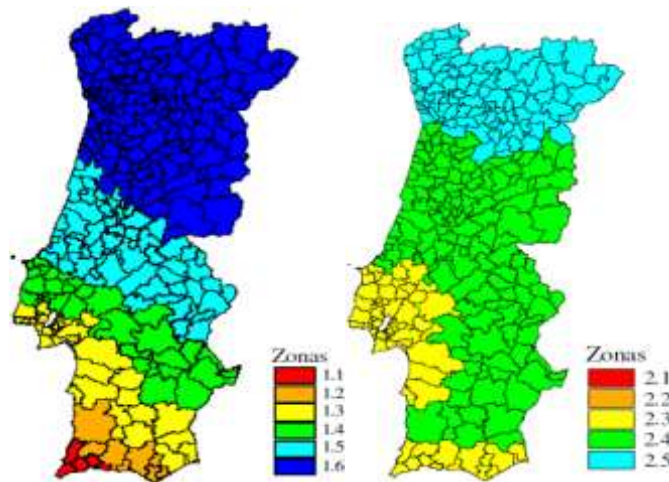


Figura 18 - Ação Tipo I (Esq.) e Ação Tipo II (Dir.) [20].

Com a obtenção dos espectros referentes às ações tipo I e II, normalmente, caso estes não se interetarem, a escolha é feita pelo espectro com maior resposta entre os dois ou seja, maior aceleração de pico em todo o seu domínio temporal mas se estes se interetarem é necessário idealizar um espectro envolvente da ação sísmica I e II, como é indicado nos gráficos seguintes:

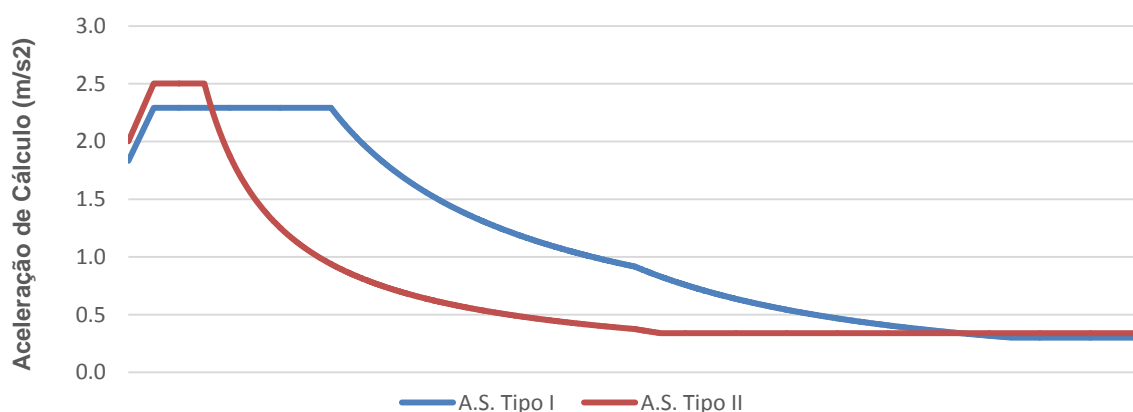


Gráfico 1 - Exemplo de um Espectro com a Ação Tipo I e II separadamente.

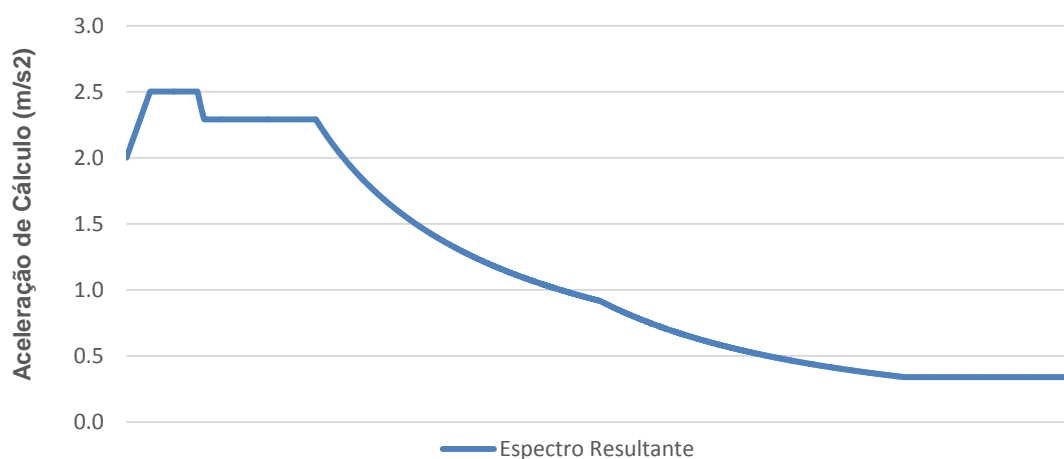


Gráfico 2 - Espectro Resultante da Ação Tipo I e II.

### 3.5.2.2 Classe de Importância

Tendo em vista o *EC8*, a classe de importância é um parâmetro que permite normalizar o grau de importância de uma estrutura nas oscilações do solo, sendo que esse grau varia entre **I** e **IV**, onde este último relativo a edifícios de importância vital normalmente associados á proteção civil.

Tabela 1 - Classe de importância de acordo com o EC8-1, Quadro 4.3 [32].

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

Contextualizando-se nos tanques de água elevados, o assunto torna-se um pouco subjetivo, pois caso se trate de um tanque de uma unidade industrial, como por exemplo no sector têxtil, a categoria a aplicar não poderia ser de grau IV pois a sua importância para a sociedade não é de ordem primordial. Já no caso de um tanque de água elevado para abastecimento de uma zona populacional pode ser considerado de importância máxima pois na ocorrência de um forte sismo, as consequências podem ser desastrosas com a ocorrência de fogos em que a utilização do tanque se torna fulcral no combate dos mesmos, como no abastecimento de água à população local.

Resumindo, a utilização futura do tanque influencia a caracterização da classe de importância a implementar no cálculo de espectro de resposta da obra de engenharia civil.

### 3.5.2.3 Tipo de Solo

Quanto ao tipo de solo, o EC8 apresenta-nos cinco tipos de solo que vão numa gama de muito duros (A) a muito brandos (E), também faz referência a dois tipos de solo que necessitam de ensaios geotécnicos para uma melhor identificação ( $S_1$  e  $S_2$ ). Esta questão é essencial para caracterizar a ação sísmica pois as acelerações de pico são relativas a maciços rochosos e caso a nossa estrutura esteja implementada em solo brando, a magnitude da ação sísmica vai ser muito distinta da realidade, pois um solo brando têm a capacidade de incrementar as durações das vibrações das ondas sísmicas devida a estas refletirem nas zonas de descontinuidade que são características de solos moles, apesar destes solos brandos apresentarem um maior amortecimento material, o que faria supor uma resposta com menor aceleração de pico.



rígidas com pouca capacidade de se deformarem. Assim, quantitativamente e de acordo com o EC8, os coeficientes de comportamento podem ir de **1.5** a **4.0** o que faz realçar o fosso entre as forças sísmicas elásticas e de cálculo.

### 3.5.2.5 Cálculo de Esforços, Combinações e Verificações

Numa análise dinâmica existem esforços que devem ser sempre analisadas como a força de corte na estrutura e na base, os momentos na estrutura e os de derrube (basais). Quanto aos deslocamentos, estes se contabilizarem um coeficiente de comportamento, devem ser multiplicados pelo coeficiente aos deslocamentos da análise linear, resultando os valores finais do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo. Salienta-se também a importância do conceito de *drift* pois este deve ser controlado sobre um valor máximo associado a diferentes tipos de estruturas.

#### 3.5.2.5.1 Força de Corte na Base

A obtenção do esforço de corte basal da estrutura é determinado para cada direção horizontal na qual a estrutura é analisada, a partir da seguinte expressão [32],

$$F_b = \sum_{i=1}^n S_d(T_i) \times M_n^* \quad (3.41)$$

aonde,

$S_d(T_i)$  – é o espectro de resposta, pelo EC8, dos modos de vibração considerados na estrutura, este podem ser de ordem convectiva ou impulsiva ( $m/s^2$ );

$M_n^*$  – massa modal efetiva.

A massa modal efetiva é uma massa constituinte do sistema que é mobilizada para o modo "n", pode ser avaliada pela seguinte expressão:

$$M_n^* = \frac{\{\phi_n^T\} [M] \{1\} \times \{\phi_n^T\} [M] \{1\}}{\{\phi_n^T\} [M] \{\phi_n^T\}} \quad (3.42)$$

É de salientar que o somatório de todas as massas modais efetivas dos diferentes modos de vibração deve ser igual à massa da estrutura em causa.

Para o cálculo dos momentos, basta adicionar os referentes braços.

### 3.5.2.5.2 Combinações das Respostas Modais

A avaliação mais corrente para obter a resposta máxima total a partir dos valores espectrais é através do *SRSS*, aonde o *EC8* explicita o processo através [32],

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.43)$$

em que,

$E_E$  – efeito considerado da ação sísmica (força, deslocamento, momento, etc);

$E_{Ei}$  – valor desse efeito da ação sísmica devido ao modo de vibração “i”.

Caso das respostas modais tidas em conta não possam ser consideradas interdependes entre si, teremos que abordar o problema através do método *CQC*, este considerado como o mais adequado.

### 3.5.2.5.3 Componentes Horizontais da Ação Sísmica

No caso de se efetuar uma análise espectral nas duas direções horizontais, conceito também válido para análises modais ou de integração temporal, esta deve ser devidamente combinada como é referido no *EC8* [32]. Negligenciado a componente vertical neste estudo, a combinação a adotar é a *maior* das duas seguintes e fica,

$$\begin{aligned} & E_{Edx} + 0.30 E_{Edy} \\ & \text{ou} \\ & E_{Edy} + 0.30 E_{Edx} \end{aligned} \quad (3.44)$$

em que,

+ – significa “a combinar com”;

$E_{Edx}$  e  $E_{Edy}$  – efeito das componentes horizontais da ação sísmica.

#### 3.5.2.5.4 Verificações de Segurança, de acordo com EC8

Em primeiro plano, a verificação mais elementar num projeto de estruturas encontra-se no âmbito da resistência [32]. Assim,

$$E_d \leq R_d \quad (3.45)$$

em que,

$E_d$  – valor de cálculo do efeito da ação;

$R_d$  – resistência de cálculo correspondente do elemento.

Caso o sistema estrutural de suporte do depósito for do tipo porticado, este deve satisfazer alguns requisitos a fim de evitar mecanismos de colapso [32] não adequados como,

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb} \quad (3.46)$$

em que,

$\Sigma M_{Rc}$  – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó ( $kN.m$ );

$\Sigma M_{Rb}$  – soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó ( $kN.m$ ).

#### 3.5.3 RESPOSTA POR INTEGRAÇÃO DIRETA

A utilização de uma análise por *discretização temporal* da equação do movimento consiste numa integração direta da equação de equilíbrio do movimento aonde a ação, definida neste caso a partir da aceleração do solo, deve ser pré-definida a cada intervalo e nos quais é determinada a resposta da estrutura com base nas condições de movimento nesse intervalo. Assim, os resultados da análise são designados de “*quase-exatos*” dado que todos os valores são resolvidos diretamente pela equação do movimento sendo consequência da aplicação de *acelerogramas temporais* sendo relativos a registos sísmicos ocorridos, estes com discretização temporal.

Na base da formulação do método encontram-se conceitos e procedimentos que são importantes referir, assim são apresentados de seguida os fundamentos do método que têm derivação da equação do movimento dinâmico através da integração numérica [31].

Então o instante temporal “ $k+1$ ” toma a forma,

$$M \ddot{u}_{k+1} + C \dot{u}_{k+1} + K u_{k+1} = -M \ddot{u}_{gk+1} \quad (3.47)$$



do modo. Nos casos estudados, esta condição relatada não constitui um obstáculo pois os dados discretizados recolhidos do PGMD (*Pacific Ground Motion Data Base*) são todos dotados de intervalos de tempo inferiores ao valor indicado.

#### 3.5.3.1.1 Matriz de Amortecimento de Rayleigh

No que diz respeito à introdução do amortecimento material no sistema, a forma mais utilizada centra-se numa combinação linear das matrizes de massa e de rigidez, designada por amortecimento de Rayleigh [31],

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (3.50)$$

em que,

[C] – matriz de amortecimento do material;

[M] – matriz de massa do sistema;

[K] – matriz de rigidez;

$\alpha$  e  $\beta$  – parâmetros relativos à formulação do amortecimento de Rayleigh.

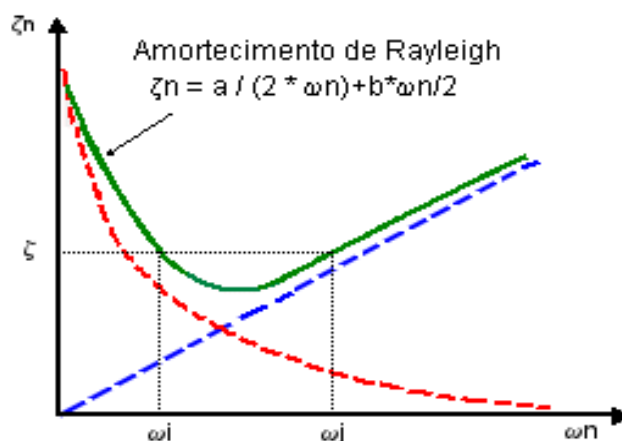
Devido às relações de ortogonalidade entre as matrizes de massa e de rigidez, os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser calibrados em função da frequência natural de cada modo, através de:

$$\zeta_n = \frac{1}{2\omega_n} \alpha + \frac{\omega_n}{2} \beta \quad (3.51)$$

em que,

$\zeta_n$  – amortecimento viscoso relativo ao modo n;

$\omega_n$  – frequência natural do modo “n” (rad/s);

Gráfico 3 - Amortecimento de *Rayleigh* [33].

Para que os principais modos tenham um amortecimento inferior a um determinado valor pré-definido, é comum adotar a primeira ( $\omega_1$ ) e a enésima ( $\omega_n$ ) frequência natural na determinação dos valores de  $\alpha$  e  $\beta$ , adotando a seguinte configuração,

$$\begin{bmatrix} \zeta_1 \\ \zeta_n \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & \omega_1 \\ \omega_1 & 1 \\ 1 & \omega_n \\ \omega_n & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} \quad (3.52)$$

aonde  $\beta$  e  $\alpha$  são iguais a:

$$\beta = \frac{\frac{2 \zeta_n}{\omega_n} - \frac{2 \zeta_1 \omega_1}{\omega_1^2}}{1 - \frac{\omega_1^2}{\omega_n^2}} \quad (3.53)$$

$$\alpha = 2 \zeta_1 \omega_1 - \beta \omega_1^2 \quad (3.54)$$





## CASO DE ESTUDO

### 4.1 ASPETOS GERAIS

Tanques elevados de água são estruturas pesadas, onde o seu peso se concentra no topo resultando uma estrutura correntemente designada de sistema de pêndulo invertido. Pode se dizer que este sistema concentra 50% ou mais da sua massa no último terço de altura e a sua principal dissipação de energia tem lugar no sistema de suporte do depósito de água, assim o sistema estrutural serve de apoio ao depósito e transmite às fundações as cargas provenientes do recipiente líquido. Logo se o sistema de armazenamento de água sofrer danos estruturais, o seu funcionamento vai ficar seriamente comprometido, comprovando-se que estes tipos de estruturas são sensíveis.

Como na maioria dos tanques elevados de água, a existência de grandes depósitos de armazenamento de água são construídos com o propósito de abastecimento de água a uma altura suficiente para pressurizar uma distribuição adequada. Estas estruturas têm uma configuração especialmente vulnerável a cargas horizontais como ações sísmicas devido a sua grande massa concentrada no topo de uma estrutura de suporte esbelta. Como tal, é da maior importância verificar a severidade dessas forças nessa particular região, zona de conexão entre o suporte e o depósito.

O objetivo principal deste estudo é a resposta dos tanques elevados de água sobre diferentes cargas sísmicas, aqueles a implementar na região de Lisboa. Nesta análise dinâmica foram contabilizados os efeitos das pressões hidrodinâmicas no depósito em locais como na base e na parede do mesmo, aonde nesta última adicionou-se o efeito da inércia do elemento parede. Neste estudo não foi considerado o efeito da ação sísmica na direção vertical pois considerou se essa componente pode ser desprezável devido ao seu valor ser de grandeza muito menor.

### 4.2 DESCRIÇÃO DOS TANQUES ELEVADOS

O tipo de tanque a descrever encontra-se exposto num estudo da Índia preparado pelo Instituto da Tecnologia de Kanpur, aonde se analisou este tipo de estruturas sob os efeitos das ações sísmicas pelo código indiano, *IS 1893:1984* [26].





Geometricamente, os pilares têm a configuração circular com um diâmetro de 650 milímetros e as vigas de contraventamento são compostas por uma seção retangular com 300 mm de largura e 600 mm de altura, como apresenta o quadro que se segue:

Tabela 4 - Dimensões do suporte tipo portico.

Componentes	Tamanho (mm)
Vigas do suporte	300 x 600
Pilares do suporte	650 diâmetro

No suporte estrutural tipo torre, a seção em uso tem o formato circular, oca, esta dotada de grande rigidez a deslocamentos horizontais. Assim, para o dimensionamento da seção de paredes finas usou-se a espessura de 150 milímetros.

Tabela 5 - Dimensões do suporte tipo torre.

Componentes	Tamanho (mm)
Torre de suporte	150 espessura

Apenas se considerou todos os suportes mencionados numa análise modal, a fim de obter os modos de vibração em cada um e posterior comparação de resultados.



Figura 21 – Tipos de suporte considerados na análise modal.

Na figura acima estão ilustrados vários tipos de suporte como o suporte tipo torre, oito pilares inclinados e sem inclinação, seis pilares inclinados e sem inclinação e quatro pilares sem inclinação, isto da esquerda para a direita respetivamente.

Por fim salienta-se que o estudo da resposta sísmica para as diferentes análises foi refinado quanto aos sistemas de suporte a usar, apenas considerando um suporte porticado tridimensional de 6 pilares sem

inclinação e o suporte tipo torre, todos os outros foram excluídos pois caso se trata-se todos esses dados o problema iria obter resultados de uma dimensão muito grande para se tratar nesta dissertação.

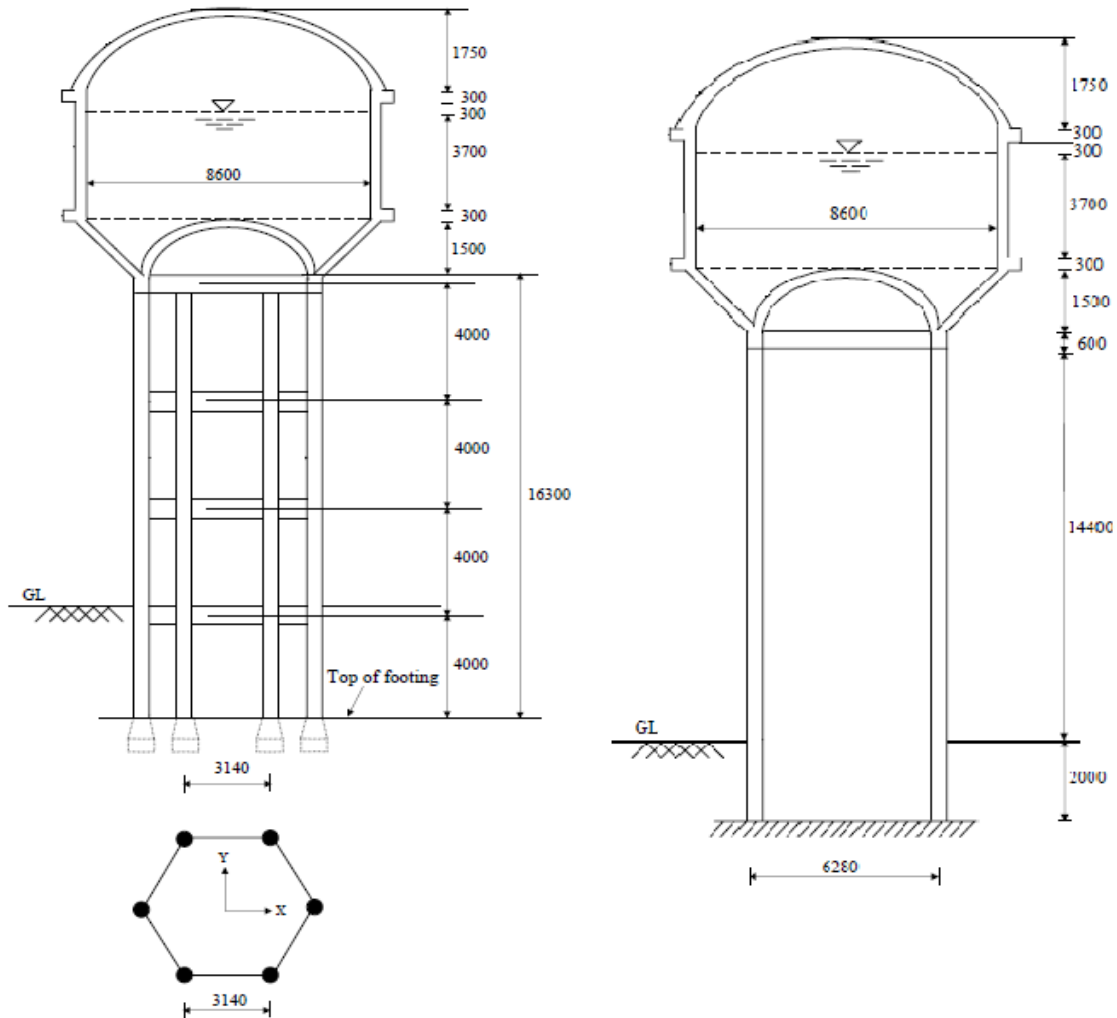


Figura 22 – Tipos de suporte considerados em todas as análises sísmicas.

A figura acima apresenta os modelos executados em *SAP2000* que vão ser alvo de estudo pormenorizado mais a frente sobre diversos tipos de análise sísmica para as diferentes condições de depósito vazio, meio e cheio.

#### 4.2.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

O material a usar no dimensionamento da obra de engenharia civil é o betão armado, este de acordo com a norma do *Eurocódigo 2, Projeto de Estruturas de Betão Armado, Parte 1-1 Regras Gerais e Gegras para Edifícios*. Assim, optou-se pela utilização de um betão de classe *C25/30*, este com uma resistência característica à compressão uniaxial de 25MPa mas contabilizando o coeficiente parcial de segurança em situação de projeto persistente de 1.5 para betão ficamos com o valor de 16.67MPa. Quanto aos





Abaixo, ilustra-se a formação do depósito pelo *MEF*,

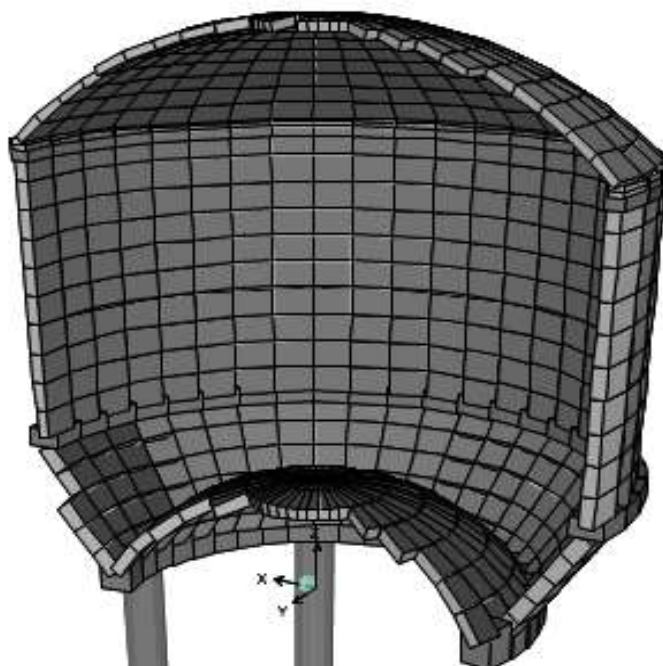


Figura 24 – Malha dos elementos casca do reservatório e elementos barra das vigas anel.

Quanto a ligação dos elementos casca aos elementos barras, estas devem-se fazer entre um nó que simultaneamente é constituinte do elemento finito e do elemento barra, para que exista uma correta transmissão de esforços entre elementos.

#### 4.3.3 MODELO DO SISTEMA MECÂNICO FLUIDO ESTRUTURA

Para simular em *SAP2000* o modelo mecânico de duas massas apresentado no capítulo da formulação teórica foi necessário recorrer a massas concentradas, aonde estas irão ser articuladas à parede do reservatório elevado.

Assim na modelação da massa convectiva, equação (3.6), é realizada por uma massa concentrada ligada por molas à parede do tanque, a mola deverá apresentar uma rigidez ( $k_c$ ) conforme a equação (3.9) caracterizadora da massa oscilante.

Quanto a componente impulsiva, equação (3.1), esta é modelada através de uma barra rígida ligada à parede do tanque, através de elementos barra modelados com a introdução de grandes rigidezes à deformação para que a massa possa mover-se em sintonia com a estrutura, tal como foi retratado nos fundamentos teóricos.

No *software* os três níveis de água propostos para avaliação, vazio, meio cheio e cheio, considerou-se o processo acima referido aonde na situação de vazio, o depósito encontra-se isento de qualquer massa líquida, na situação de meio o depósito contém uma massa líquida com 37.68 toneladas isto para a componente impulsiva, enquanto na componente convectiva o depósito contém uma massa de 84.56

toneladas. Na situação do reservatório cheio, a componente impulsiva é de 141.18 toneladas e a componente convectiva 109.70 toneladas.

Abaixo apresentam-se os parâmetros associados às componentes líquidas como as alturas e a rigidez associada a parte convectiva.

Tabela 6 – Características associadas ao líquido modelado.

	$m_i$ (Ton)	$h_i$ (m)	$h_i'$ (m)	$m_c$ (Ton)	$h_c$ (m)	$h_c'$ (m)	$k_c$ (kN/m)
<b>Meio</b>	37.68	0.83	3.46	84.56	1.17	3.35	258.05
<b>Cheio</b>	141.18	1.65	3.44	109.70	2.68	3.42	434.28

A salientar ainda que a introdução de suportes estruturais no tanque elevado não altera as quantidades mássicas e as suas respetivas alturas, ou seja, os parâmetros acima apresentados apenas dependem da quantidade de água no depósito, bem como da geometria do mesmo.

As pressões hidrodinâmicas apenas se obtiveram através da analogia teórica de *Housner*, conforme o explicitado no capítulo 3.

Caso se queira fazer um detalhado estudo das pressões hidrodinâmicas, uma interação fluido-estrutura-solo é o caminho mais apropriado a seguir apesar da sua complexidade. Para uma análise neste âmbito de detalhe, deve-se recorrer ao programa de cálculo de estruturas *Ansys* devido a necessidade de se efetuar uma análise em campo de elementos finitos, discretizando a água num elemento composto por oito nós, posteriormente este deverá ser comparada com um modelo simplicista, como o modelo sugerido por *Housner*.

## 4.4 MOVIMENTOS DO SOLO

### 4.4.1 REGISTOS SÍSMICOS REAIS

Para avaliar a resposta dinâmica dos depósitos elevados, três níveis de água vão ser considerados.

De acordo com o *EC8 - Parte 1*, no ponto 3.2.3.1(4)., os acelerogramas registados ou simulados devem satisfazer o ponto 3.2.3.1.2(4)., aonde este exprime que:

“- o conjunto de acelerogramas artificiais deverá respeitar as seguintes regras:

a) deverão ser utilizados, no mínimo, 3 acelerogramas;

c) no domínio dos períodos compreendidos entre  $0.2T_1$  e  $2T_1$ , sendo  $T_1$  o período fundamental da estrutura na direção segundo o qual será aplicado o acelerograma, nenhum valor do espectro de resposta elástica médio com amortecimento de 5%, calculado a partir de todos os registos no tempo, deverá ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica com 5% de amortecimento.”

Assim para investigar a resposta do comportamento da estrutura vai ser usado um conjunto sísmos que contém oito registos da variação da aceleração à superfície do terreno em função do tempo.

#### 4.4.1.1 PGMD

O *PGMD* é a sigla usada para identificar uma base de dados na internet criada pela Universidade de Berkeley, nos EUA.

O centro de pesquisa de engenharia sísmica do pacífico (*PEER*) desenvolveu uma biblioteca eletrónica (*PGMD*) para práticas de engenharia no âmbito de análises dinâmicas que inclui uma larga série de sísmos registados na crosta terrestre nas principais zonas de atividade sísmica. A base de dados apresenta uma vasta gama de parâmetros relacionados com a engenharia sísmica, estes referentes a propagação das ondas sísmicas *S* e medidas em diferentes estações, assim cada estação registando leituras diferentes.

Os sinais a retirar do *website* podem ser genuínos ou então normalizados para uma certa localização através da atribuição de um certo valor de aceleração de pico.

Após analisar os parâmetros como a magnitude, tipo de falha, duração ou a distância do epicentro ao local da estrutura, efetuou-se uma escolha de 8 registos sísmicos que aconteceram no passado. A sua maioria encontra-se na zona sísmica do anel de fogo, como são os casos dos registos de *Cape Mendocino*, *Coalinga*, *Northridge*, *Imperial Valley* e *Loma Prieta* isto referente à costa oeste dos Estados Unidos da América e o de *Kobe* no Japão. Os restantes encontram-se na zona sísmica que atravessa o Mediterrâneo, como é o caso do sismo de *Kocaeli* e de *Duzce* na Turquia.



A componente com *PGA* máximo de  $3.512\text{m/s}^2$ ,

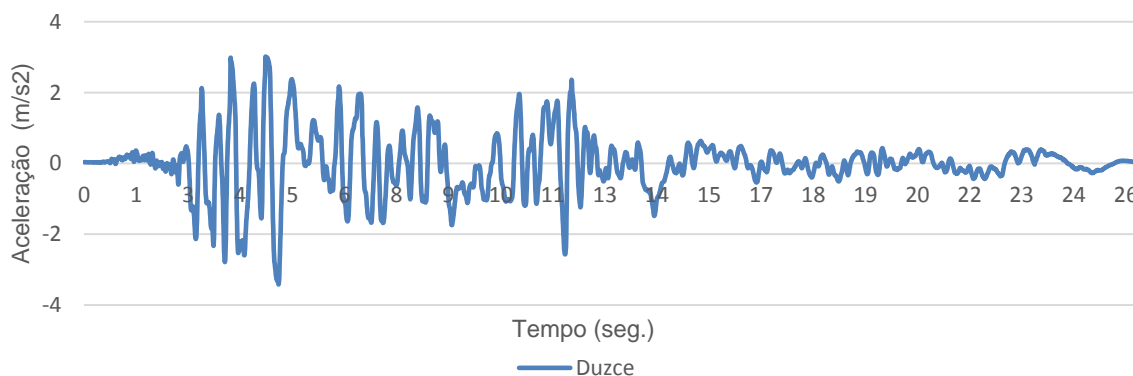


Gráfico 4 - Acelerograma relativo ao sismo de *Duzce*, componente DZC-180.

Componente com *PGA* máximo de  $5.091\text{m/s}^2$ ,

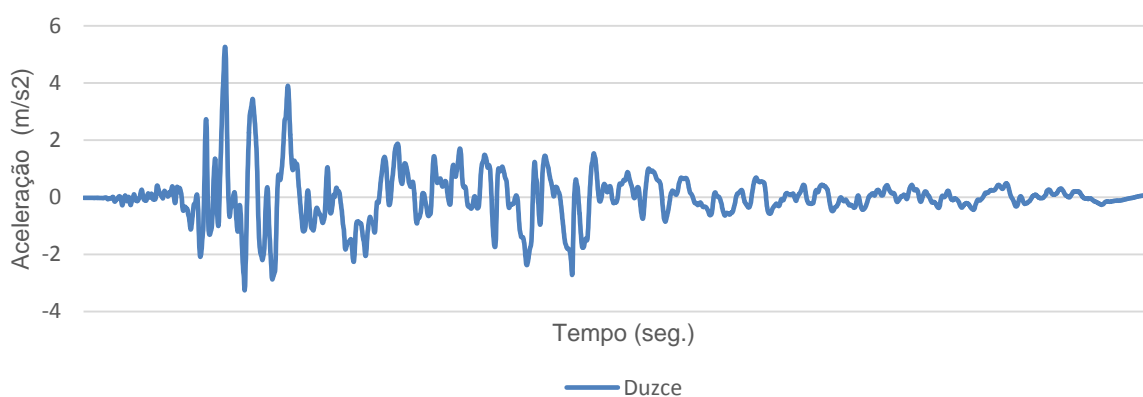


Gráfico 5 - Acelerograma relativo ao sismo de *Duzce*, componente DZC-270.

#### 4.4.1.1.1 Operação de normalização dos acelerogramas

Neste ponto faz-se referência ao processo de modificação da grandeza dos acelerogramas. Um registo sísmico retirado do *PGMD* permanece com uma grandeza original a nível dos parâmetros caracterizadores do local aonde este ocorreu. Se se quiser implementar esses acelerogramas num local diferente do meio que o originou, tem de se proceder a um processo de normalização da sua aceleração através da aplicação de um fator de escala.

Assim, o *EC8* diz-nos que para acelerogramas relativos a registos reais, estes devem ser escalados para o *PGA* do local a simular o sismo.

De acordo com o *Eurocódigo 8 - Parte 1*, o ponto 3.2.3.1.3 referente a acelerogramas registados ou simulados:

*“(1)P - é permitida a utilização de acelerogramas registados, ou de acelerogramas gerados através de uma simulação numérica dos mecanismos na fonte ou trajetória de propagação, desde que as amostras*









Tabela 13 - De acordo com o EC8, Quadro NA 3.3, valores dos parâmetros para ação sísmica tipo II.

Tipo do terreno	$S_{m\acute{a}x}$	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1.0	0.1	0.25	2.0
B	1.35	0.1	0.25	2.0
C	1.6	0.1	0.25	2.0
<b>D</b>	<b>2.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.25</b>	<b>2.0</b>
E	1.8	0.1	0.25	2.0

A quantificação dos ramos do espectro de cálculo da componente horizontal com um amortecimento viscoso de 5%, característico de estruturas em betão armado é descrito no EC8 - Parte1, no ponto 3.2.2.5.(4), através das seguintes equações:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (4.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (4.7)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (4.8)$$

No caso dos espectros de cálculo para o suporte torre,  $q = 1.5$ , geraram-se três tipos de espectros relativos a ação tipo I e II e o espectro resultante destes duas ações. Os dois primeiros mostram a aceleração do solo para os diferentes tipos de terrenos propostos pelo EC8 em função do tempo e o último ilustra a envolvente resultante dos dois primeiros e compara as envolventes da ação tipo I e II.

Para a ação tipo I:

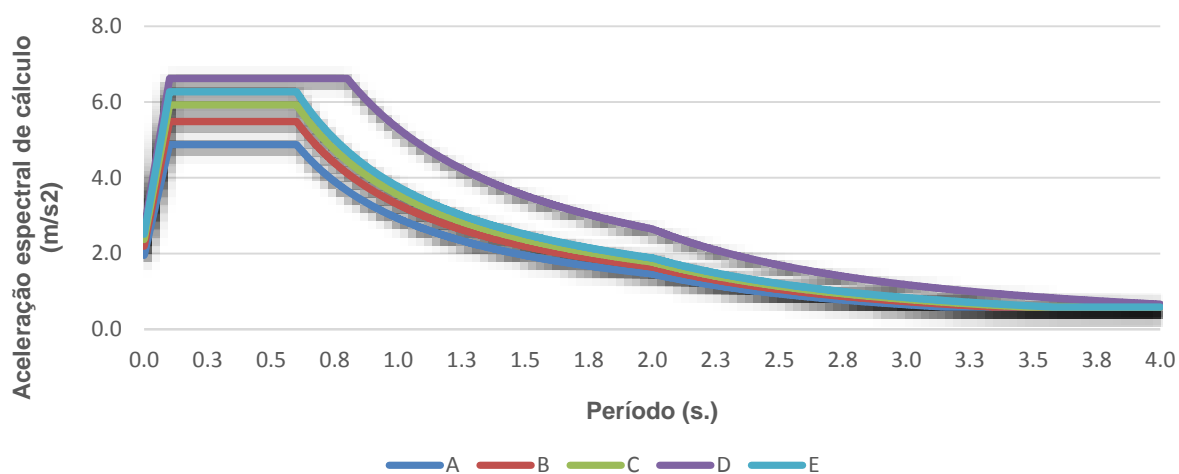


Gráfico 8 - Espectro de cálculo para ação tipo I em função dos diferentes tipos de solo, pelo EC8.

Para a ação tipo II,

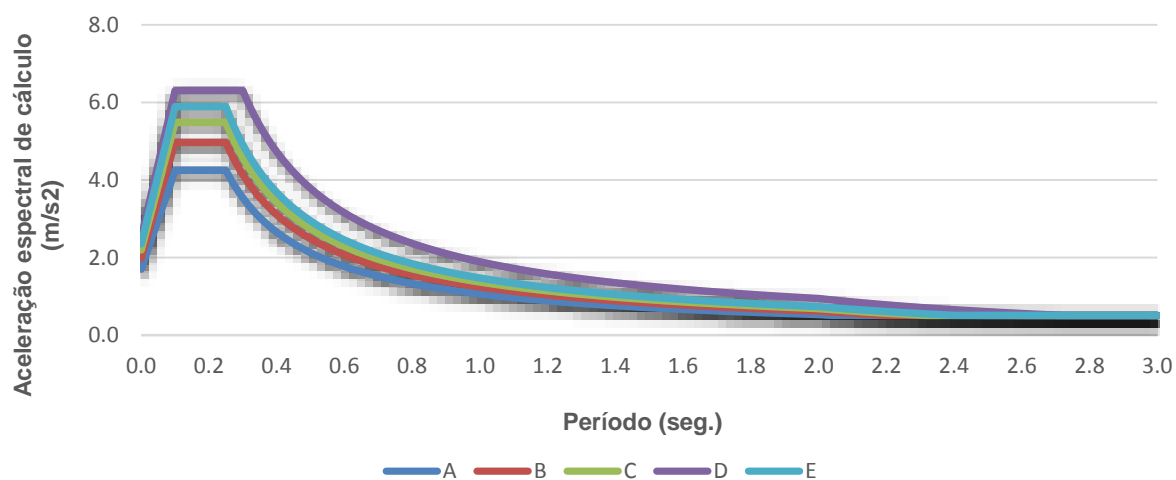


Gráfico 9 - Espectro de cálculo para ação tipo II em função dos diferentes tipos de solo, pelo EC8.

Por fim, o espectro de cálculo envolvente entre os diferentes tipos de ação sísmica para o tipo de terreno mais desfavorável ou seja com maior tendência de amplificação das ondas sísmicas, neste caso o terreno tipo D:

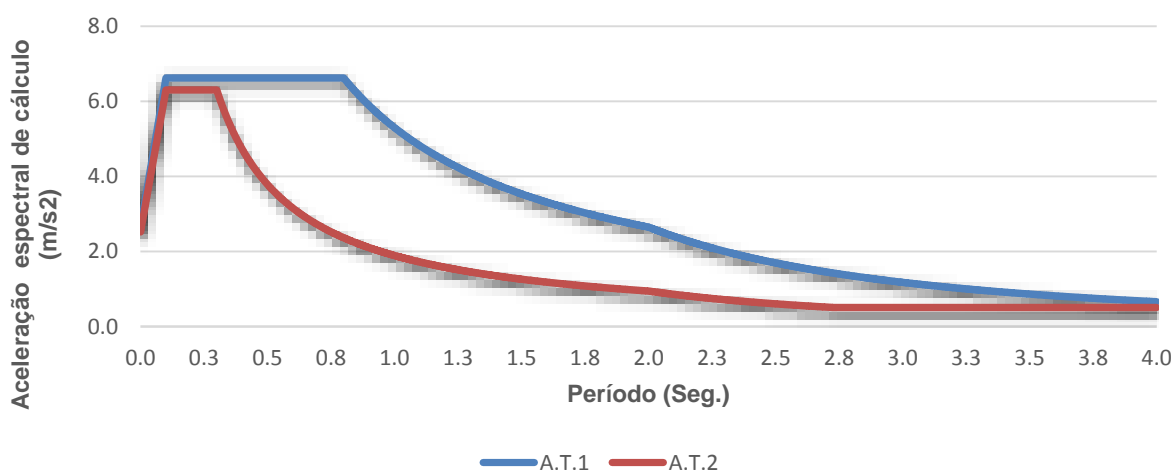


Gráfico 10 – Espectro de cálculo envolvente da ação tipo I e II, pelo EC8.

Assim, o espectro de cálculo final a utilizar é da ação tipo I, este com características de um terreno brando.

Executando o mesmo processo para o caso dos suportes porticados tridimensionais, estes com o patamar de aceleração espectral de menor valor em relação aos anteriores devido ao coeficiente de comportamento de **3.0**. Segue-se a mesma metodologia para obter o espectro de cálculo final, então para a ação tipo I,

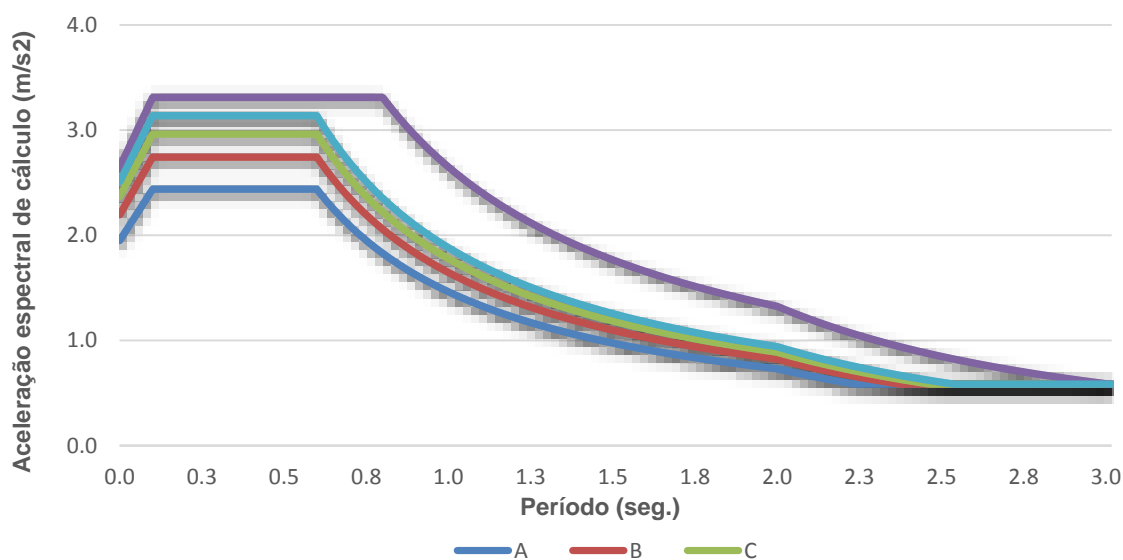


Gráfico 11 - Espectro de cálculo para ação tipo I em função dos diferentes tipos de solo, pelo EC8.

Para a ação tipo II:

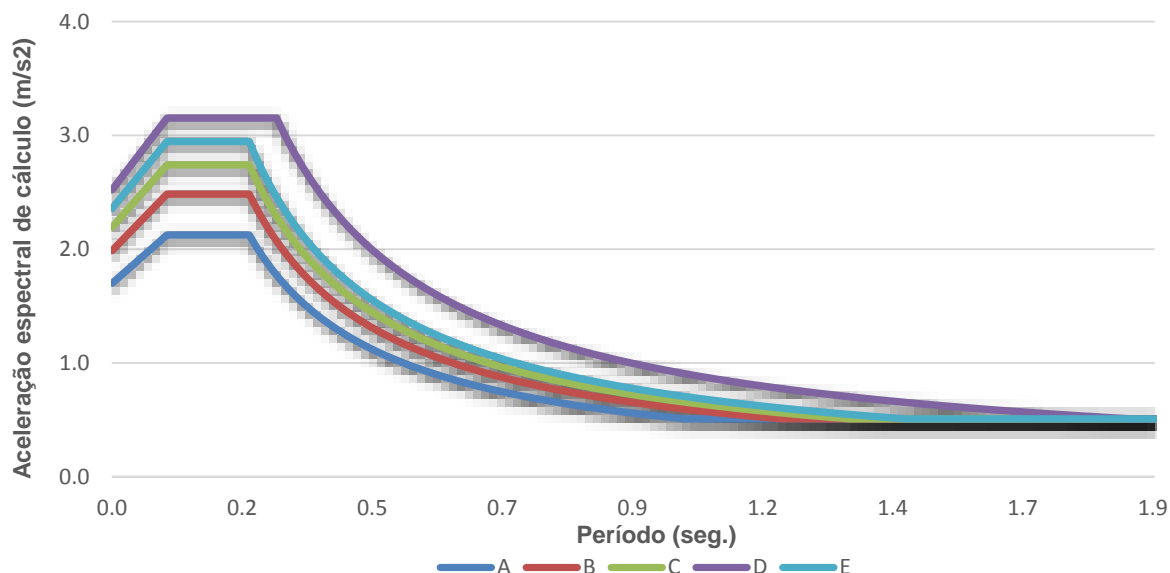


Gráfico 12 - Espectro de cálculo para ação tipo II em função dos diferentes tipos de solo, pelo EC8.

Por fim as suas envolventes finais,

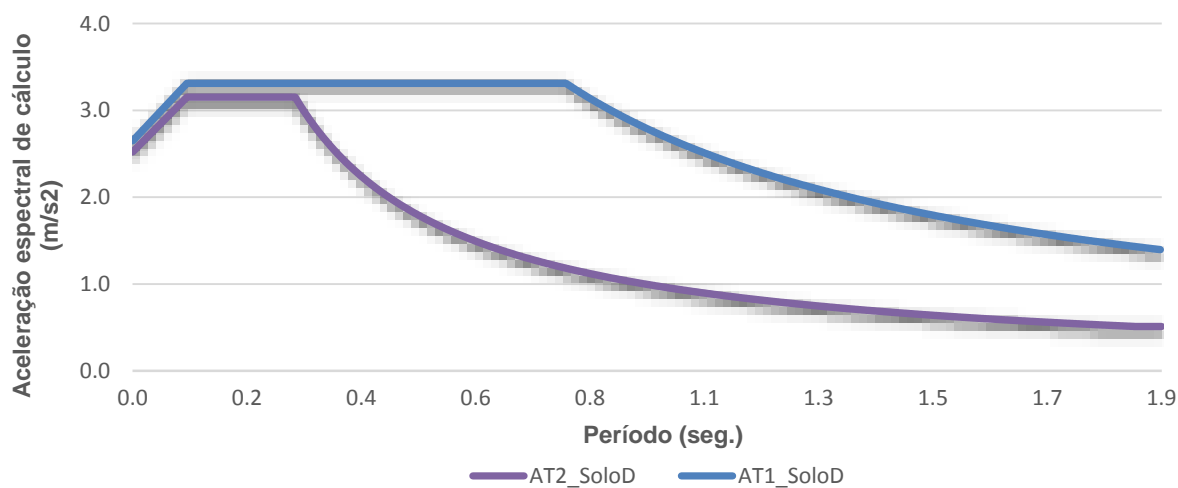


Gráfico 13 - Espectro de cálculo envolvente da ação tipo I e II, pelo EC8.

Assim, o espectro a usar em suportes tipo pórtico é referente a situação da ação tipo I e terreno tipo D ou seja, solo do tipo *brando*.

Dimensionados os espectros, agora o procedimento é simples, basta indicar um valor do período e obter a consequente aceleração de cálculo. Para obter os períodos da estrutura é necessário executar uma análise modal, esta avaliada no subcapítulo que se segue.







## 4.5.2 ESTUDO COMPARATIVO DOS DIFERENTES SUPORTES

Para finalizar esta análise, efetuou-se uma avaliação da resposta modal na estrutura em função dos diferentes tipos de suporte estrutural a apoiar o depósito elevado. Foram contabilizados suportes porticados tridimensionais com disposição radial em 4, 6 ou 8 pilares sendo que os de 6 e 8 foram divididos entre pilares com ou sem inclinação. Igualmente foi avaliado o suporte estrutural tipo torre.

Tabela 17 - Períodos convectivos e impulsivos para os diferentes suportes do reservatório.

Suporte	Periodos (seg.)					
	Vazio	Meio		Cheio		
	Ti	Tc	Ti	Tc	Ti	
<b>4 Pilares</b>	0.79	3.64	1.01	3.22	1.20	
<b>6 Pilares</b>	<b>Com Inclinação</b>	0.48	3.61	0.60	3.18	0.61
	<b>Sem Inclinação</b>	0.64	3.62	0.82	3.20	0.96
<b>8 Pilares</b>	<b>Com Inclinação</b>	0.41	3.61	0.51	3.17	0.59
	<b>Sem Inclinação</b>	0.54	3.62	0.69	3.19	0.81
<b>Torre</b>	0.23	3.60	0.25	3.16	0.31	

Após a visualização do quadro acima, pode-se afirmar que a componente convectiva não sofre grandes alterações a nível dos períodos apresentados, quer na situação de meio ou no caso de cheio. Quanto a componente associada à adição da massa impulsiva com a estrutural, esta decresce com o período com o aumentar da rigidez lateral do suporte que apoia o depósito, realçando o período e consequente rigidez que o sistema estrutural tipo torre apresenta. Quanto a situação dos porticos tridimensionais estes apresentam maior rigidez em suportes constituídos por pilares inclinados, consequentemente uma maior frequência e um menor período.

A comparação de tanques elevados com suporte em torre e tanques elevados com suporte porticado, ambos constituídos em betão armado, pode-se dizer que o sistema porticado obtém uma melhor resposta ao comportamento sísmico, pois têm capacidade de obter um maior grau de indeterminação estático ou seja, maior redundância na sua estrutura, como maior capacidade de absorção de energia sísmica sob um comportamento não linear.

A constituição de tanques elevados de betão armado em suporte porticado apresenta maiores momentos resistentes no suporte pois as vigas e os pilares têm mais resistência contra ações laterais e sofrem menos danos, assim não é expectável o colapso desses tanques pois estes sofrem deformações não elásticas e distribuições uniformes de danos nos membros constituintes. Assim estas estruturas porticadas podem ser dimensionadas com maior capacidade de ductilidade para ações de cargas laterais ao contrário dos suportes torre constituídos por seções de paredes finas, como se vai demonstrar através da análise espectral que se segue.

## 4.6 ANÁLISE EM RESPOSTA ESPECTRAL

Nesta análise por espectros de resposta, contou-se com o apoio do *EC8* pois foi através deste que se gerou os espectros resultantes, como já foi explicitado anteriormente. Estes espectros resultantes dependem da localização da estrutura a implementar, pois a aceleração de pico do espectro depende do local a implementar a obra de engenharia civil tendo em conta parâmetros como o solo ou o tipo de estrutura.

Os espectros introduzidos no *software SAP2000* são relativos a duas componentes horizontais sendo estas ortogonais entre si, negligenciando a direção vertical devido ao espectro vertical não ter grande influência no comportamento da estrutura.

Assim, os resultados a apresentar são relativos a três situações de estudo do nível de água num depósito: vazio, meio-cheio e cheio e também em função do tipo de sistema estrutural que realiza o apoio do reservatório. A avaliação da análise teve em conta o espectro das duas componentes do plano horizontal, sendo que se quantificou quantidades sísmicas como a força basal e o momento basal resultantes da combinação sísmica proposta do *EC8* e a combinação *SRSS*, bem como os deslocamentos admitidos pela estrutura e os consequentes *drifts* que se verificaram. Por fim, para validação dos resultados do modelo analítico, procedeu-se ao cálculo numérico através do modelo de duas massas proposto por Housner e consequente comparação de resultados entre o modelo de Housner e o efetuado através do *SAP2000*.

### 4.6.1 RESULTADOS

Os resultados obtidos através do *SAP2000* foram devidamente trabalhados por folhas de cálculo com a implementação de combinações adequadas e tendo-se obtido resultados como a força basal, momento basal e pressões hidrodinâmicas devidos à oscilação do líquido. Os corolários a apresentar dividem se em dois casos, o primeiro relativo ao modelo com um suporte tipo portico e o seguinte modelo com suporte tipo torre, aonde em ambos se discute a resposta da estrutura sob o efeito de um espectro de acordo com o *EC8*.

#### 4.6.1.1 Suporte do tipo pórtico com 6 pilares

Neste caso adotou-se o modelo de suporte constituído por 6 pilares não inclinados constituído por 3 níveis de vigas de contraventamento, isto tudo disposto radialmente em torno do centro de rigidez do depósito. Os esforços abaixo representados, no caso da força e do momento basal, são o somatório dos 6 pilares em cada direção retirados do programa de cálculo automático *SAP2000*.



Graficamente os resultados dos momentos basais,

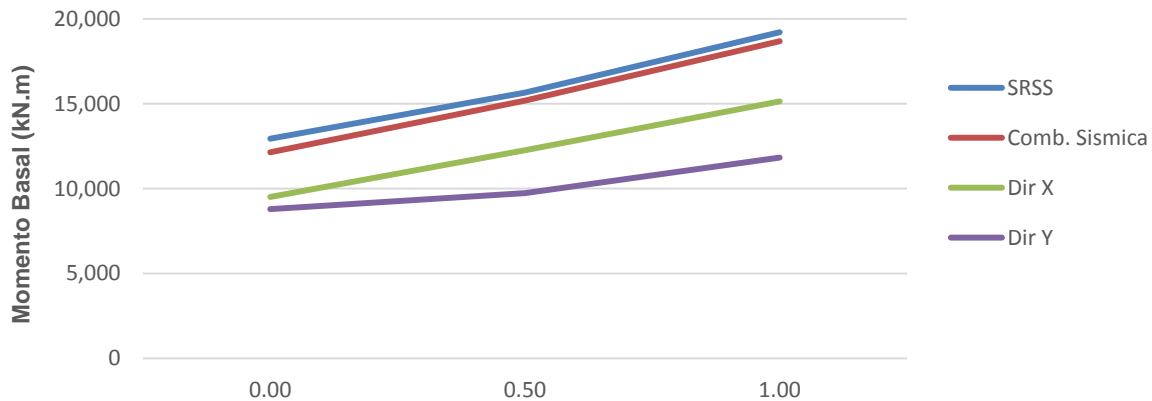


Gráfico 15 - Somatório dos momentos basais nos pilares.

Na avaliação do gráfico acima, tudo o que foi enunciado para a situação do gráfico das forças de corte basal pode ser transcrito para esta situação.

Quanto aos deslocamentos obtidos no *SAP2000*, estes podem ser caracterizados como deslocamentos relativos e são apresentados por meios gráficos em função dos 3 níveis de água propostos no tanque elevado de armazenamento de água.

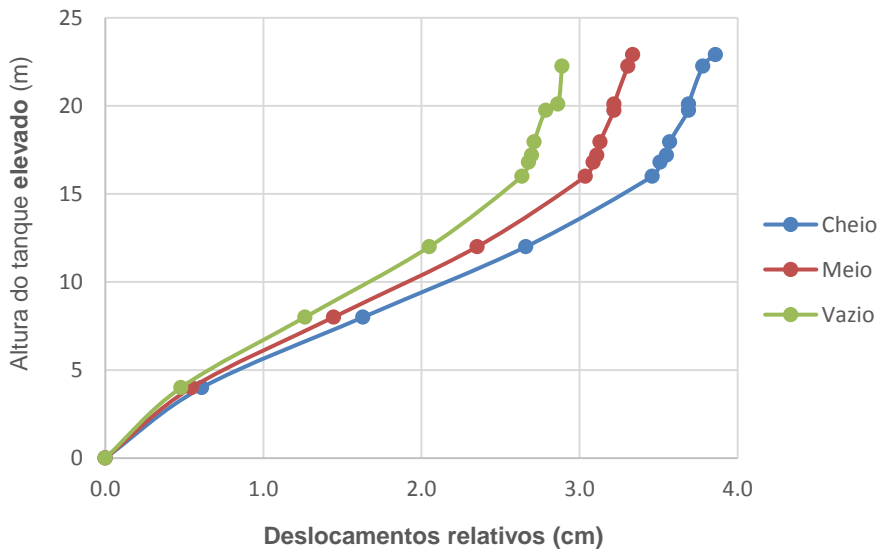
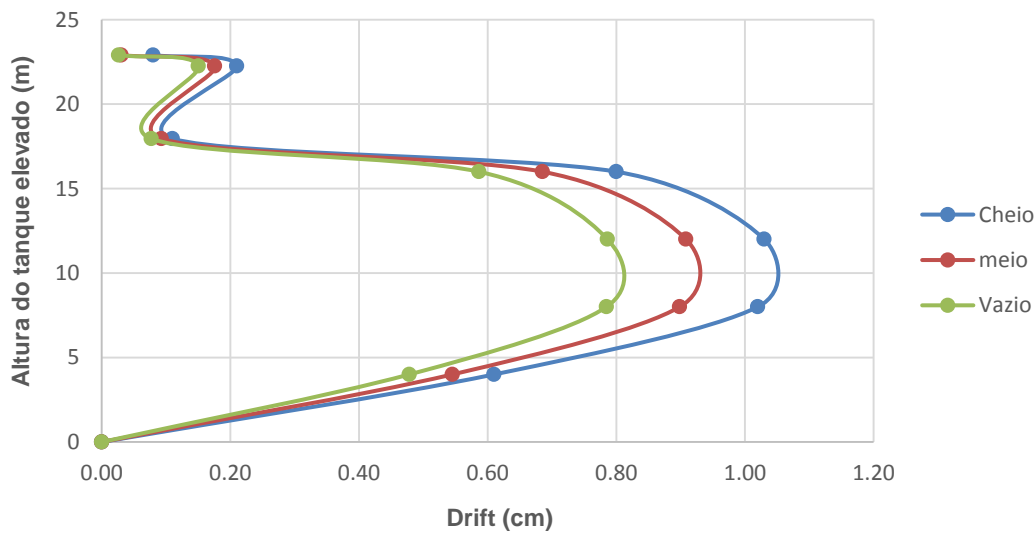


Gráfico 16 – Deslocamentos estruturais devido aos níveis de água em estudo em função da altura do tanque.

Avaliando o gráfico pode-se salientar que os deslocamentos máximos ocorrem para a situação de máximo nível de água no depósito; logo podemos afirmar que a estrutura desloca-se lateralmente tanto mais quanto maior for a massa líquida contida. A resposta máxima no gráfico dá-se ao nível mais alto da cúpula de cobertura do tanque atingindo cerca de 4 centímetros.

Em seguida, são apresentados graficamente os deslocamentos entre pisos ou entre elementos de grande rigidez horizontal, também designado de *drifts*.

Gráfico 17 - Parâmetro *drift* em função dos níveis de água.

De acordo com o gráfico exposto acima, pode-se constatar que os *drifts* máximos se verificam na zona a nível do portico do tanque elevado. A meia altura do portico os *drifts* atingem mais de um centímetro na situação de tanque cheio, sendo esta a situação mais gravosa em termos da obtenção de maiores deslocamentos relativos. No reservatório, este composto por elementos de alta rigidez, os *drifts* são de baixa grandeza como seria de esperar.

#### 4.6.1.2 Suporte do tipo torre

Neste caso, foi inserido como suporte estrutural do depósito uma parede tubular fina de geometria circular e consequentemente foi estudado os mesmos casos de nível de água acima apresentados, tendo-se constatado os esforços no quadro abaixo,

Tabela 19 - Quantidades Dinâmicas expostas para as diferentes combinações.

Resultados	Corte basal (kN)			Momento basal (kN.m)			Pressão Hidrodinâmica (Kpa)		
	0.0	0.5	1.0	0.0	0.5	1.0	0.0	0.5	1.0
<b>X</b>	1,421.64	1,520.46	2,322.66	27,720.91	29,237.12	45,911.52	-	16.13	26.94
<b>Y</b>	1,422.53	1,520.54	2,322.74	27,719.04	29,235.86	45,910.19	-	-	-
<b>SRSS</b>	2,011.13	2,150.32	3,284.79	39,201.96	41,346.65	64,927.75	-	16.13	26.94
<b>Comb. Sísmica</b>	1,849.02	1,976.68	3,019.54	36,036.62	38,007.88	59,684.57	-	16.13	26.94

Ao avaliar os esforços representados no quadro acima, realça-se o facto de não haver diferença entre a direção X e Y, dado que o espectro é de igual intensidade em ambas as direções, bem como a simetria do suporte o que resulta em esforços equitativos.

Em comparação com o caso do portico apresentado acima, os esforços obtidos são de uma grandeza muito superior, isto devido ao coeficiente de comportamento usado neste caso de **1.5** no espectro de resposta de cálculo, resultando uma aceleração de pico muito maior em relação ao utilizado no caso do portico tridimensional. Os esforços não diferem apenas devido ao coeficiente de comportamento a utilizar no espectro, apesar de esse ser o principal fator, mas também devido ao menor peso do suporte torre em comparação com o portico de 6 colunas; com implicação nas diferenças dos valores máximos das combinações obtidas.

Quanto aos deslocamentos relativos na estrutura sobre a análise espectral, estes vão ser de menor ordem de grandeza pois a rigidez característica dos elementos de casca fina tubulares é muito superior aos elementos constituintes dos pórticos tridimensionais, isto para a mesma intensidade.

Em seguida apresentam-se por meio de gráficos os resultados da tabela acima.

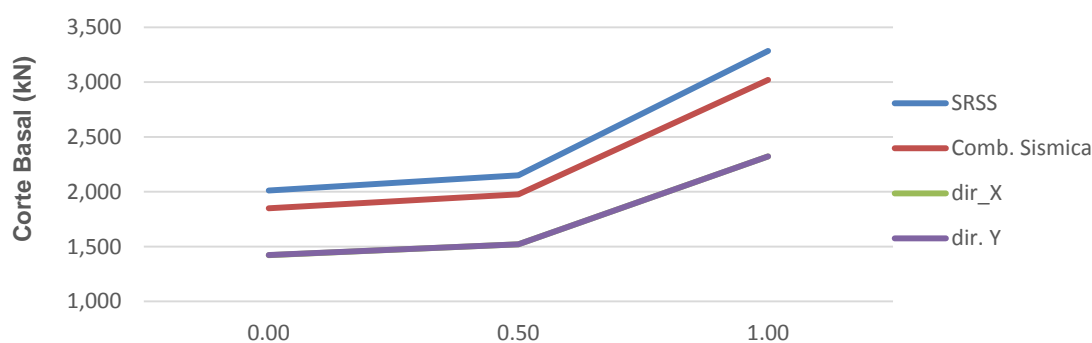


Gráfico 18 - Força basal na torre.

Em relação ao gráfico, pode-se afirmar que forças de corte basais apresentadas são superior ás do caso portico, isto deve-se a menor capacidade de dissipação de energia do sistema tipo torre. A resposta máxima na estrutura desenvolve-se para a situação de cheio aonde estas são três vezes maiores que no tipo portico, quanto a ação combinatória *SRSS*.

É de realçar também a forte discrepância entre as forças de corte na situação de meio cheio com a de cheio, resultado da adição de massa líquida que passa a ter um papel preponderante na resposta do tanque elevado, levado a este obter energia considerável por dissipar.

Para finalizar a análise no campo dos espectros de resposta pelo *EC8*, apresenta-se o gráfico relativo á resposta da estrutura em momento basais.

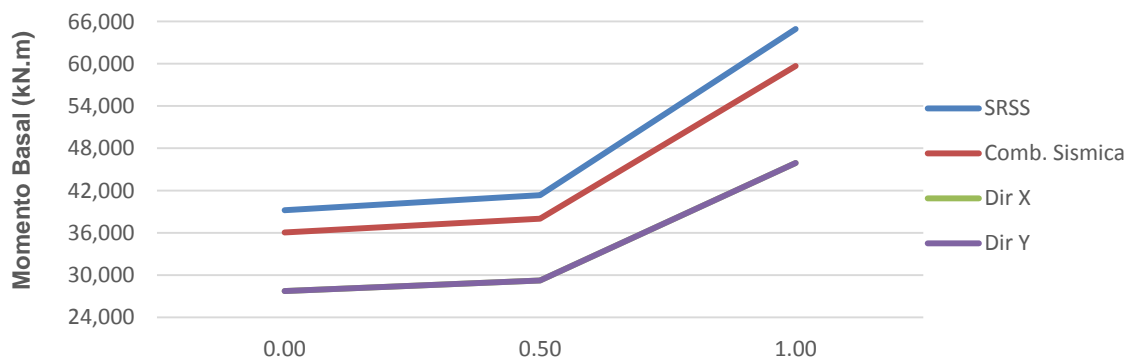


Gráfico 19 - Momento basal na torre.

O grafismo referente aos momentos basais com a implementação do suporte tipo torre parece estar em sintonia com os resultados das forças de corte basais, aonde a direção  $X$  apresenta os mesmos valores da direção  $Y$  e a combinação mais desfavorável tal como no caso do portico de 6 pilares é a  $SRSS$ .

#### 4.7 ANÁLISE SÍSMICA, RESPOSTA TEMPORAL

A análise designada *time history* é uma análise dinâmica temporal que se pode efetuar em comportamento linear ou não linear e desenvolvida por integração direta, ou seja, através da utilização das equações de equilíbrio dinâmico para sucessivas integrações enquanto a estrutura é sujeita a um carregamento dinâmico.

A integração direta linear, sob a denominação de análise *time history*, é usada para avaliar um caso de carga em função do tempo, sendo que nesta situação é utilizado um comportamento linear. Esta integração resolve equações para uma estrutura em cada passo de tempo, aonde a ação a introduzir se encontra discretizada por intervalos de tempo propostos ou já admitidos num ficheiro a introduzir pelo utilizador.

O uso da função *time history* pelo *SAP2000* faz-se através da introdução de uma função num específico intervalo de tempo, apresentada pelo utilizador. A função a considerar encontra-se discretizada em ordem às acelerações do solo em função do tempo correspondente, sendo possível visualizar numa janela gráfica a função introduzida, aonde nesta é possível passar o ponteiro do rato na função e este apresentar os valores introduzidos em cada passo de integração.

A escolha do método para se efetuar a avaliação do cálculo por integração direta da análise *time history* é efetuada com a introdução de valores intrinsecamente ligados ao método selecionado. Existe uma variedade de métodos comuns que transcrevem o procedimento necessário para executar a análise histórica, aonde o método *Hilber-Hughes-Taylor* é utilizado por defeito no *SAP2000*, mas existe uma vasta gama de escolhas caso o utilizador o requeira.

No caso de estudo desta dissertação foi utilizado o método de *Newmark*, e na introdução dos parâmetros que o caracterizam, estes podem variar entre 0 e  $1/2$ , ao parâmetro gama atribui-se o valor de **0.5** e ao beta o valor de **0.25**. Para se obter melhores resultados usa-se um menor intervalo de tempo possível, e normalmente este deve ser menor que  $\frac{T}{100}$  conforme já referido.

O fator para caracterizar o amortecimento é um parâmetro de especial especificação numa estrutura sob o efeito de uma carga em *time history*, existindo dois tipos de amortecimento que se destacam: amortecimento *modal* ou amortecimento *proporcional*.

Amortecimento modal conduz a uma matriz diagonal de elementos e é usado nas respostas para casos de cargas espectrais e para casos de *time history* por integração direta, apresentando-se como uma opção exposta na janela do *software SAP2000*. Este tipo de amortecimento é dado por uma fração do amortecimento crítico de cada modo da estrutura, caracterizado por um comportamento de natureza viscosa.

Quanto ao amortecimento proporcional do tipo *Rayleigh*, é usado nesta análise através da integração direta dos casos de análise sob *time history*. A matriz de amortecimento é calculada como uma

combinação linear entre a matriz de rigidez e a matriz de massa, sob apropriados valores de acordo com o amortecimento de *Rayleigh* já referido. Para concluir pode-se acrescentar, que a contribuição proporcional à matriz de rigidez é linearmente proporcional à frequência, enquanto a contribuição proporcional à matriz da massa é linearmente proporcional ao período. O amortecimento proporcional utilizado nesta análise é modelado pelo efeito viscoso.

Assim, de acordo com o parágrafo relativo ao amortecimento de *Rayleigh* no capítulo da formulação teórica, assumiu-se dois coeficientes de amortecimento de 5% e 7%, referentes ao primeiro e segundo modo de deformação respetivamente, resultando os valores de alfa e beta de 0.675 e 0.0028. Então, introduziram-se os valores indicados no *software SAP2000* para caracterizar o efeito do amortecimento na análise sísmica a desenvolver no tanque elevado.

Após a especificação do método de análise a usar, bem como o comportamento do amortecimento falta referenciar que é necessário introduzir um fator que vai servir de correção para os acelerogramas originais, sendo que estes são referentes a registos que ocorreram em locais geologicamente e com nível de magnitude e intensidade diferentes daqueles que caracterizam a região de Lisboa. Para finalizar esta descrição falta indicar qual a direção a dar aos acelerogramas, esta de acordo com os registos retirados do *PMGD*.

#### 4.7.1 RESULTADOS

Neste caso de estudo, a análise *time history* num comportamento linear foi a ferramenta usada para determinar o comportamento sísmico nos tanques elevados de água. Assim foi assumido que a aceleração relativa aos terremotos é simultaneamente aplicada no tanque nas duas direções horizontais e ortogonais entre si e posteriormente combinou-se os resultados obtidos através do recurso à combinação sísmica proposta pelo *EC8*. Os modelos considerados foram examinados para três situações de carga: vazio, meio cheio e cheio. A avaliação dos resultados foi efetuada para modelos de suporte tipo portico com 6 colunas não inclinadas e tipo torre. Os resultados são discutidos nos parágrafos que se seguem.

##### 4.7.1.1 Suporte do tipo 6 colunas

Neste caso, a avaliação da análise *time history* ocorreu sobre um modelo que contém um suporte do tipo portico tridimensional, aonde no quadro abaixo demonstra-se as respostas máximas do tanque de água elevado sobre as situações de diferentes níveis de líquido referidos para os diversos parâmetros quantificadores da resposta à ação sísmica: força de corte basal, momentos na viga anel circular e momento basal de derrube, e o deslocamento lateral ao nível da viga anel circular. Estes parâmetros de máxima resposta foram determinados através da introdução dos oito pares de registos sísmicos em forma de aceleração nos tanques modelados no programa de cálculo automático *SAP2000*.



Devido ao sistema de suporte ser do tipo portico, optou-se por não considerar a força de corte basal pois esta apresentava uma grandeza inferior à da viga, que faz a ligação entre o portico e o depósito, devido aos porticos estarem intrinsecamente ligados a estruturas de grande dissipação de energia.

O gráfico acima encontra-se representado em função da força ( $kN$ ) e do tempo (*segundos*), este é representativo da situação do reservatório vazio, apresenta uma resposta máxima de 1231kN que ocorre aos 5 segundos, dos 26 que descrevem o registo.

Segue-se o gráfico para a situação de meio cheio,

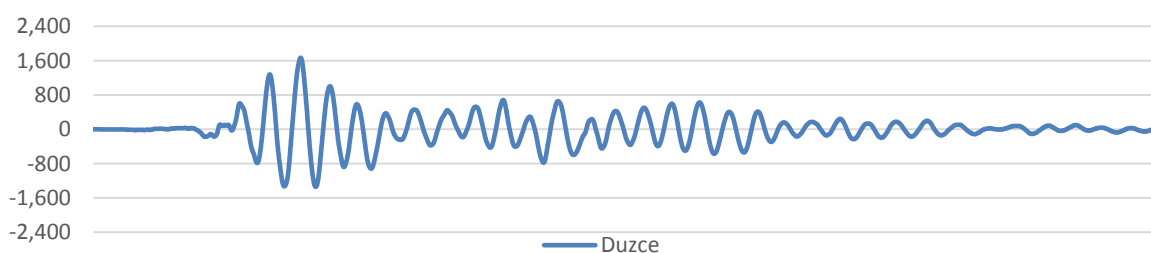


Gráfico 21 - Resposta temporal em forma de força basal para a situação de reservatório meio cheio.

A resposta máxima é de 1666kN, logo esta situação apresenta-se mais gravosa para a estrutura devido a adição da massa líquida que provocou um acréscimo de 35% da força máxima de corte no elemento.

Quanto a situação de depósito cheio, abaixo encontra-se a sua ilustração,

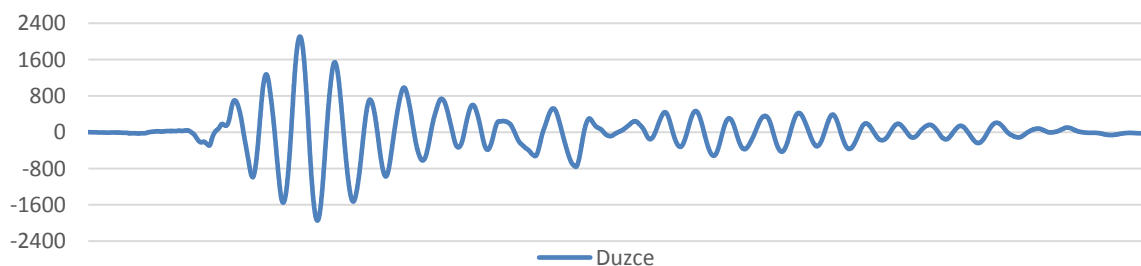


Gráfico 22 - Resposta temporal em forma de força basal para a situação de reservatório cheio.

O valor de 2109kN é demonstrativo da resposta máxima da força de corte para o elemento viga anel circular, apresentando um acréscimo de 71% em relação a situação de ausência de água e um acréscimo de 27% em comparação com a situação de meio cheio. Assim, a resposta máxima dá-se para o reservatório cheio, o que não está em sintonia com muitos artigos aonde esta se verifica em situação de meio cheio. Uma possível razão deve-se ao tanque modelado nesta dissertação, que por não ser representativo de um depósito de grandes dimensões implica que a parcela característica da massa líquida oscilatória não tem a ordem de importância dos outros estudos já executados.

Para finalizar a análise das forças de corte, apresenta-se um gráfico que faz a comparação dos valores máximos dos diferentes sismos para as diferentes situações acima consideradas.

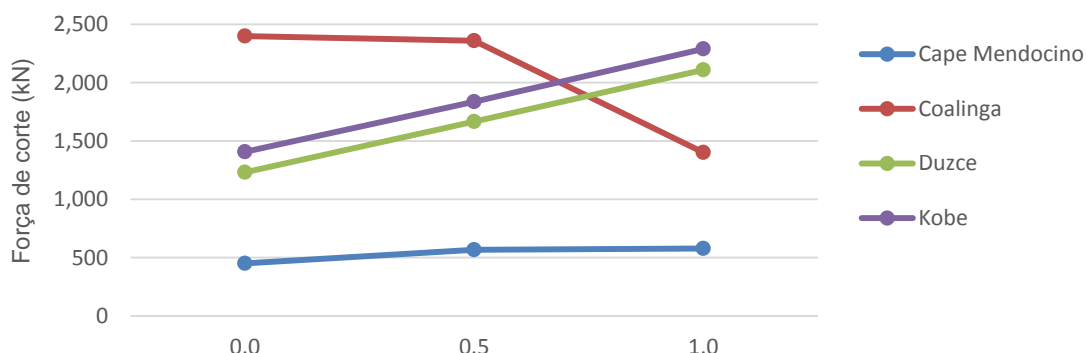


Gráfico 23 - Variação dos máximos dos registos da tabela acima apresentada em função da % de água no depósito.

Como é possível visualizar, em norma o valor de resposta máxima da força de corte apresenta um acréscimo linear com o aumento da quantidade líquida no recipiente, como é ilustrado nos sismos de *Duzce* e *Kobe*, embora existindo exceções como o sismo de *Coalinga* aonde a resposta máxima resulta em reservatório vazio e conseqüentemente apresentando um decréscimo significativo na situação de tanque cheio, o que poderá resultar devido ao enquadramento dos períodos da estrutura com as amplitudes das ondas sísmicas.

Quanto aos valores associados ao sismo de *Cape Mendocino*, estes parecem ser viáveis pois analisando o registo do acelerograma original sísmico, este apresenta uma aceleração de pico muito alta durante alguns instantes, simulando um efeito tipo impulsivo, mas em seguida as acelerações passam a ser bastante moderadas logo é de prever que esse pico de aceleração não influencie a resposta máxima do tanque elevado, o que faz prever forças de corte moderadas como aquelas que são apresentadas acima.

#### 4.7.1.1.2 Momento na viga anel circular

A obtenção das respostas temporais relativas a momentos resultante de uma análise sísmica *time history* é efetuada através de um procedimento similar ao que foi explicado no caso das forças de corte, apenas adicionando a componente relativa ao braço que cada elemento que perfaz desde o centro de gravidade da viga anel circular até ao centro de gravidade de cada um dos elementos a ter em conta para o acelerograma ou então a distância até ao ponto de que se retirou a aceleração absoluta do *software SAP2000*.

Os *time history* obtidos do sismo de *Duzce* para as três situações encontram-se ilustrados abaixo,

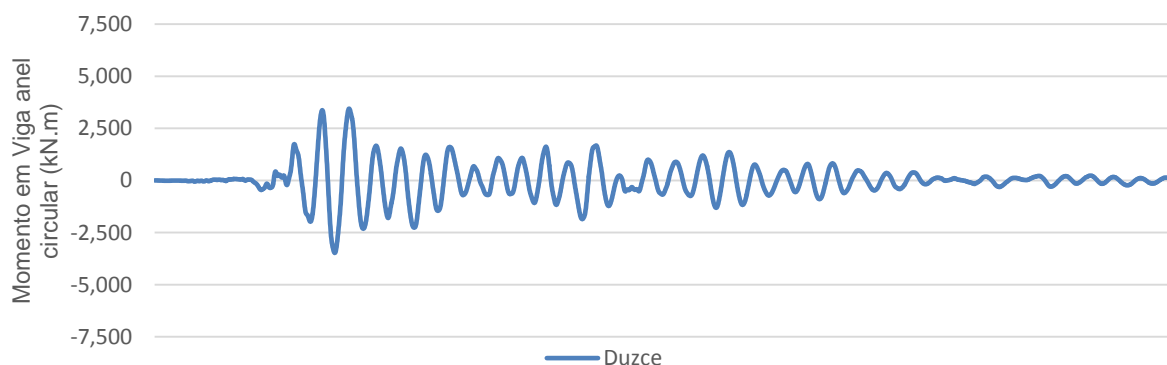


Gráfico 24 - Resposta temporal de um momento para a situação de depósito vazio.

A representação do *time history* é dada em função de momento ( $kN.m$ ) e do tempo (*segundos*), aonde a sua resposta máxima quanto ao momento na zona da viga anel circular na situação de depósito vazio é de 3479kN.m.

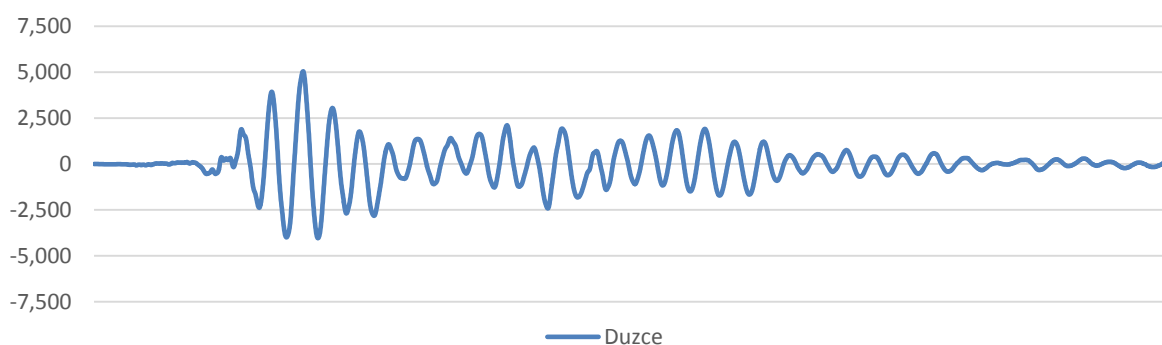


Gráfico 25 – Resposta temporal de um momento para o caso de depósito de meio cheio.

Quanto a situação de meio cheio, o valor máximo que o *time history* apresenta é de 5045kN.m o que é cerca de 45% maior do que o valor apresentado na situação de reservatório vazio, assim pode-se afirmar que este parâmetro apresenta a mesma tendência de crescimento relativamente ao que sucedera na quantificação da força de corte, o que nós faz aumentar o grau de confiança quanto aos resultados obtidos.

Para finalizar a análise dos time history quantificadores de momentos resta-nos o situação de cheio,

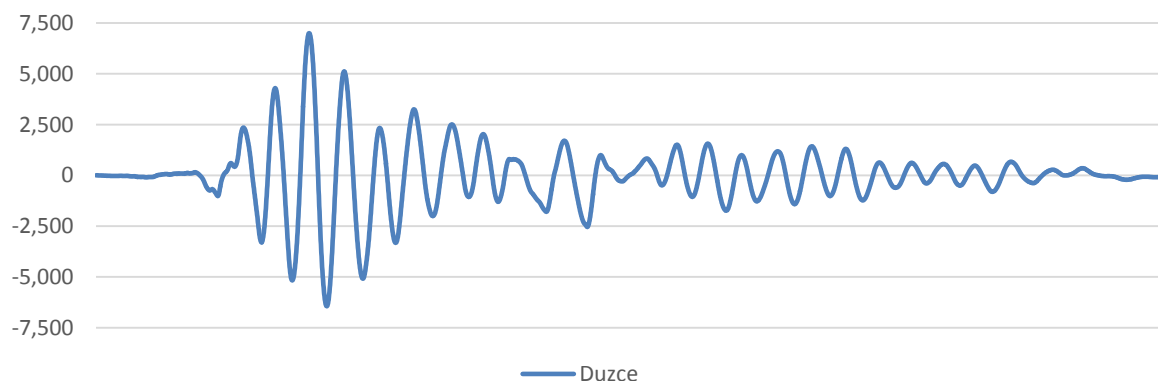


Gráfico 26 – Resposta temporal de um momento para o caso do depósito cheio.

Mais uma vez, em relação aos *time history* anteriores, este sofre uma amplificação considerável da resposta em situação de cheio, aonde atinge um máximo de 7003kN.m, cerca de 100% de acréscimo em relação a situação de depósito vazio e de 39% em relação ao registo máximo em meio cheio.

Por fim na avaliação quanto aos momentos na viga anel circular basta-nos comparar o registo de *Duzce* com os restantes,

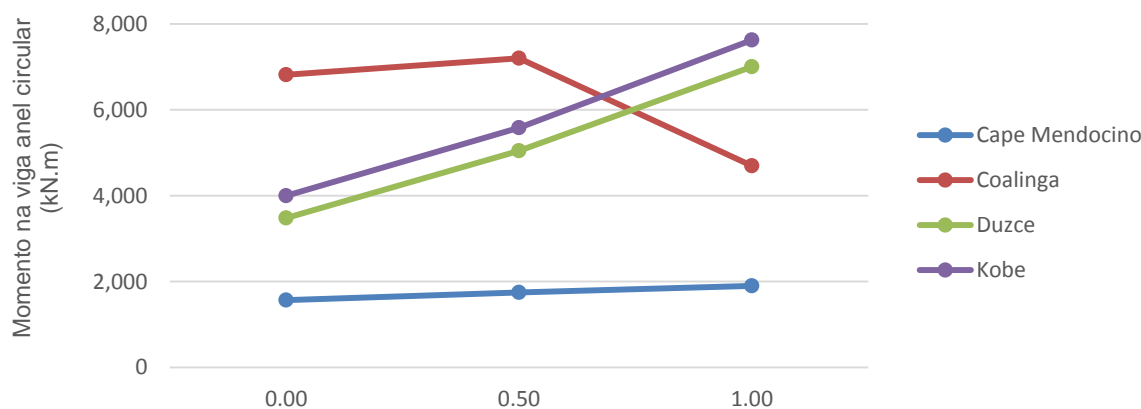


Gráfico 27 - Variação de máximos dos registos da tabela acima apresentada em função da % de água no depósito.

Em termos de grafismo, não considerando as quantidades, o gráfico é muito similar ao descrito quanto a força de corte neste mesmo elemento, apenas realçando a diferença no caso do registo de *Coalinga* aonde a resposta máxima se efetuava com depósito vazio na análise das forças de corte embora no gráfico acima tal situação não ocorra, o valor máximo aparece para a situação meio cheio.

Considerando a ordem de grandeza das quantidades, é de realçar que os valores dos momentos são muito maiores para os sismos de *Coalinga*, *Duzce* e *Kobe*, tal como aconteceu anteriormente e também existe conformidade na situação de resposta máxima do sismo de *Coalinga* aonde mais uma vez verifica-se um forte decréscimo para o caso de reservatório cheio.

#### 4.7.1.1.3 Momento basal

As respostas temporais a apresentar apoiam-se nos procedimentos que se desenvolveram para os *time history* relativos ao momento da viga circular anel, pois trata-se também de um momento mas este localizado na zona da base da estrutura ou seja, a zona que fundação da mesma. Assim para reformular as respostas bastou apenas considerar-se adicionalmente as massas dos elementos constituintes do portico tridimensional como os pilares e vigas, resultando a massa do suporte, aonde nesta apenas foi considerada um terço do seu valor. Considera-se assim que os restantes dois terços são absorvidos pela rigidez do solo logo não vão entrar para o cálculo das forças e dos momentos da estrutura, isto de acordo com a teoria que *Housner* que se apresentou para tanques elevados de água.

Desenvolvendo este processo através de uma folha de cálculo, realizou-se um somatório das multiplicações da massa dos elementos pela aceleração absoluta e pelos respetivos braços desde a fundação até ao centro de gravidade da componente considerada, resultando as respostas temporais dos momentos basais para as situações já citadas: vazio, meio cheio e cheio.

Em seguida apresenta-se o gráfico relativo a situação de depósito vazio para o registo de Duzce,

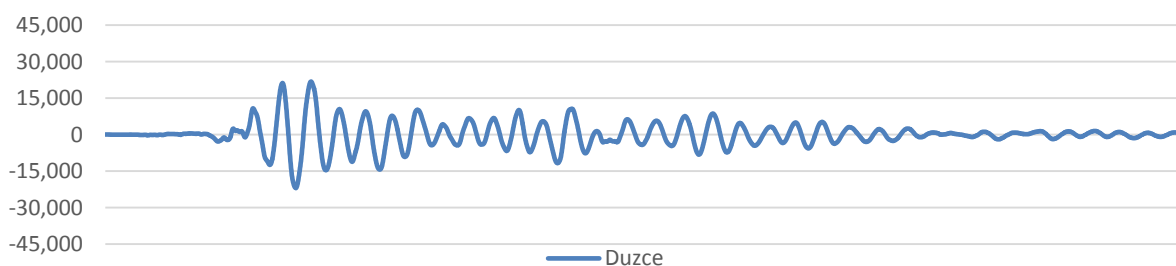


Gráfico 28 – Resposta temporal do momento basal para o depósito vazio.

O gráfico apresentado encontra-se estabelecido em unidades do sistema internacional, aonde a ordenada em *kN.m* e as abcissas em *segundos*, ou seja, momento em função do tempo. O valor máximo desta resposta estrutural localizada na base sob uma ação dinâmica dá-se para 22013kN.m, isto na situação de ausência de água no reservatório.

Em seguida, apresenta-se o *time history* que explicita a resposta dinâmica em quantidade de momento basal para a situação de tanque meio cheio,

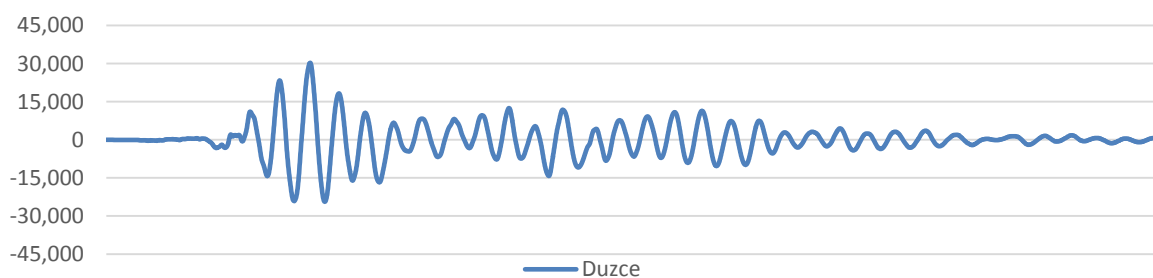


Gráfico 29 – Resposta temporal do momento basal para o depósito meio cheio.

A resposta máxima do *time history* é de 30295kN.m, cerca de 38% de acréscimo em relação a situação de momento basal na situação de vazio, o que é razoável dado a inserção de massa líquida no reservatório.

Para finalizar a análise de momentos basais em ordem ao tempo, resta apresentar a situação de tanque cheio,

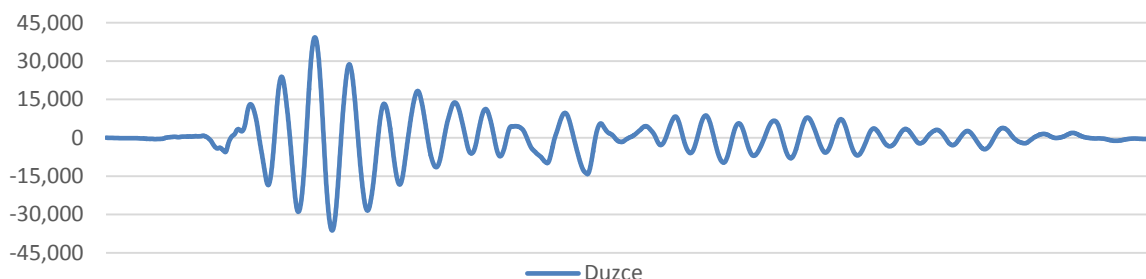


Gráfico 30 – Resposta temporal do momento basal para o depósito cheio.

A resposta máxima neste caso é de 39296kN.m, sendo um acréscimo de 79% em comparação com o depósito vazio e um acréscimo de 30% com o depósito meio cheio. Pode-se concluir que se encontra em conformidade com o que se apresentou anteriormente nas situação dos *time history* relativos á força de corte e ao momento na zona da viga anel circular.

Para fechar a análise quanto aos momentos basais apresenta-se os resultados das respostas máximas para outros registos sísmicos.

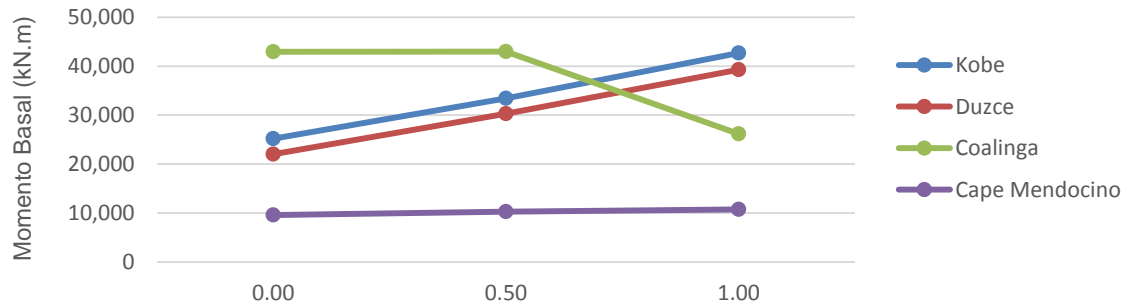


Gráfico 31 - Variação de máximos dos registos da tabela acima apresentada em função da % de água no depósito.

Os registos apresentados acima estão em sintonia com as restantes análises de quantidades anteriormente apresentadas, aonde o sismo de *Kobe* e *Duzce* apresentam a mesma variação de momento basal. O registo de *Cape Mendocino* continua a ser o registo com menor intensidade a nível de momentos gerados e também aonde a adição de massa líquida não provoca significativa variação a nível dos momentos basais. Quando se abordar o espectro das amplitudes de Fourier do registo sísmico, será apresentada a localização das situações das frequências de meio cheio e cheio no respetivo espectro.

#### 4.7.1.1.4 Deslocamentos

Neste ponto avaliam-se os deslocamentos obtidos na estrutura sob a análise *time history* com registos sísmicos, dando especial ênfase ao registo de *Duzce*. A avaliação é feita através de gráficos do deslocamento absoluto ou relativo para vários parâmetros como a altura do tanque elevado, a duração do registo ou a quantidade de água no depósito. Assim, os deslocamentos considerados podem ser de natureza relativa ou seja, apenas os deslocamentos intrinsecamente ligados aos *drifts* da estrutura, ou de ordem absoluta que resulta da adição dos deslocamentos sofridos pelo terreno com os deslocamentos relativos do tanque elevado.

Abaixo apresenta-se um gráfico composto pelo deslocamento absoluto no ponto mais alto do tanque elevado em função do tempo, na situação de depósito cheio pois verificou-se que a resposta máxima dá-se neste caso.

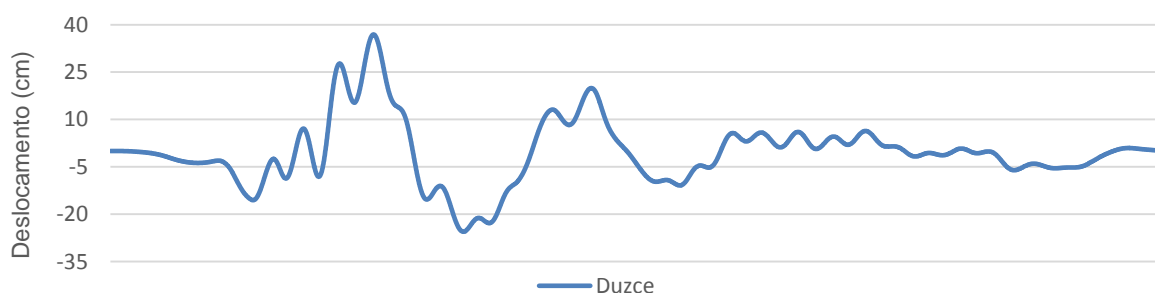


Gráfico 32 – Deslocamento absoluto do ponto mais alto da cúpula de cobertura na situação de tanque cheio.

Através do gráfico ilustrado retirou-se o valor do deslocamento máximo de 36.16 centímetros, aonde este é cerca de 13% superior a situação em reservatório vazio e 20% superior á resposta máxima em reservatório meio cheio. Dado que o tanque apresenta uma altura na ordem dos 25 metros, pode-se dizer que os deslocamentos apresentados são bastante consideráveis.

Em seguida tendo em conta os vários sismos, apresenta-se as respostas dos deslocamentos máximos absolutos para as três situações de quantidade de água,

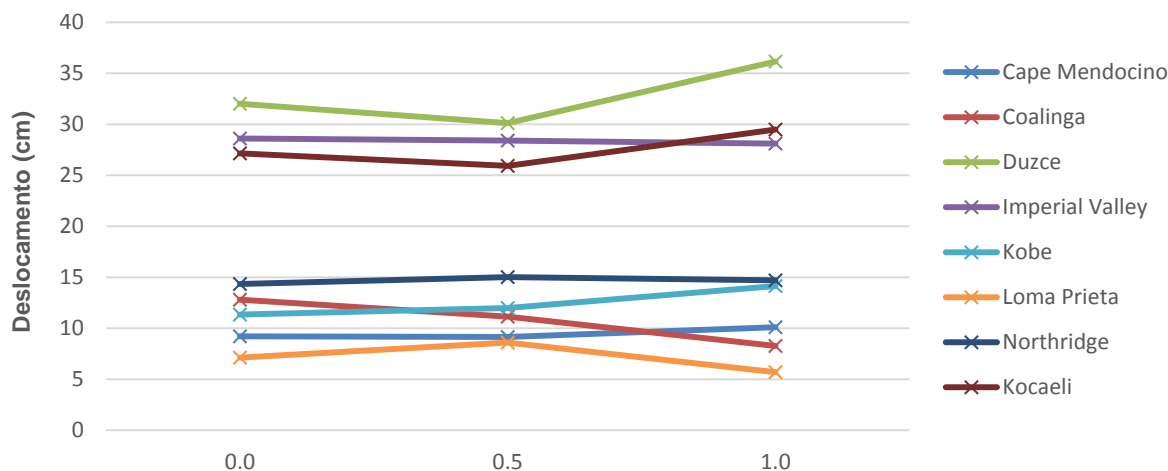


Gráfico 33 – Variação dos deslocamentos absolutos na viga anel circular para os diferentes sismos em função da quantidade de água no reservatório.

Como se pode verificar, existe uma divisão em dois grupos a nível da sua ordem de grandeza. O registo associado ao sismo de *Duzce* é aquele que obtém os maiores deslocamentos absolutos. A sua variação com a quantidade de água no depósito é muito similar á do registo de *Kocaeli*, pois devido a estes encontrarem-se localizados em zonas muito próximas logo assumindo um comportamento muito idêntico, apenas existindo a diferenciação a nível da intensidade de cada um.

A nível da resposta máxima para a situação de meio cheio, os sismos de *Northridge* e de *Loma Prieta* veem as suas respostas maximizadas nessa situação. A maximização da resposta para a situação de vazio ocorre apenas no registo de *Coalinga* aonde este já apresentava máximos quanto as quantidades sísmicas. Sem grande alteração com a adição da massa líquida existem os registos de *Cape Mendocino* e o de *Imperial Valley*, sendo que o primeiro está de acordo com a análise feita quanto às quantidades sísmicas calculadas anteriormente.

Em seguida, apresenta-se os deslocamentos relativos da estrutura em função da altura do tanque elevado para as três situações de estudo, isto de acordo com o registo escolhido para alvo desta avaliação, *Duzce*.

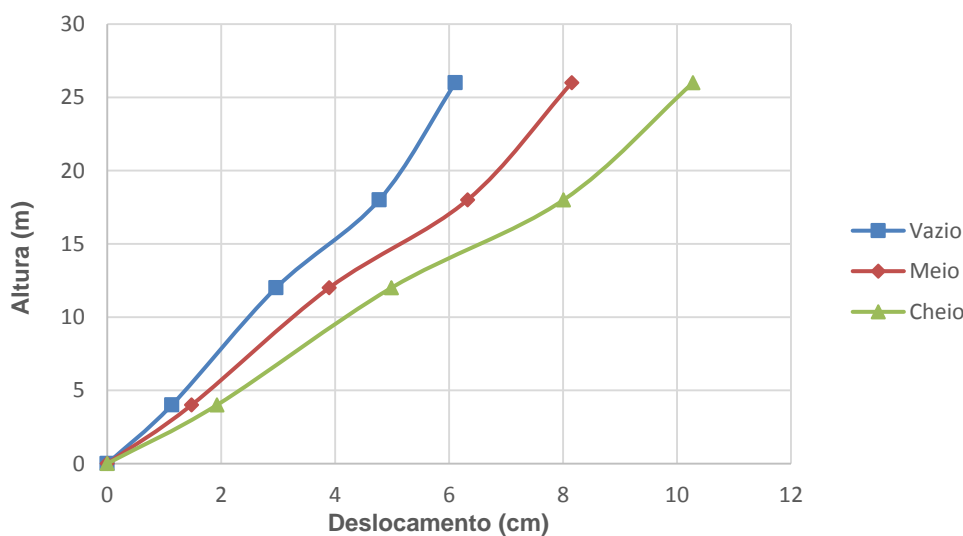


Gráfico 34 – Variação dos deslocamentos relativos na estrutura ao longo da altura.

Assim, em sintonia com o deslocamento absoluto, a máxima resposta encontra-se na situação de reservatório cheio, assim existem deslocamentos consideráveis até cerca de 16 metros pois nessa altura encontra-se a máxima dimensão do portico tridimensional e a partir desta inicia-se o depósito, este pode-se considerar simplificadamente como um elemento muito rígido, logo sem capacidade de formar grandes deslocamentos.

A resposta máxima apresenta um deslocamento relativo um pouco maior de dez centímetros para a situação de cheio, representando um acréscimo de mais de quatro centímetros em comparação com a situação de vazio devido á adição da massa líquida.

Após visualização do gráfico é de salientar que os maiores *drifts* dar-se-ão a nível dos entre pisos no portico, mais propriamente entre o 1º e o 2º piso com uma grandeza a rondar os 3 centímetros.

Para finalizar a avaliação *time history* associada a deslocamentos no depósito suportado por um portico tridimensional composto por 6 colunas, apresentou-se mais um gráfico para demonstrar a diferença entre a função do deslocamento relativo no ponto mais alto do tanque elevado e a função do deslocamento da componente de massa líquida convectiva, isto em ordem do tempo para a situação de depósito da meia carga líquida.

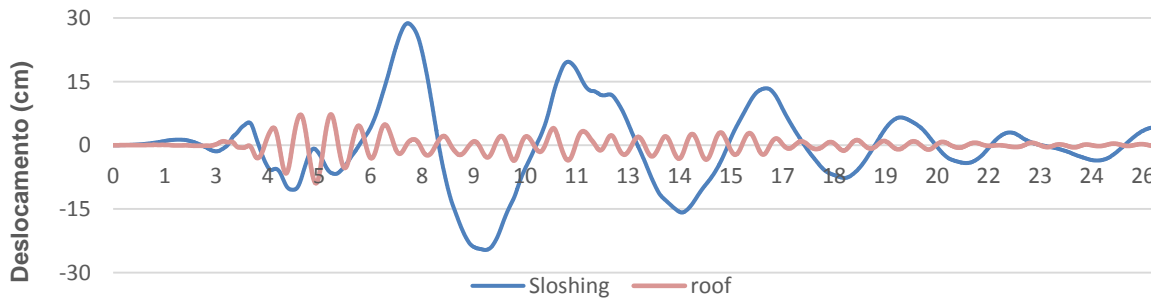


Gráfico 35 - Relação dos deslocamentos relativos entre a estrutura e o líquido oscilatório.

A realçar através da visualização do gráfico é a discrepância entre os dois tipos de deslocamentos relativos, sendo que um pode ser caracterizado como a resposta máxima do deslocamento em função do tempo na estrutura, pois trata-se do ponto mais alto da mesma e como já foi demonstrado anteriormente esse é o ponto de maior resposta a nível deslocamentos relativos. Em comparação a este encontra-se o deslocamento demonstrativo da oscilação do líquido contido no reservatório elevado, este apresentando valores máximos próximos de 30 centímetros.

Quanto ao momento da resposta máxima para os deslocamentos da estrutura dá-se numa altura diferente da resposta máxima para o líquido aonde a primeira acontece por volta dos 5 segundos e a segunda para cerca de 7 segundos.

#### 4.7.1.1.5 Comparação entre resultados de resposta temporal e espectral

Neste ponto segue-se a comparação entre resultados das análises de resposta espectral e *time history* para o caso tipo portico apresentado.

Após a avaliação das quantidades para cada uma das situações pode-se concluir que as quantidades calculadas no caso de resposta temporal apresentam valores superiores, resultado de uma atribuição de um coeficiente de comportamento na análise espectral que minora os esforços devido ao fator atribuir uma determinada capacidade de redundância na estrutura. Dado isto, caso se multiplique os esforços obtidos na análise espectral pelo coeficiente de comportamento **3.0**, estes vão apresentar uma ordem de grandeza superior aos da resposta temporal, o que seria um resultado espectável pois os espectros gerados de acordo com o EC8 são uma envolvente de vários acelerogramas, ou seja os casos mais desfavoráveis a considerar, isto considerando a mesma aceleração de pico para as duas análises.

Abaixo ilustra-se através de um quadro a situação exposta.

Tabela 21 – Comparação de esforços entre análises.

Análise		Corte Basal (kN)			Momento Basal (kN.m)		
		0.0	0.5	1.0	0.0	0.5	1.0
Espectral: Comb. SRSS	cálculo (c/ q)	806.03	996.68	1,123.13	12,945.37	15,654.59	19,207.85
	elástica (s/ q)	2,418.10	2,990.05	3,369.39	38,836.11	46,963.78	57,623.54
Temporal	Duzce	1,231.9	1,666.8	2,109.2	22,013.1	30,295.4	39,296.1
<b>Varição espectral vs temporal</b>		+51%	+56%	+63%	+57%	+65%	+68%

Tal como foi afirmado, os esforços espectrais elásticos ou seja sem a implementação do coeficiente de comportamento são cerca de 50% maiores que os esforços temporais para o registo de *Duzce*.

O quadro só representa a comparação para o sismo indicado, mas poderia ter sido realizada com a média dos oito registos sísmicos reais.

Quanto á comparação de deslocamentos obtidos entre as duas análises chegou-se a conclusão que os deslocamentos relativos retirados do *software SAP2000* no caso espectral não se encontram contabilizados com o fator de ductilidade pois estes são muito menores aos apresentados na resposta temporal. Caso se procedesse a multiplicação desses deslocamentos pelo coeficiente correspondente de **3.0**, estes seriam maiores que os da análise *time history*, e mais uma vez seria o resultado mais correto a ter em conta dado que a análise espectral representa a envolvente máxima dos esforços e dos deslocamentos máximos a obter.

Abaixo exemplifica-se a situação exposta pelo meio de um grafismo.

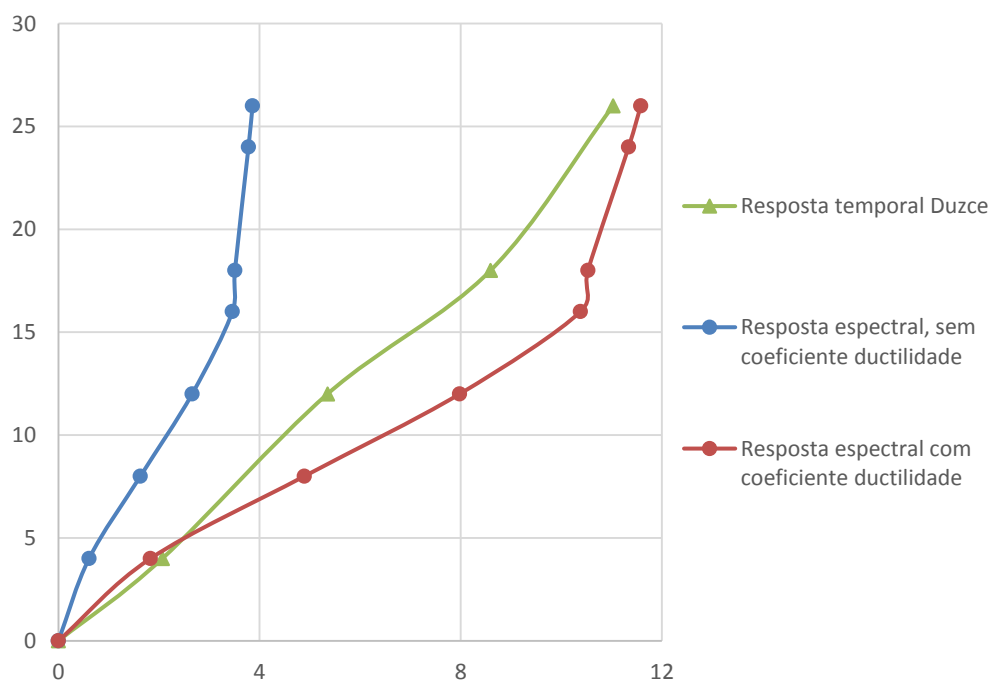


Gráfico 36 – Deslocamentos relativos da estrutura em situação depósito cheio e analisando comparativamente as diferentes análises.





O gráfico acima representa a quantidade momento basal sobre os diferentes níveis de água no reservatório elevado para os diferentes terremotos. Mais uma vez os valores máximos verificam-se para os sismos citados no gráfico das forças de corte basais, embora neste caso a ordem de grandeza seja muito maior pois trata-se de momentos. Assim os valores máximos de 33238kN.m, 51359kN.m e 97940kN.m são relativos a condições de reservatório vazio, meio e cheio. Por fim é de realce a forte discrepância entre o registo do sismo de *Kocaeli* e de *Loma Prieta* para os restantes em resposta de cheio.

Para finalizar o caso de estudo em suportes torres por análises *time history*, recorre-se a um gráfico que indica os diferentes deslocamentos para os registos estudados.

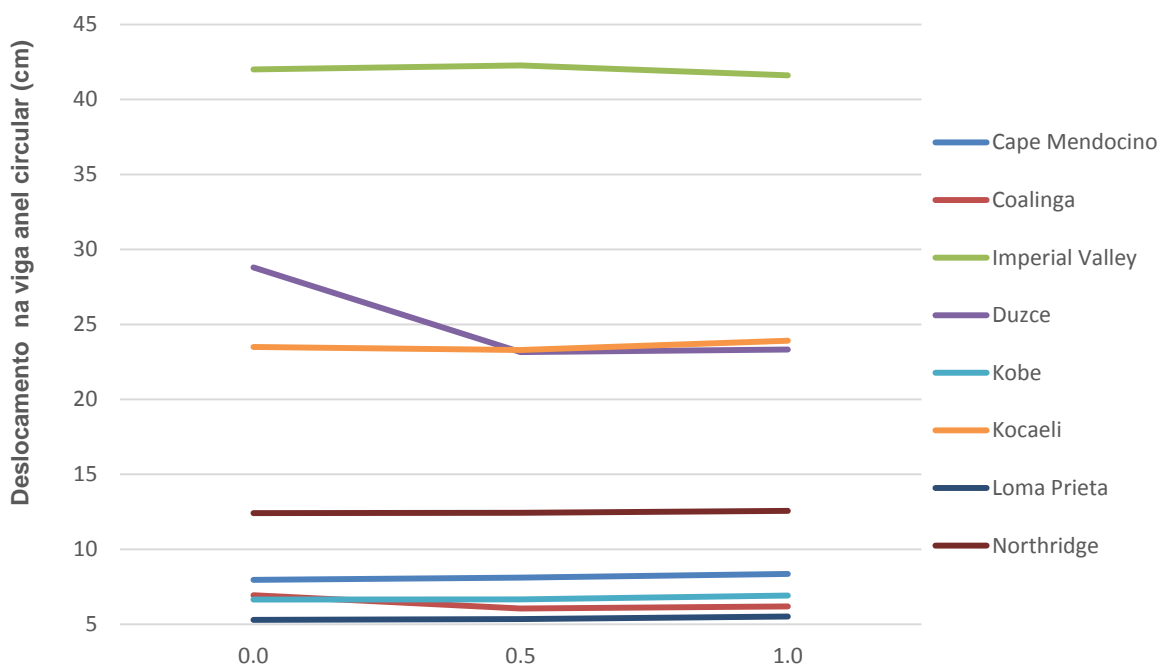


Gráfico 39 – Deslocamentos absolutos dos diferentes registos em função das diferentes quantidades de água adotadas.

No comentário a efetuar-se sobre o gráfico deve-se dar principal destaque á resposta da estrutura sobre o registo de *Imperial Valley*. Este apresenta os valores máximos com larga margem para as três situações de estudo do nível de água, com valores de 42cm, 42.3cm e 41.6cm para as situações de vazio, meio e cheio respetivamente.

É de notar a não variação dos deslocamentos em função do aumento da quantidade líquida no depósito, resultado da elevada rigidez do suporte que se estabelece como o principal fator a ter em consideração na avaliação da resposta estrutural.

#### 4.7.1.3 Comparação de resultados entre suporte torre e suporte portico

Neste ponto vai-se avaliar comparativamente os dois tipos de sistemas estruturais atrás estudados.

Quanto ao registo do sismo de *Cape Mendocino*, o esforço máximo de corte na base é cerca de três vezes maior no sistema tipo portico em relação ao tipo torre. Pode-se acrescentar que a adição de massa líquida no depósito não induz incrementos significantes a nível dos esforços e dos deslocamentos explicitados nas tabelas acima. Os deslocamentos a nível da viga anel circular apresentam maiores valores para o suporte portico pois este tem uma menor rigidez sob a aplicação de cargas laterais.

No sismo de *Coalinga*, a nível dos esforços, existe decréscimo da resposta máxima em condições de máximas de água para o caso do portico e um acréscimo da resposta na mesma condição para o caso da torre. O valor máximo permanece com variação nula para as respostas máximas de vazio e meio em ambos os casos. Quanto aos deslocamentos, estes são máximos no caso do portico pois este tipo de estrutura permite maiores deslocamentos devido a sua maior flexibilidade.

Na avaliação do registo de *Duzce*, a resposta máxima a nível de esforços efetua-se em condições de reservatório cheio em ambos os suportes, aonde o suporte tipo torre apresenta maiores esforços que o tipo portico. Em relação a sua variação das forças com o aumento do peso devido a inserção de líquido, no caso dos porticos a resposta cresce com a adição da massa, já no caso do tipo torre, a resposta é mínima em situação de meio cheio. Quanto aos deslocamentos, estes são condicionantes no caso do uso do portico e apresentando uma concordância a nível do crescimento dos deslocamentos com o aumento dos esforços.

No sismo de *Kobe*, tal como *Duzce*, existe um aumento dos esforços com a adição de massa, para ambas as situações. Os esforços são condicionantes em situação de cheio para o suporte torre, apresentando-se três vezes maiores em relação a situação de vazio. Nos deslocamentos, estes são similares em ambos os suportes a usar, como também não apresentam grande variação com o aumento ou diminuição da massa líquida do tanque elevado.

#### 4.8 ESPECTROS DOS REGISTOS SÍSMICOS CONSIDERADOS

Foram obtidos os espectros das designadas amplitudes de *Fourier versus frequência*, dos oito registos sísmicos considerados.

##### 4.8.1 RESULTADOS

Assim, com o recurso ao *software* matemático *Matlab* foi possível aplicar o algoritmo *FFT* aos diversos registos sísmicos utilizados na avaliação dos *time history*.

Abaixo apresenta-se os resultados da análise no domínio da frequência da função da amplitude de cada onda *Fourier* à frequência considerada para o caso das duas componentes do sinal do sismo de *Duzce*.

Neste gráfico seguinte, também é apresentada a janela da resposta do tanque.

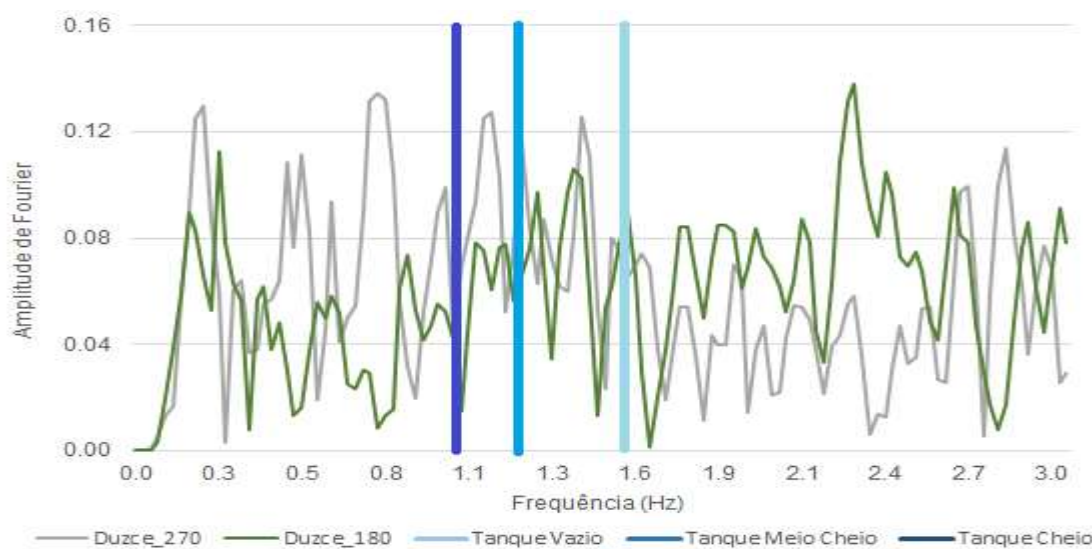


Gráfico 40 – Espectro das amplitudes de Fourier para as três situações de estudo no caso do suporte tipo portico com seis colunas.

Com esta análise é possível avaliar os intervalos em que se desenrolam as amplitudes de *Fourier*, isto enquadrando as situações de estudo do tanque elevado com suporte portico tridimensional. Assim, quanto maior for a amplitude de *Fourier* no intervalo, maior são os deslocamentos no tanque elevado a considerar.

Neste caso não existe discrepância de intensidades entre as componentes para respostas com tanque vazio até meio cheio pois ambos os períodos considerados apresentam sensivelmente as mesmas amplitudes. Mas na passagem da frequência da situação de meio para cheio existe uma maior resposta para a componente com direção 270 (cerca de 50% de diferença) que implicará maior resposta nesta componente

Agora segue-se para o caso do suporte tipo torre,

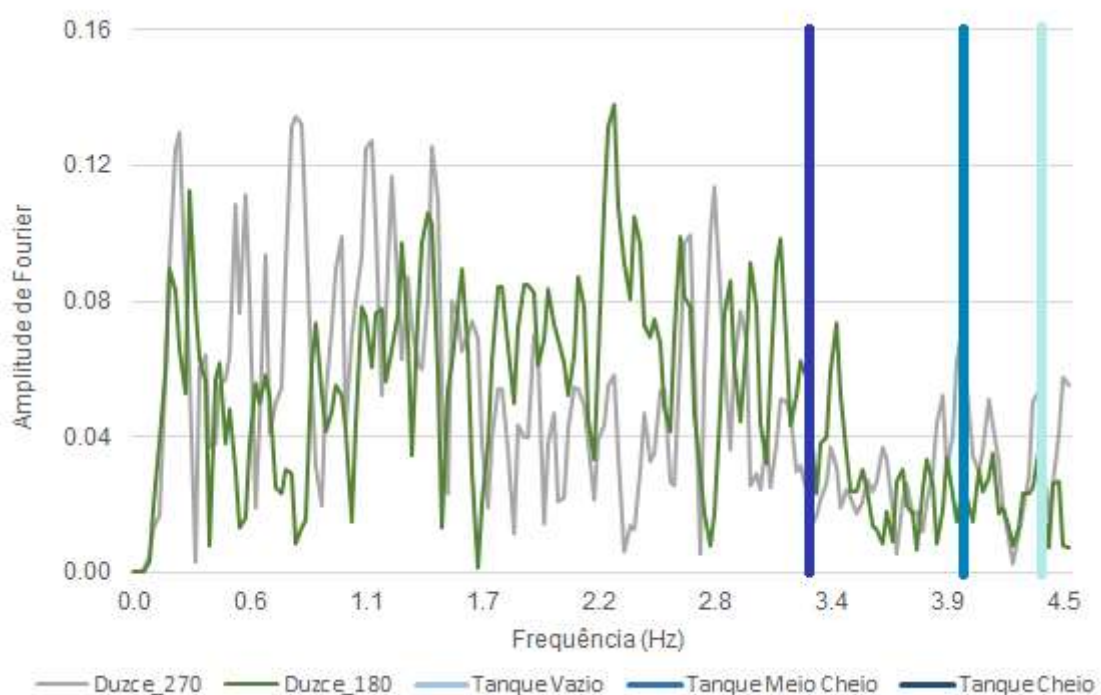


Gráfico 41 – Espectro das amplitudes de Fourier para as três situações de estudo no caso do suporte tipo torre.

A principal ilação a retirar do gráfico é a menor amplitude da onda no intervalo de frequência de funcionamento do tanque, em relação aos valores associados ao caso do suporte portico.

Quanto às componentes, estas apresentam novamente maior intensidade de sinal no caso do depósito cheio.

## 4.9 ANÁLISE PARAMÉTRICA

A elaboração da análise paramétrica apoia-se na formulação de *Housner* apresentada no capítulo de exposição da teoria, aonde foram geradas diversas folhas de cálculo com o objetivo de estudar uma vasta gama de tanques elevados.

Neste estudo efetuou-se diversas variações a nível de relações geométricas definidas previamente em ordem a cobrir a vasta gama de tanques comerciais e ainda a facilitar a interpolação dos resultados com diversas geometrias de outros estudos efetuados.

Assim obtém-se alguns rácios, bem como variáveis adimensionais resultantes da generalização das ações a calcular.

O carácter adimensional das quantidades dimensionadas como a força de corte basal e momento basal é alcançado por um processo de normalização, aonde a primeira resulta da divisão das forças de corte pelo peso total do tanque e a segunda dos momentos gerados divididos pelo produto do peso do tanque vezes o raio do tanque. Então pode afirmar que a generalização adimensional das ações constitui a base para a elaboração dos gráficos resultantes, estes constituídos por resultados normalizados.

Uma das relações fundamentais geométricas é relativa a esbelteza estrutural aonde se considera um fator de aspeto, que é a relação entre a altura do tanque e o raio do tanque,  $H/R$ , ou então a altura do tanque pelo diâmetro do tanque,  $H/D$ .

Também é corrente considerando o rácio entre o raio do tanque e a média da espessura da parede do tanque,  $R/t$  (ou utilizando o diâmetro do tanque,  $D/t$ ) sendo que estas relações geométricas se encontram intrinsecamente ligadas a avaliação da rigidez da parede do depósito. Pode-se afirmar que no caso de tanques constituídos por betão armado, como neste caso de estudo, a variação geométrica  $R/t$  ou  $D/t$  não se traduz em variação dos esforços pois a componente de interação líquido estrutura pode ser negligenciada nestes tanques devido a forte rigidez da parede do reservatório [22, 37].

Nos resultados a apresentar no ponto que se segue, considerou-se um depósito do tipo *Intze* tal como nas análises efetuadas atrás e um suporte do tipo portico tridimensional com seis pilares. A avaliação paramétrica vai ser feita a nível da variação da relação geométrica citada,  $H/R$ . Também se vai analisar a resposta sísmicas em função dos vários incrementos de alturas no suporte da estrutura, aonde se considerou alturas de 16, 20, 24 e 28 metros.

Os grafismos que se seguem também têm em consideração a quantidade de massa do suporte a considerar no cálculo, aonde de acordo com *Housner* deve-se aplicar 1/3 da massa do suporte no cálculo dos esforços da estrutura e os restantes 2/3 são absorvidos pela rigidez do terreno. Alternativamente, *Malhotra* afirma que a quantidade a usar para o cálculo deve ser de 2/3 da massa do suporte e o restante 1/3 é absorvido pelo terreno [26].

### 4.9.1.1 Diferentes relações geométricas no depósito

Os resultados obtidos por meio de folhas de cálculo são relativos ao dimensionamento de quantidades sísmicas normalizadas pelo modelo de duas massas de *Housner* e pelos espectros gerados de acordo



O gráfico encontra-se em concordância com os valores apresentados do anterior, pois a resposta máxima dá-se para a situação da ação tipo I e no método de *Housner*. Os valores apresentam um acréscimo com o aumento do parâmetro  $H/R$ , o que é viável pois quanto maior é o parâmetro, maior é quantidade de líquido contida no depósito, logo maior vai ser a sua resposta.

Agora graficamente a mesma situação mas com a altura do depósito a ter cerca de 8 metros. Assim a força de corte normalizada,

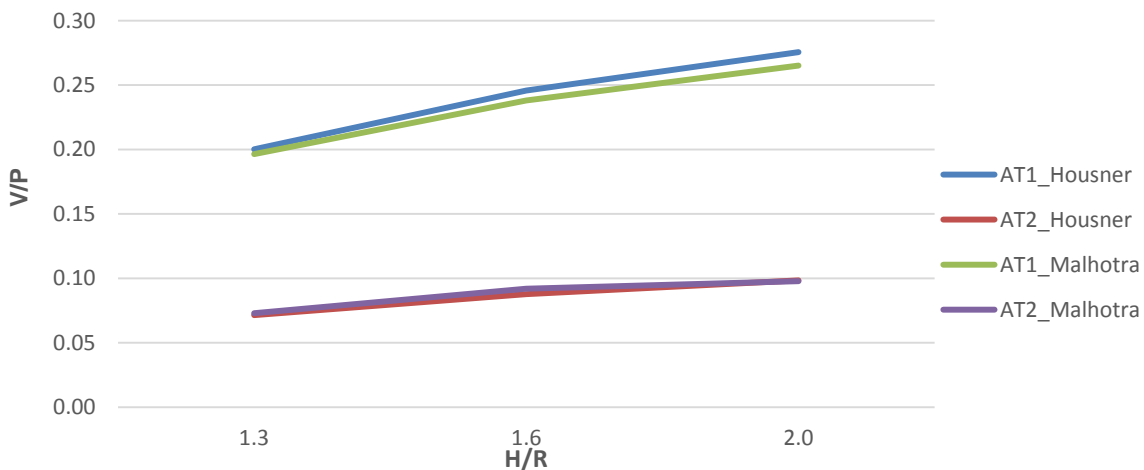


Gráfico 44 - Força de corte basal normalizada para a formulação de *Malhotra* e de *Housner* considerando o *EC8* e variando o parâmetro geométrico  $H/R$ .

Resposta máxima em sintonia com a situação do tanque com 6 metros de altura. Quanto aos momentos normalizados,

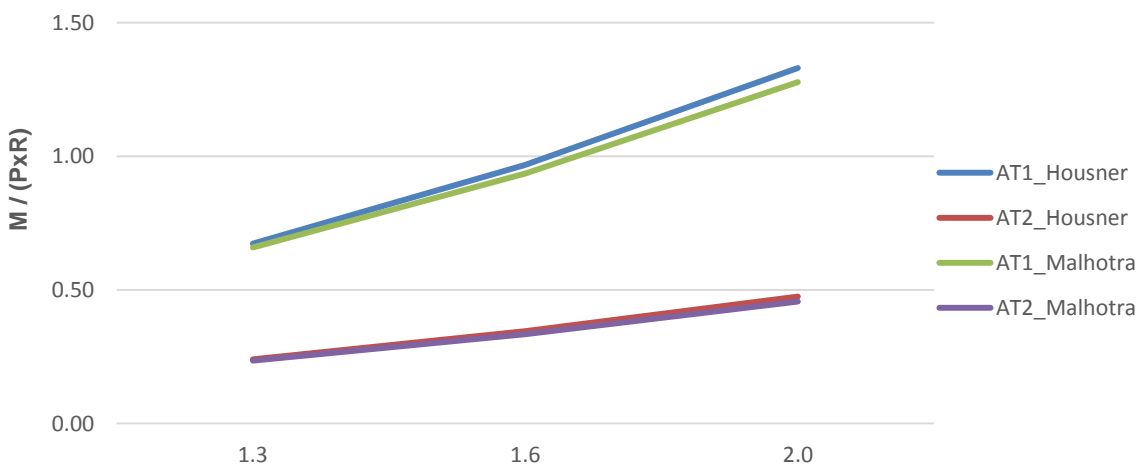


Gráfico 45 - Momento basal normalizado para a formulação de *Malhotra* e de *Housner* considerando o *EC8* e variando o parâmetro geométrico  $H/R$ .

Em seguida o mesmo caso mas com a altura do depósito a ter cerca de 10 metros. Assim a força de corte normalizada,

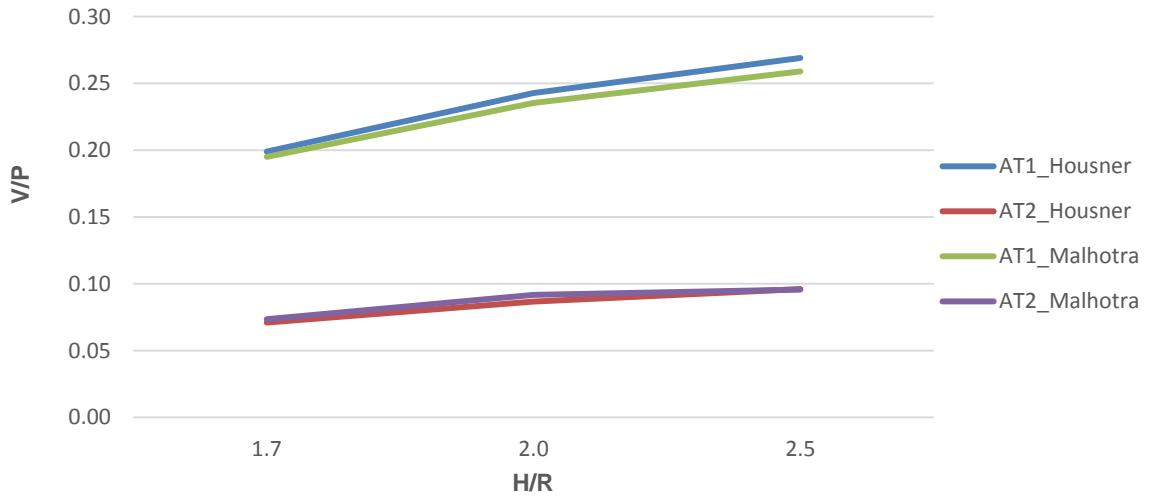


Gráfico 46 - Força de corte basal normalizada para a formulação de *Malhotra* e de *Housner* considerando o EC8 e variando o parâmetro geométrico H/R.

Resposta máxima em sintonia com a situação do tanque com 6 e 8 metros de altura. Quanto aos momentos normalizados,

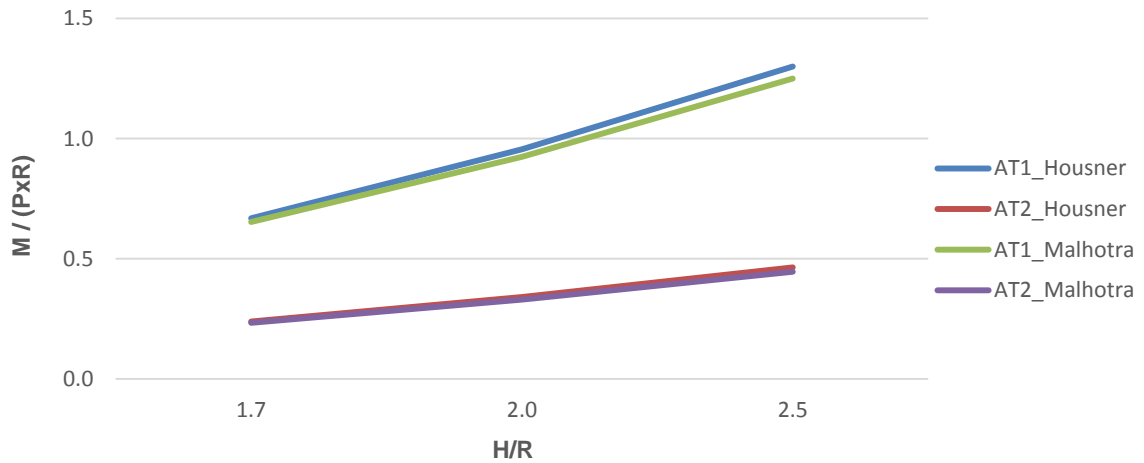


Gráfico 47 - Momento basal normalizado para a formulação de *Malhotra* e de *Housner* considerando o EC8 e variando o parâmetro geométrico H/R.

Após a exposição dos gráficos aonde a variação era relativa aos parâmetros H/D, procedeu-se ao fixar da constante  $H/D=2.0$  e fez-se variar o valor de H para se obter uma melhor percepção da alteração das quantidades sobre os diferentes valores de H adotados.

Assim abaixo o gráfico relativo a força de corte basal generalizada,

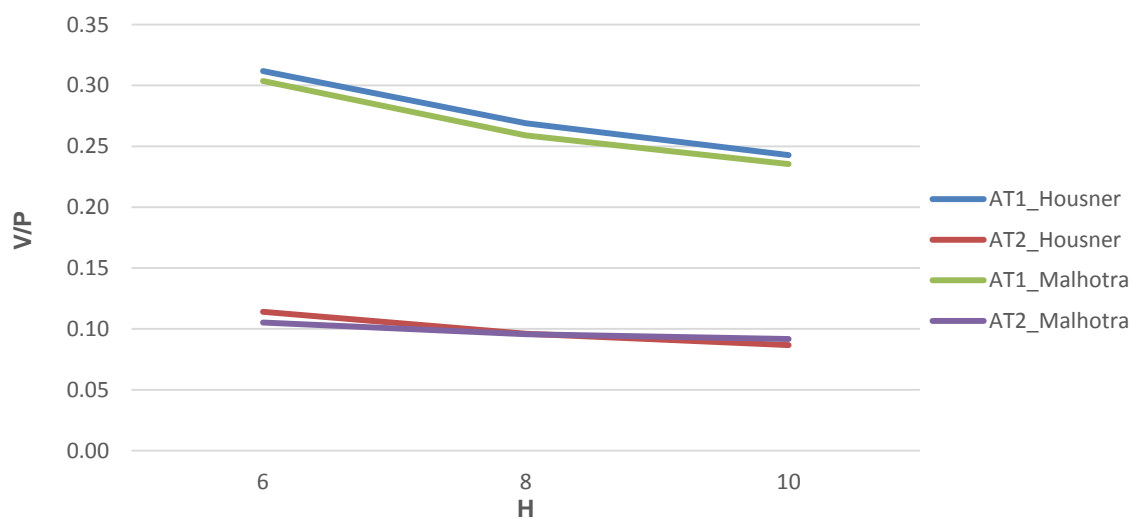


Gráfico 48 – Força de corte basal normalizada para a formulação de *Malhotra* e de *Housner* considerando o EC8 e variando a altura do depósito,  $H$ .

A resposta máxima verifica-se na situação do depósito com 6 metros de altura e 3 de raio, sendo que esta decresce com o aumento das dimensões do mesmo. Em concordância ao abordado, a resposta máxima dá-se em condições da ação tipo I pelo EC8.

Quanto aos momentos basais normalizados,

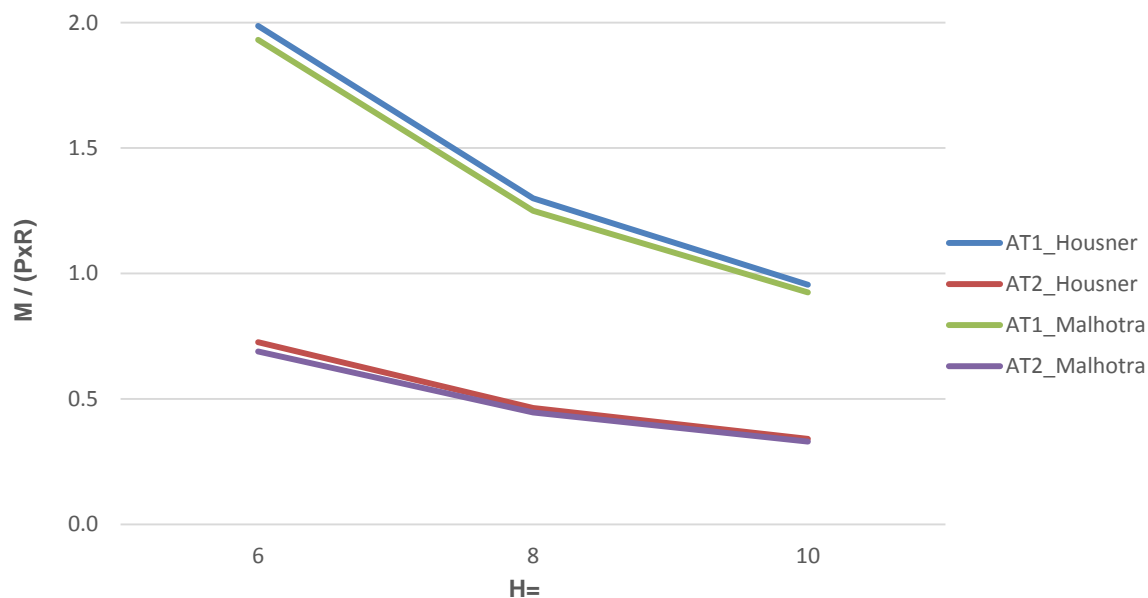


Gráfico 49 – Momento basal normalizado para a formulação de *Malhotra* e de *Housner* considerando o EC8 e variando a altura do depósito,  $H$ .

A resposta encontra-se na linha com a variação representada pelas forças de corte.

#### 4.9.1.2 Diferentes alturas da estrutura de suporte

Por fim avalia-se as quantidades em função das diferentes alturas do suporte do tipo portico. As gamas de valores referentes às alturas encontram-se espaçadas de 4 em 4 metros pois esse valor é correspondente a adição de mais um piso no portico. Assim, estabeleceu-se relações entre suportes com 4, 5, 6 e 7 pisos constituindo os porticos em estudo.

Tabela 23 – Períodos convectivos e impulsivos para um  $H=6m$ , de acordo com a teoria de Housner.

Para $H/R=2.0$		Altura do suporte (m)			
		16	20	24	28
Rigidez lateral (kN.m)		18271.5	13090.7	10233.3	8130.1
Períodos (seg.)	Tc	1.34	1.34	1.34	1.34
	Ti	0.78	0.94	1.08	1.23

Segundo os dados apresentados na tabela acima, pode-se constatar que os valores referentes a parcela convectiva permanecem estáticos devido a não alteração da quantidade mássica líquida oscilatória no reservatório. Quanto aos valores associados ao modo impulsivo da estrutura, estes sofrem sucessivos aumentos com o decréscimo da rigidez do suporte estrutural,  $K_s$ , pois quanto maior em altura for o suporte de apoio ao depósito, mais flexível é a nossa estrutura, logo apresentando menor frequência.

Em seguida, considerando uma análise espectral de acordo com o EC8 e retirando as acelerações relativas aos períodos dos espectros apresentados atrás associados á ação tipo I e II resultando as seguintes acelerações,

Tabela 24 – Aceleração espectral em função da ação tipo I e II para os modos de deformação de acordo Housner.

Para $H/R=2.0$		Altura do suporte (m)							
		16		20		24		28	
		Tc	Ti	Tc	Ti	Tc	Ti	Tc	Ti
Ação tipo I ( $m/s^2$ )		5.943	3.311	5.943	2.827	5.943	2.459	5.943	2.159
Ação tipo II ( $m/s^2$ )		2.122	1.212	2.122	1.009	2.122	0.878	2.122	0.771

É notório para o modo impulsivo, o decréscimo das acelerações em função do aumento dos períodos, tanto no espectro gerado para a ação I como na ação II. A razão deve-se aos períodos obtidos encontrarem-se no ramo da velocidade constante do espectro tipo EC8. No modo convectivo os valores são idênticos para a mesma ação devido ao período não apresentar variação.

Calculando as quantidades sísmicas pelas fórmulas expostas no capítulo da formulação de Housner e aplicando a combinação sugerida pelo autor, SRSS, obtém-se os valores a normalizar pelo peso da estrutura, caso se trate da força de corte ou pelo produto do peso da estrutura vezes o raio do tanque considerado, caso se trate de um momento.

Gerados os resultados, apresentam-se os gráficos associados aos valores acima referidos aonde se fixou uma variável geométrica, a de  $H=6m$ .

Assim o gráfico associado a força de corte basal normalizada para a ação tipo I,

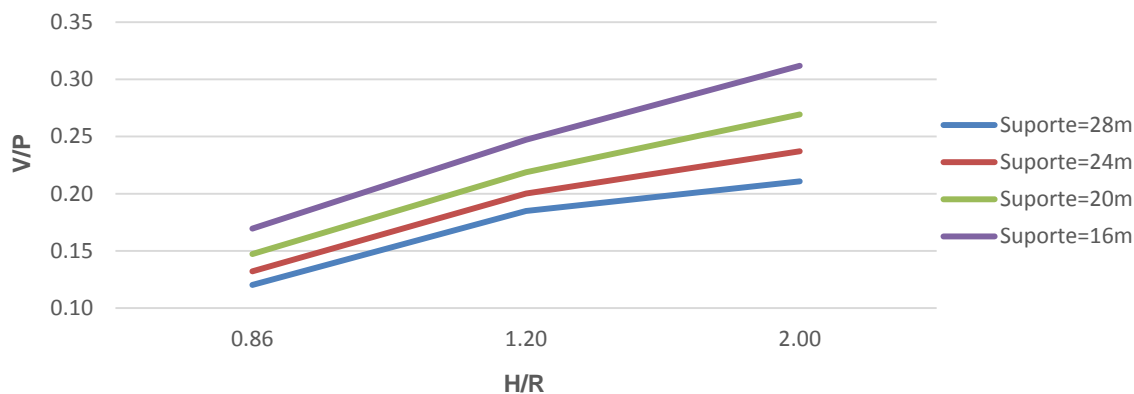


Gráfico 50 – Força de corte basal normalizada pelo *EC8*, ação tipo I sob diferentes alturas de um suporte de reservatório, variando o parâmetro geométrico  $H/R$ .

Como seria de esperar, a resposta máxima é obtida para o suporte de maior rigidez devido a este apresentar um valor de aceleração espectral superior. Assim, conforme o incremento da flexibilidade nos suportes, estes vão resultando em menores valores de força de corte basal normalizada. Quanto a relação  $H/R$ , esta gera maiores quantidades em função do aumento do parâmetro geométrico.

O momento basal normalizado para a ação tipo I,

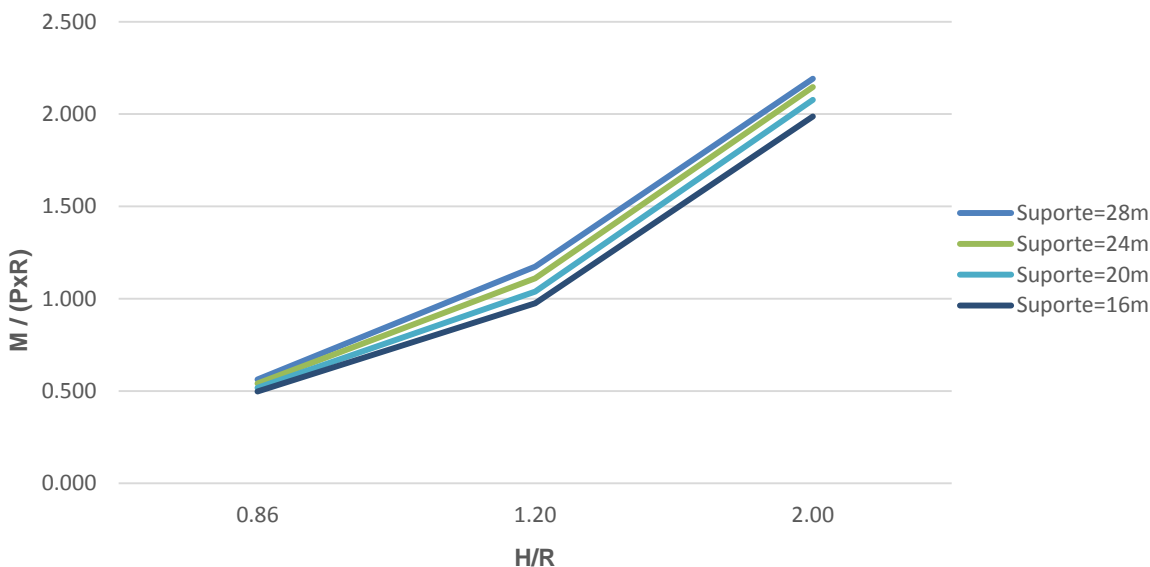


Gráfico 51 - Momento basal normalizado pelo *EC8*, ação tipo I sob diferentes alturas de um suporte de reservatório, variando o parâmetro geométrico  $H/R$ .

A avaliação do grafismo acima conclui que para a resposta máxima das forças de corte normalizadas, neste caso o suporte de 16m, obtém-se a menor resposta para os momentos basais normalizados, o que é viável devido ao suporte apresentar uma menor massa em relação á suportes com uma dimensão de maior altura.

Assim a força de corte basal normalizada para a ação tipo II,

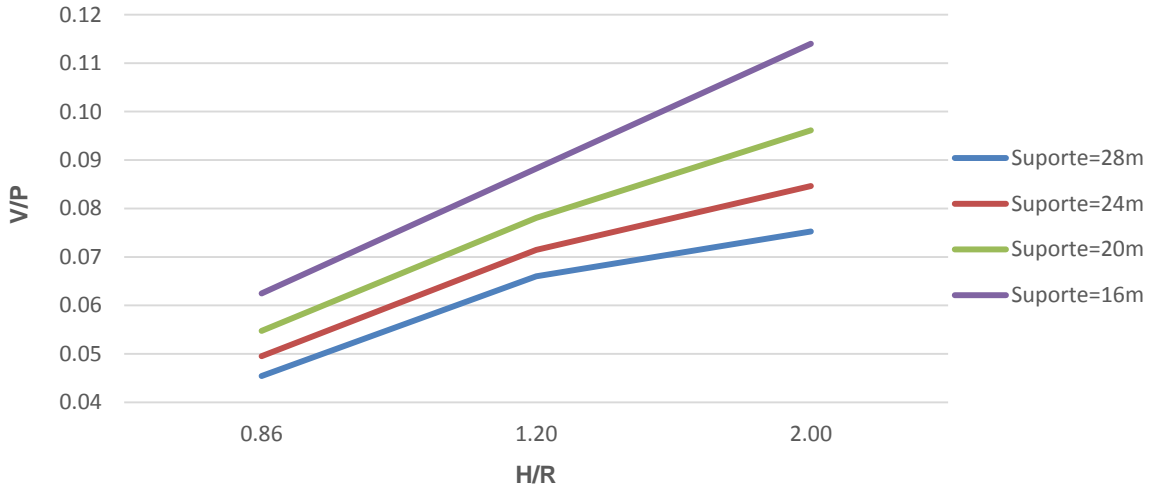


Gráfico 52 - Força de corte basal normalizada pelo EC8, ação tipo II sob diferentes alturas de um suporte de reservatório, variando o parâmetro geométrico  $H/R$ .

A principal ilação a retirar é a ordem de grandeza da força de corte normalizada em função de um espectro do tipo ação tipo II é menor a da ação tipo I, logo comparados os gráficos, os valores máximos são obtidos em função dos espectros gerados conforme a ação tipo I. Também se pode salientiar uma variação similar no comportamento dos gráficos citados.

O momento basal normalizado para a ação tipo II,

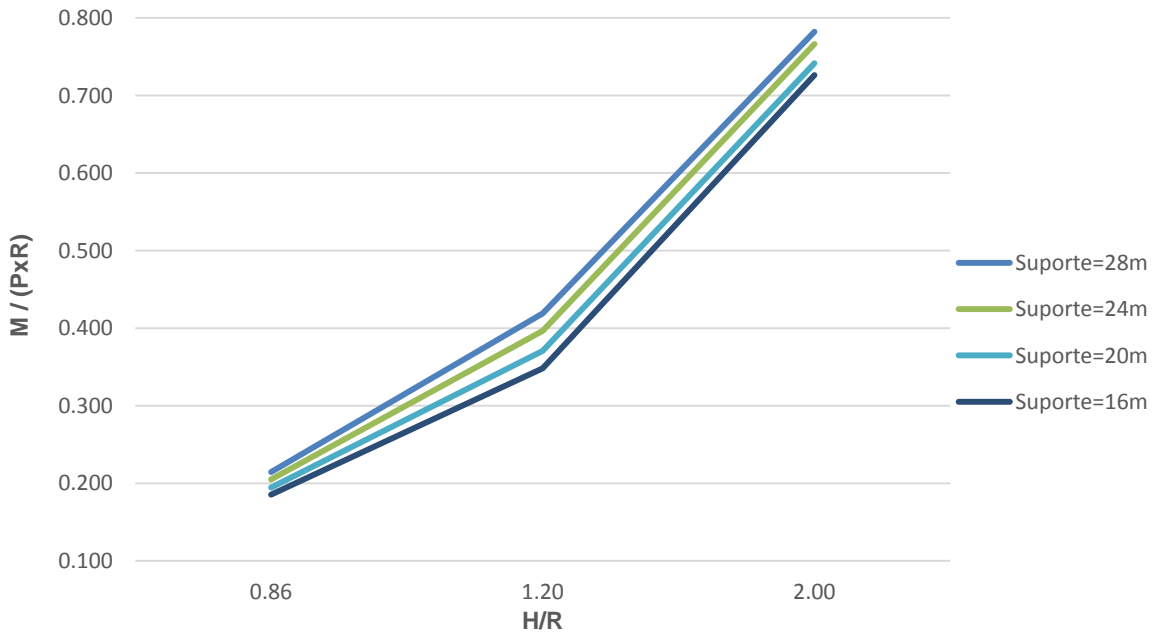


Gráfico 53 - Momento basal normalizado pelo EC8, ação tipo II sob diferentes alturas de um suporte de reservatório, variando o parâmetro geométrico  $H/R$ .

Tal como para a ação tipo I, o suporte de maior resposta a nível dos momentos basais normalizados é o suporte de menor resposta para as forças de corte normalizadas e identicamente ao verificado na força de corte normalizada da ação tipo II, a ordem de grandeza é menor nos momentos normalizados gerados pela ação tipo II invés da ação tipo I.

Para finalizar esta análise paramétrica, procedeu-se ao fixar do parâmetro geométrico  $H/R=2$ , mas continuando-se a fixar a variável  $H=6m$ . Os resultados obtidos estão em função da altura do suporte e da diferenciação da ação tipo I e II, para teoria de *Housner* ou *Malhotra*.

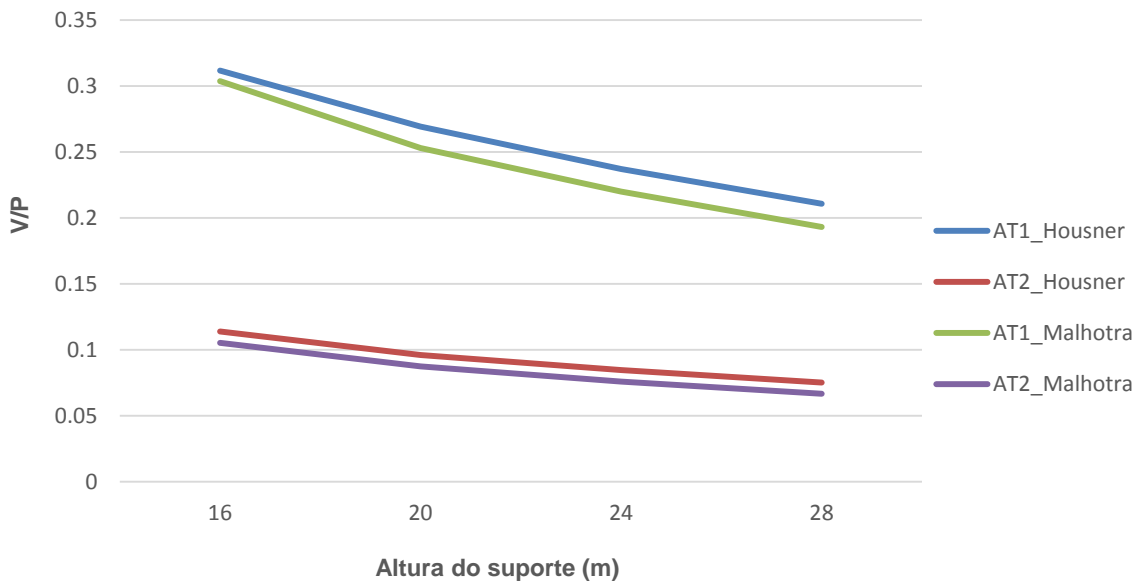


Gráfico 54 – Força de corte basal normalizada para a formulação de *Malhotra* e de *Housner* pelo *EC8*, ação tipo I e II em função das diferentes alturas a atribuir aos suportes do reservatório.

Assim, a maior resposta é atribuída em função da situação suporte com 16m para uma ação tipo I com 1/3 da massa a ser absorvida pelo solo, como é sugerido pela teoria de *Housner*. Tal como foi descrito atrás, a resposta a nível das forças de corte normalizadas decresce com o diminuir da rigidez, logo apresentando-se como bastante flexível para o caso de suporte com 28m. Os valores comparativamente para a situação *Housner* e *Malhotra*, apresentam maiores valores para *Housner* devido a este apenas considerar 1/3 da massa absorvida pela rigidez do terreno, invés de *Malhotra* que sugere a introdução do valor de 2/3, resultando valores altamente discrepantes.

Por fim, segue-se o gráfico para os momentos basais normalizados na mesma situação atrás apresentada:

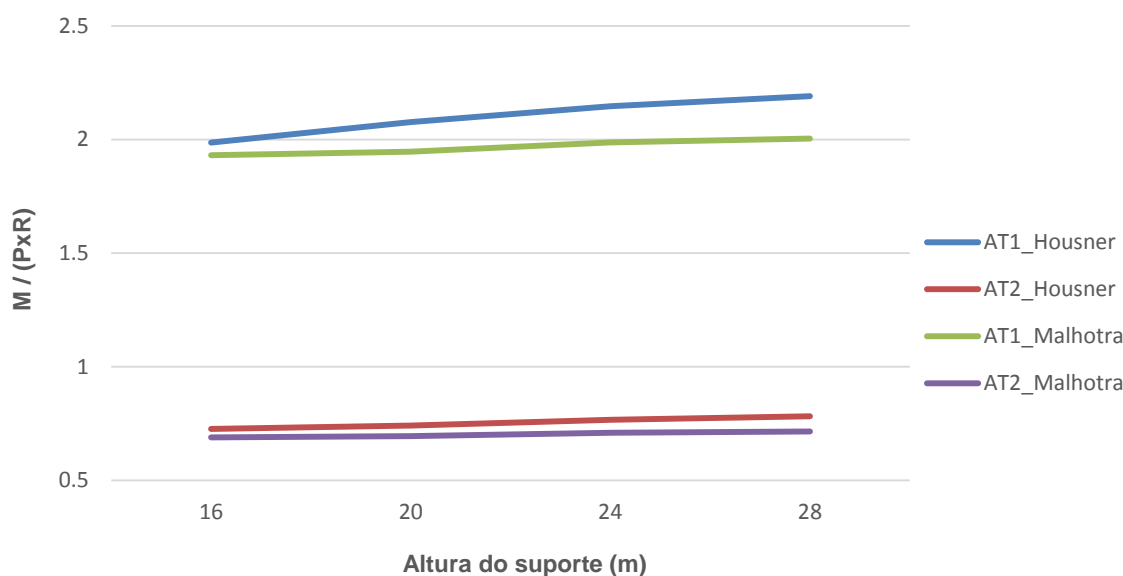


Gráfico 55 - Momento basal normalizado para a formulação de *Malhotra* e de *Housner* pelo *EC8*, ação tipo I e II em função das diferentes alturas a atribuir aos suportes do reservatório.

Nesta situação, a variação da altura dos suportes não induz significantes alterações a nível da intensidade da resposta, apenas se notando uma diferenciação a nível das teorias em uso, aonde mais uma vez uma resposta menor para a teoria de *Malhotra* devido a menor contabilização do peso do suporte do depósito.

A linha referente a "AT1\_Housner" apresenta um certo crescimento em função do aumento da altura do suporte, o que representa conformidade com os resultados atrás apresentados que davam uma resposta em crescimento desde suporte mais rígido para o mais flexível.

## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

### 5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objetivo principal desta dissertação consistiu no estudo das metodologias de análises dinâmicas em comportamento linear para o dimensionamento e verificação da segurança de tanques elevados sujeitos a ações sísmicas.

Com a modelação em *SAP2000* dos diferentes tanques elevados em betão armado foi possível avaliar a resposta dos mesmos para análises modais, espectrais e *time history*, aonde as principais ilações a retirar estão descritas abaixo.

No caso da análise de torção, como a estrutura é axissimétrica, os modos de deformação apresentam intensidades equivalentes em ambas as direções, estes com resposta principal por meio de translações. Também deve-se dar ênfase ao modo de torção devido apresentar um período bastante alto logo admitindo flexibilidade e deslocamentos consideráveis no suporte da estrutura, este independente da quantidade do líquido contido pelo reservatório. Foram executados diversos tipos de modelos, tendo-se estudado a sua resposta variando os tipos de suporte portico do tanque a nível da disposição geométrica e quantidade de pilares a implantar, aonde um maior número de pilares a suportar o depósito e uma introdução de inclinação nos mesmos traduz numa melhor resposta modal resultado da maior rigidez lateral. Posto isto, para um dimensionamento tendo em vista modos de deformação, é de considerar particularmente as respostas da estrutura sob efeitos de translação em ambas as direções e rotação em torno do eixo *Z* no plano horizontal.

Para se efetuar a análise *time history* recorreu se a vários registos temporais de sismos reais. Esta análise foi realizada considerando um comportamento linear e tendo em conta a combinação sísmica proposta pelo *EC8* e a *SRSS*. Avaliaram-se os resultados temporais para vários tipos de ações sísmicas, tendo-se comparado os máximos de cada resposta de cada registo sísmico. Pode-se constatar que a variação dos esforços para diferentes registos não se apresenta similar, comprovando-se a afirmação de que uma ação sísmica é altamente aleatória.

Quanto à análise espectral, de acordo com *EC8*, foram gerados espectros com diferentes coeficientes de ductilidade, estes em conformidade com as diferentes capacidades dissipadoras dos suportes de tanques a aplicar em Lisboa. Os resultados são obtidos para a base da estrutura sob forma de forças de corte basal e momento basal pela combinação *SRSS* e ditaram maiores esforços para o suporte tipo torre em consola devido à maior rigidez associada. É de assinalar que através do *software SAP2000*, os deslocamentos relativos não têm em conta o coeficiente de comportamento logo foi necessário realizar o produto dos resultados obtidos pelo coeficiente associado. Como seria de esperar, caso não se atribuísse um comportamento elasto-plástico à curva de capacidade da estrutura, estes resultados

deveriam ser a envolvente das diversas análises efetuadas no domínio do tempo como é o caso da *time history*.

Resumindo, com este trabalho foi possível obter um *know how* no campo da avaliação sísmica de estruturas axissimétricas e da sua modelação quer a nível numérico ou analítico, bem como a obtenção de conhecimento associados a *software* de cálculo estrutural.

Como a dissertação encontrava-se num campo conectado a dinâmica de estruturas foi possível rever em detalhe grande parte dos conteúdos lecionados na unidade curricular "*Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*", bem como aprofundar algumas partes de matérias lecionadas, como a integração direta nos domínios do tempo. É de salientar também a aplicação do algoritmo da análise *FFT* do programa matemático *MatLab*, para obter espectros da amplitude de *Fourier* dos registos sísmicos considerados.

Rematando, a grande mais-valia da elaboração desta dissertação centrou-se no desenvolvimento da capacidade de transcrever os resultados numéricos em variações de comportamentos da estrutura e a sua interpretação crítica.

## 5.2 RECOMENDAÇÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros, apresentam-se algumas recomendações na continuação deste estudo no âmbito dos tanques elevados em betão armado, tais como:

- Inclusão das metodologias do *IS 1893:1984* e do *EC8* para tanques elevados, e sua comparação com modelos de *Housner* aqui considerados;
- Inclusão de algum efeito de interação líquido estrutura, mesmo para tanques em betão armado e posterior comparação com os resultados aqui obtidos para avaliação e validade das simplificações utilizadas;
- O estudo de interação solo estrutura para diferentes solos e consequentemente diferentes espectros, e até mesmo para diferentes técnicas de fundação das estruturas em suporte portico ou em torre;
- No caso do estudo da interação solo estrutura, considerar também o estudo paramétrico de diferentes tanques com diferentes parâmetros geotécnicos.

## Bibliografia

- [1] Shakib, H.; Omidinasab, F.; Ahmadil, M. T., *Seismic demand evaluation of elevated reinforced concrete water tanks*. International journal of civil engineering, vol. 8, nº 3, pag.204-220, 2010.
- [2] Mangulkar Madhuri, N.; Gaikwad Madhukar, V., *Review on seismic analysis of elevated water tank*. International journal of civil engineering and technology, vol. 4, nº 2, pag.288-294, 2013.
- [3] Haroun, M. A.; Ellaithy, M. H., *Seismically induced fluid forces on elevated tanks*. Journal of Technical Topics in Civil Engineering, pag. 1-15, 1985.
- [4] Reshidat, R.M.; Sunna, H., *Behavior of elevated storage tanks during earthquake*. Proceeding of the 3rd US National Conference on Earthquake Engineering, pag.2143-2154, 1986.
- [5] Jain Sudhir K.; Sameer U.S., *Seismic Design of Frame Staging For Elevated Water Tank*. Ninth Symposium on Earthquake Engineering (9SEE-90), Roorkey, vol. 1, pag.14-16, 1990.
- [6] Sudhir K. Jain; M. S. Medhekar, *Proposed provisions for aseismic design of liquid storage tanks*. Journals of structural engineering, vol. 20, 1993.
- [7] Haroun, M.A.; Termaz, M.K., *Effects of soil-structure interaction effects on seismic response of elevated tanks*. Soil Dynamics Earthquake Engineering, pag. 37-86, 1992.
- [8] Dutta, S. C.; Jain, S. K.; Murty, C. V. R., *Alternate tank staging configurations with reduced torsional vulnerability*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol.19, pag.199–215, 2000a.
- [9] Dutta, S. C.; Jain, S. K.; Murty, C. V. R., *Assessing the seismic torsional vulnerability of elevated tanks with RC frame-type staging*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol.19, pag.183–197, 2000b.
- [10] Doğangün, A.; Livaoğlu, R., *A comparative study of the design spectra defined by Eurocode 8, UBC, IBC and Turkish Earthquake Code on R/C sample buildings*. Journal of Seismology, 2006.

- [11] Livaoglu, Ramazan; Dogangun, Adem, *Dynamic behaviour and seismic performance of elevated tanks due to ground types defined in EC8 and TEC06*. First European conference on earthquake engineering and seismology, 2006, Geneva, Switzerland.
- [12] S. A. Osman; O. Karim; A. Kasa, *Investigate The Seismic Response Of Elevated Concrete Water Tank*. Engineering Postgraduate Conference (EPC), 2008.
- [13] Gasparini, D. A.; Vanmarcke, E. H., *Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra*. Evaluation of Seismic Safety of Buildings Report No. 2, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, USA, 1976.
- [14] Hirde, Suchita; Hedao, Manoj, *Seismic performance of elevated water tanks*. International Journal of Advanced Engineering Research and Studies – IJAERS, vol. 1, pag.78-87, 2011.
- [15] Priestley, M. J. N.; Wood, J. H.; Davidson, B. J., *Seismic design of storage tanks*. Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering, vol. 19, nº 4, pag.272-284, 1986.
- [16] Uddin, Syed Said, *Seismic analysis of liquid storage tanks*. International journal of advanced trends in computer science and engineering, vol. 2, nº 1, pag.357-362, 2013.
- [17] Eidinger, John; Davis, Craig A., *Recent earthquakes: implications for U.S. water utilities*. Water research foundation, 2012.
- [18] Pinho, Leandro Ribeiro, *Projeto de tanques metálicos circulares de grandes dimensões sob ações regulamentares estáticas e sísmicas: a influência de fundações elásticas*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [19] American Lifelines Alliance, *Seismic fragility formulations for water systems*, Part 1 – Guideline, April 2001.
- [20] American Lifelines Alliance, *Seismic fragility formulations for water systems*, Part 2 – Appendices, April 2001.
- [21] [https://www.google.pt/search?q=damage+in+elevated+water+tank+kocaeli&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ei=uNOyU4GII4OThQeTh4GwDw&ved=0CAYQ\\_AUoAQ&biw=1366&bih=667](https://www.google.pt/search?q=damage+in+elevated+water+tank+kocaeli&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ei=uNOyU4GII4OThQeTh4GwDw&ved=0CAYQ_AUoAQ&biw=1366&bih=667)

[22] Barros, R. C.; *Seismic analysis and design of bottom supported anchored metallic tanks*. Edições INEGI, ISBN: 978-972-8826-18-5, pag.1-160, Porto, 2008.

[23] Soroushnia, Soheil; Tafreshi, Sh. Tavousi; Omidinasab, F.; Beheshtian, N.; Soroushnia, Sajad, *Seismic performance of reinforce concrete elevated water tanks with frame staging and exhibition damage pattern*. The twelfth east Asia-Pacific conference on structural engineering and construction, Procedia engineering, pag. 3076-3087, 2011.

[24] Eshghi, Sassan; Razzaghi, Mehran Seyed, *The behaviour of special structures during the Bam earthquake of 26 December 2003*. JSEE: Special issue on Bam earthquake, pag.197-207.

[25] Jabar, Ayazhussain M.; Patel H. S., *Seismic behaviour of reinforce concrete elevated water tank under different staging pattern and earthquake characteristics*. International journal of advanced engineering research and studies, vol. 1, nº 3, pag.293-296, 2012.

[26] National information center of earthquake engineering, *GSDMA - Guidelines for seismic design of liquid storage tanks*. Indian institute of technology Kanpur, 2007.

[27] Housner, G. W., *Dynamic analysis of fluids in containers subjected to acceleration*. Nuclear reactors and earthquake, report No. TID 7024, U.S. Atomic Energy Commission, Washington D.C, 1963.

[28] Housner, G. W., *The dynamic behaviour of water tanks*. Bulletin of seismological society of America, vol. 53, nº 2, pag.381-387, 1963.

[29] Algreane, Gareane A. I.; Osman, S. A.; Karim, Othman A.; Kasa, Anuar, *Dynamic behaviour of elevated concrete water tank with alternate impulsive mass configurations*. Proceedings of the 2<sup>nd</sup> WSEAS international conference on engineering mechanics, structures and engineering geology.

[30] [http://w3.ualg.pt/~jdias/GEOLAMB/GA5\\_Sismos/52\\_Sismologia/5203\\_OndasSismicas.html](http://w3.ualg.pt/~jdias/GEOLAMB/GA5_Sismos/52_Sismologia/5203_OndasSismicas.html).

[31] Datta, T. K., *Seismic analysis of structures*. Indian institute of technology Delhi, 2010.

[32] Eurocódigo 8, *Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. Comité Europeu de normalização, 2004.

[33] [http://help.solidworks.com/2012/Portuguese-brazilian/SolidWorks/cworks/Rayleigh\\_Damping.htm](http://help.solidworks.com/2012/Portuguese-brazilian/SolidWorks/cworks/Rayleigh_Damping.htm).

[34] Espada, Margarida Isabel Ramalho, *Desenvolvimento de modelos para análise dinâmica de estruturas. Aplicação a barragens de betão e estruturas auxiliares*. Dissertação de Mestrado, ISEL, 2010.

[35] Eurocode 8, *Design provisions for earthquake resistance of structures, Part4-Silos, tanks and pipelines*. European Committee for Standardization, Brussels, 2004.

[36] Computers and Structures, Inc., *CSI Analysis Reference Manual for SAP 2000*. Berkeley, CA, USA, 2007.

[37] Barros, R. C., *Parametric study of the seismic response of anchored metallic tanks by international design codes*. The 14<sup>th</sup> World conference on earthquake engineering, Beijing, 2008.

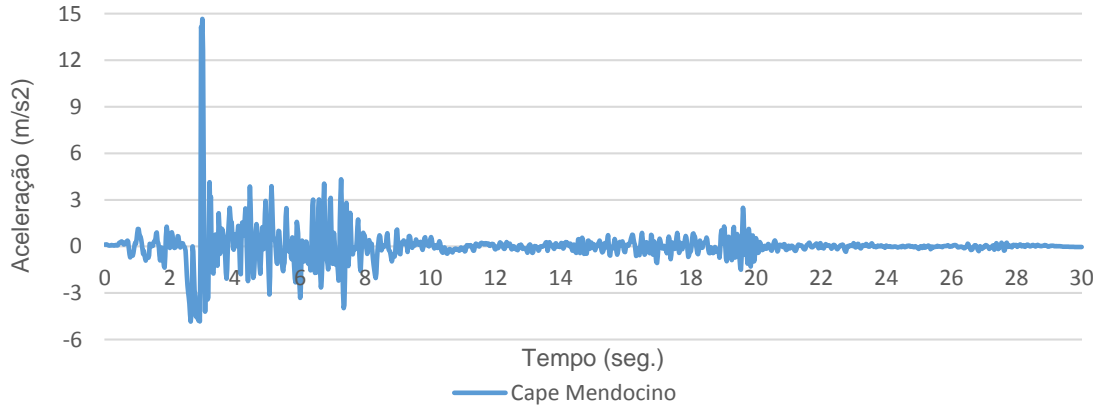
[38] [http://de.wikipedia.org/wiki/Otto\\_Intze](http://de.wikipedia.org/wiki/Otto_Intze).

# Anexos

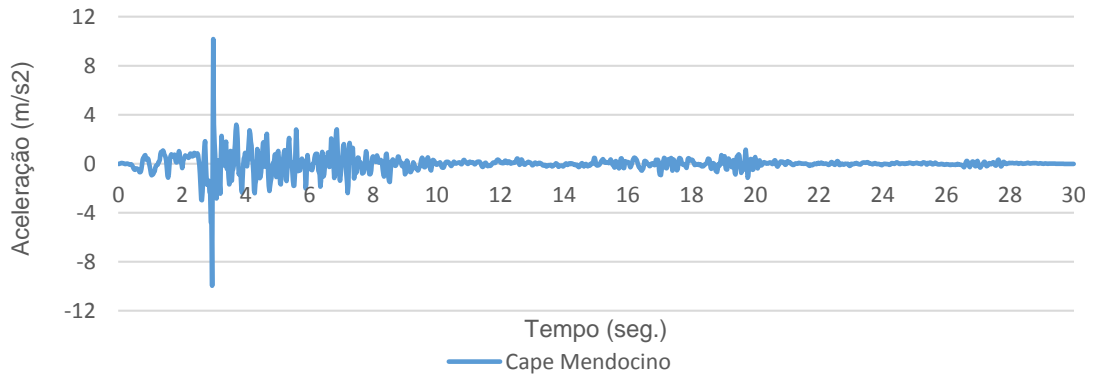
## Registo de Cape Mendocino:

Acelerogramas originais

- Componente 000:

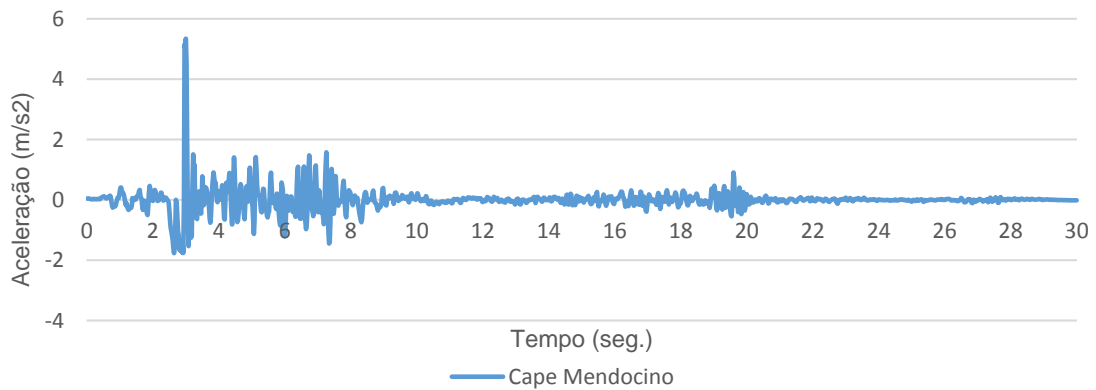


- Componente 090:

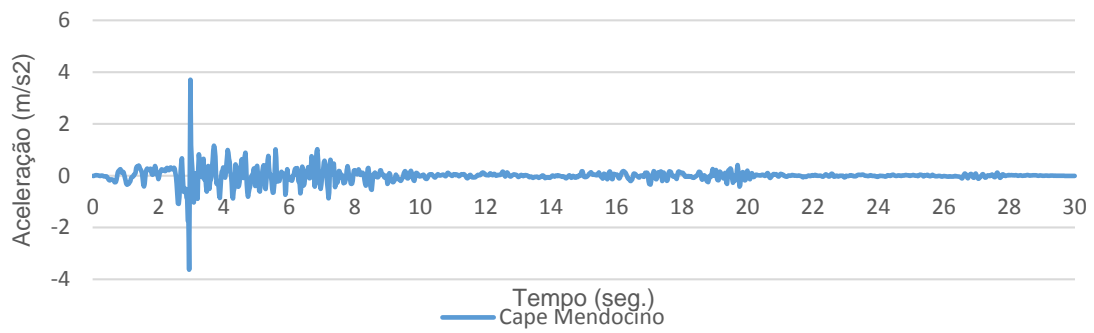


Acelerogramas normalizados:

- Componente 000:



- Componente 090:

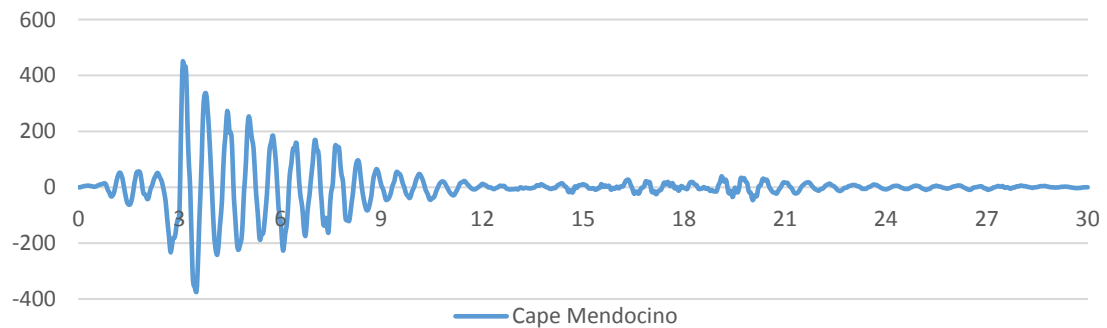


## 1. Análise Time history

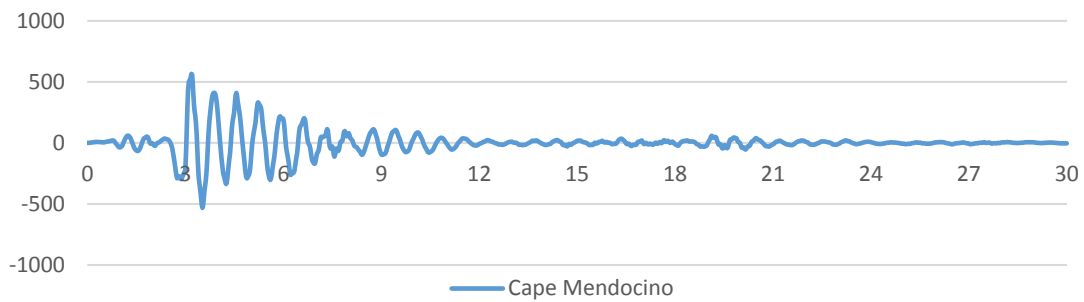
Respostas temporais no caso **portico com 6 pilares**:

- Força de corte na viga anel circular

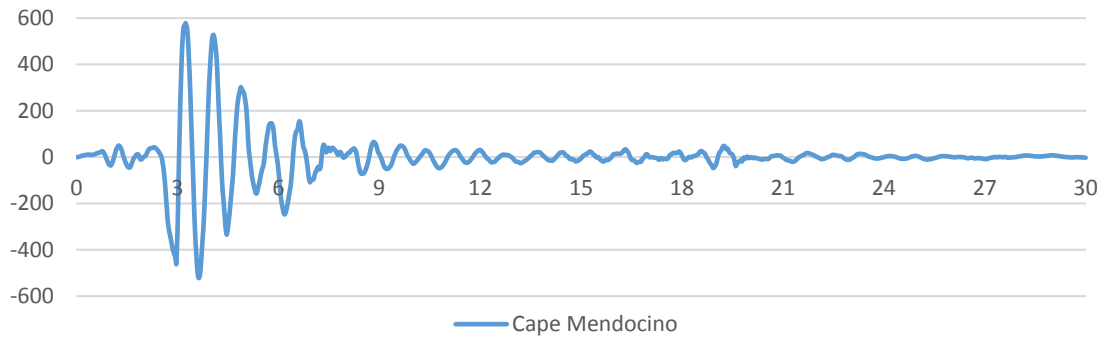
- Situação de vazio



- Situação meio cheio

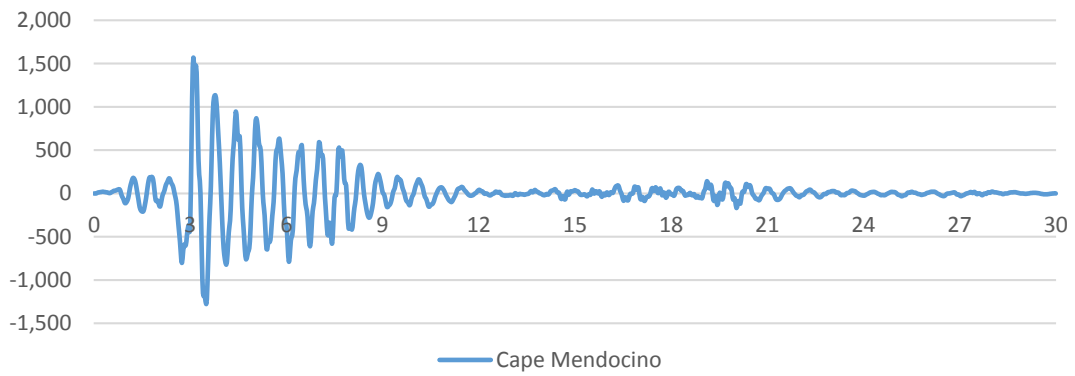


- Situação cheio

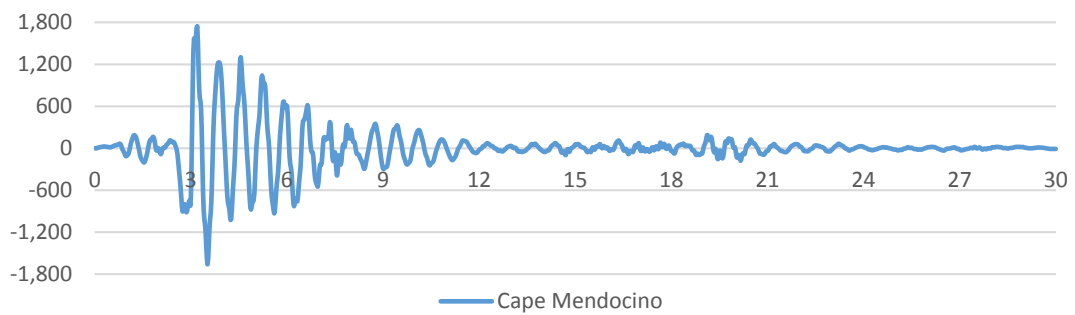


- Momento na viga anel circular

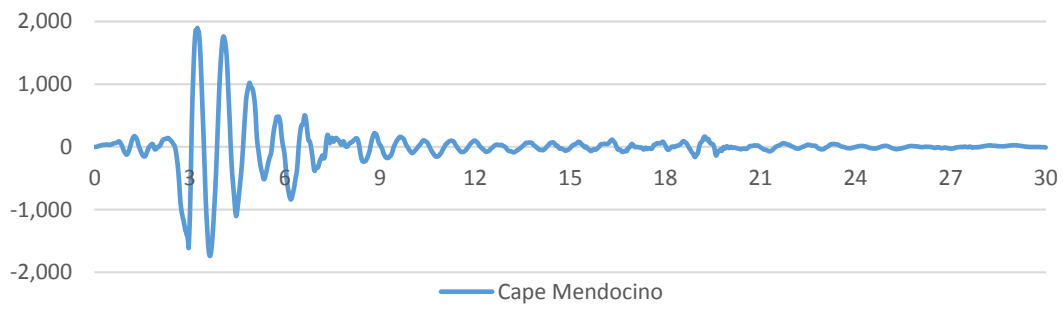
- Situação vazio



- Situação meio cheio

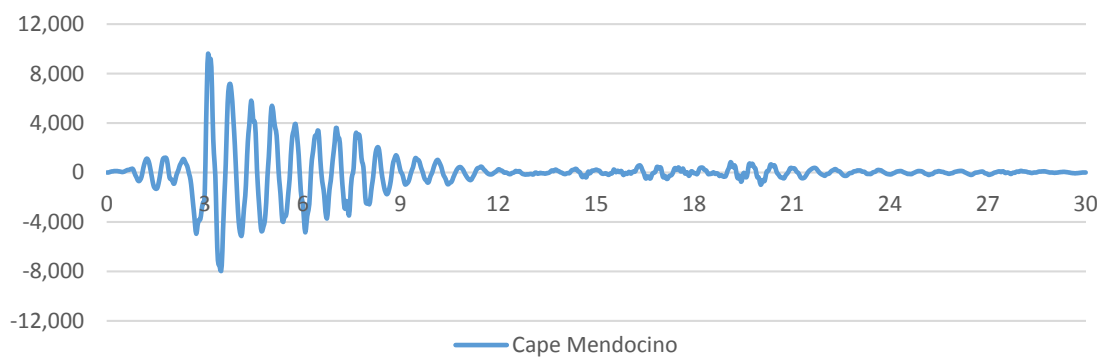


- Situação cheio

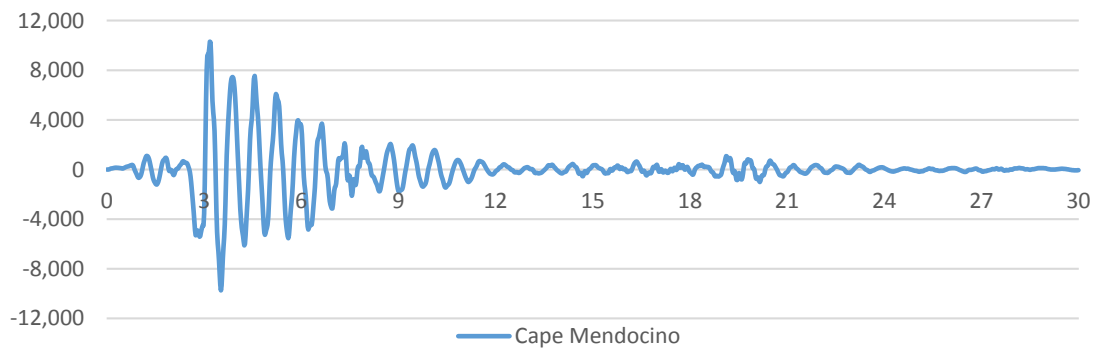


- Momentos derrubadores

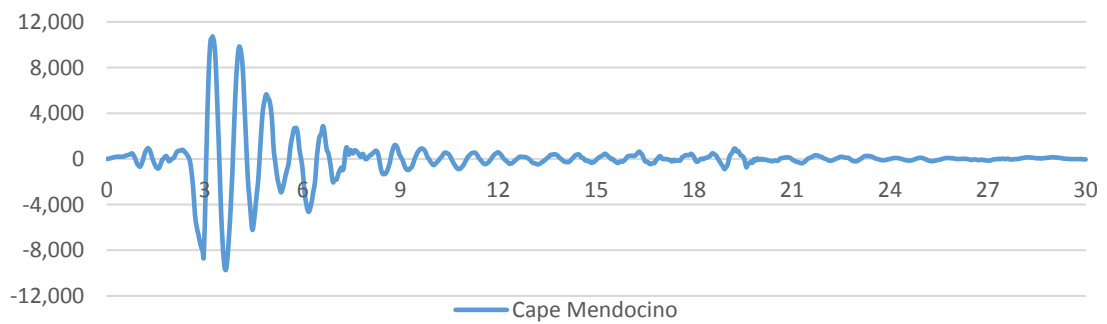
- Situação vazio



- Situação meio cheio

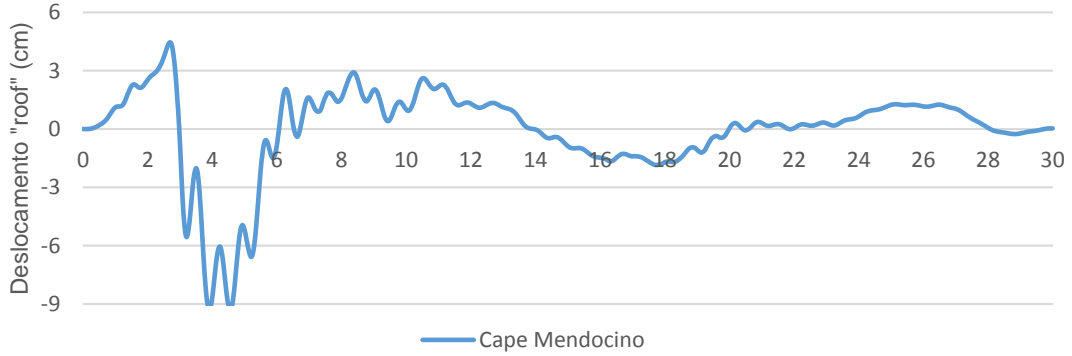


- Situação cheio

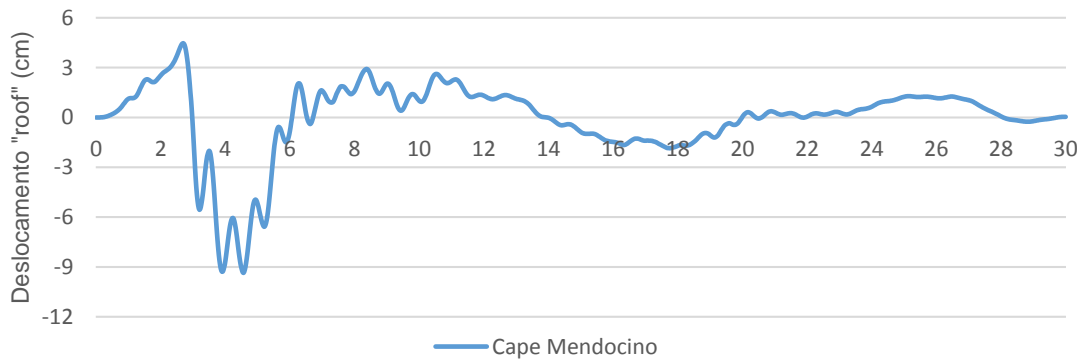


- Deslocamentos absolutos

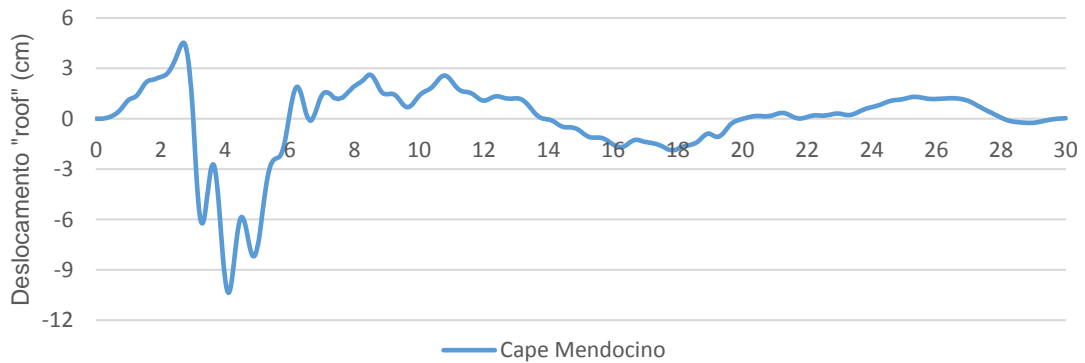
- Situação de vazio



- Situação meio cheio



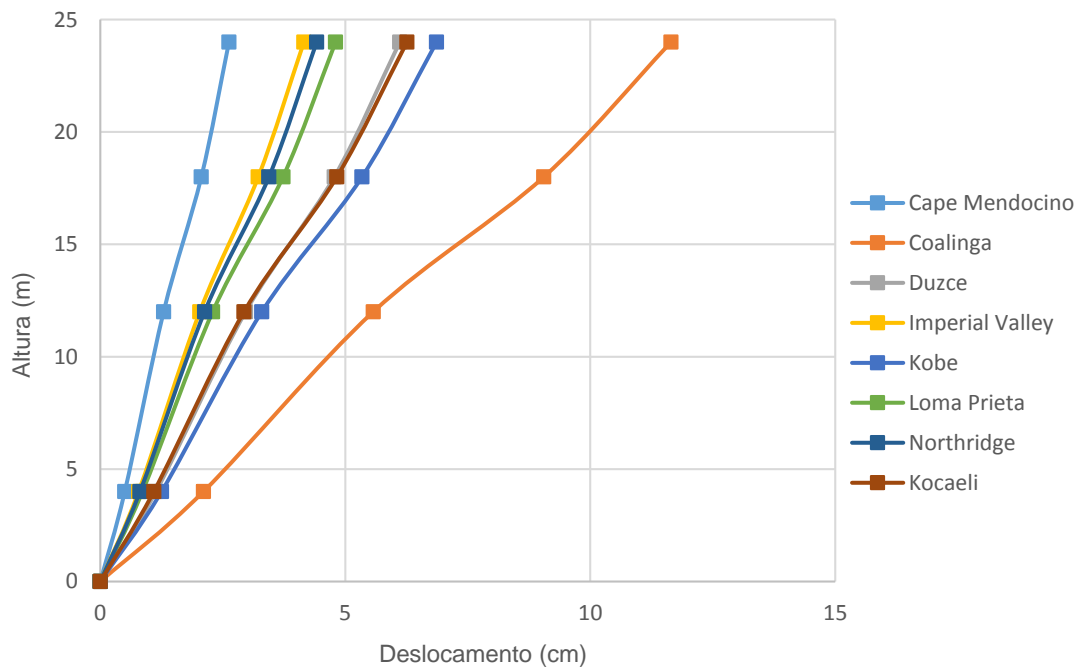
- Situação cheio



- Deslocamentos relativos

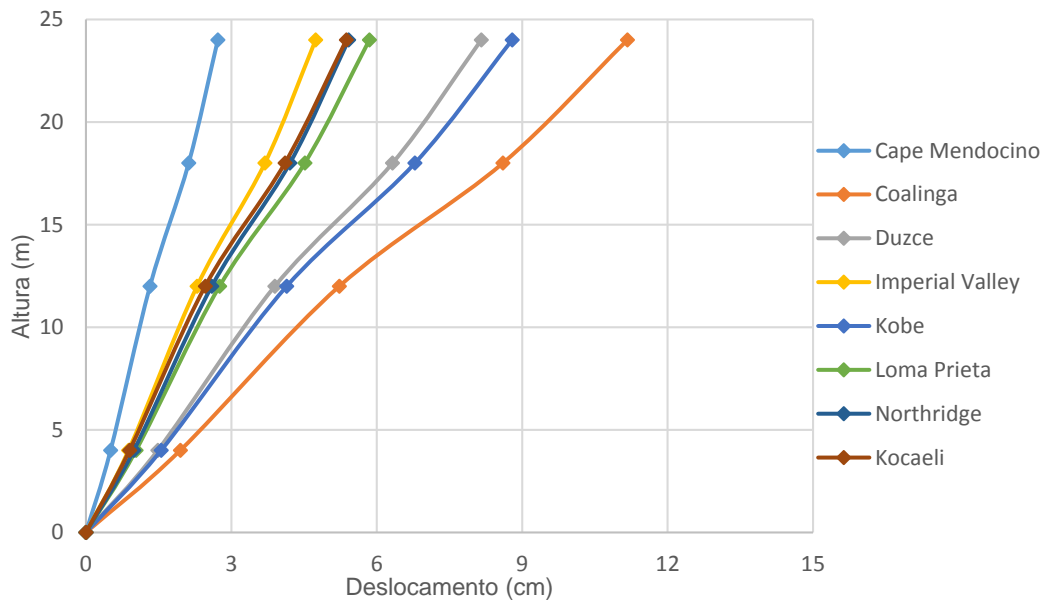
- Situação vazio

Registos sísmicos	Deslocamentos relativos (cm), tanque vazio							
	Solo	1ºPiso	2ºPiso	3ºPiso	Início do depósito	Viga anel inferior	Viga anel superior	Topo do depósito
Cape Mendocino	0.00	0.50	1.29	2.06	2.63	2.70	2.84	2.90
Coalinga	0.00	2.11	5.57	9.05	11.65	11.99	12.63	12.91
Duzce	0.00	1.13	2.96	4.77	6.11	6.29	6.55	6.76
Imperial Valley	0.00	0.78	2.03	3.23	4.16	4.27	4.50	4.59
Kobe	0.00	1.25	3.30	5.34	6.86	7.06	7.44	7.60
Loma Prieta	0.00	0.86	2.29	3.73	4.80	4.94	5.21	5.32
Northridge	0.00	0.81	2.13	3.44	4.42	4.54	4.78	4.89
Kocaeli	0.00	1.09	2.93	4.83	6.26	6.45	6.80	6.95



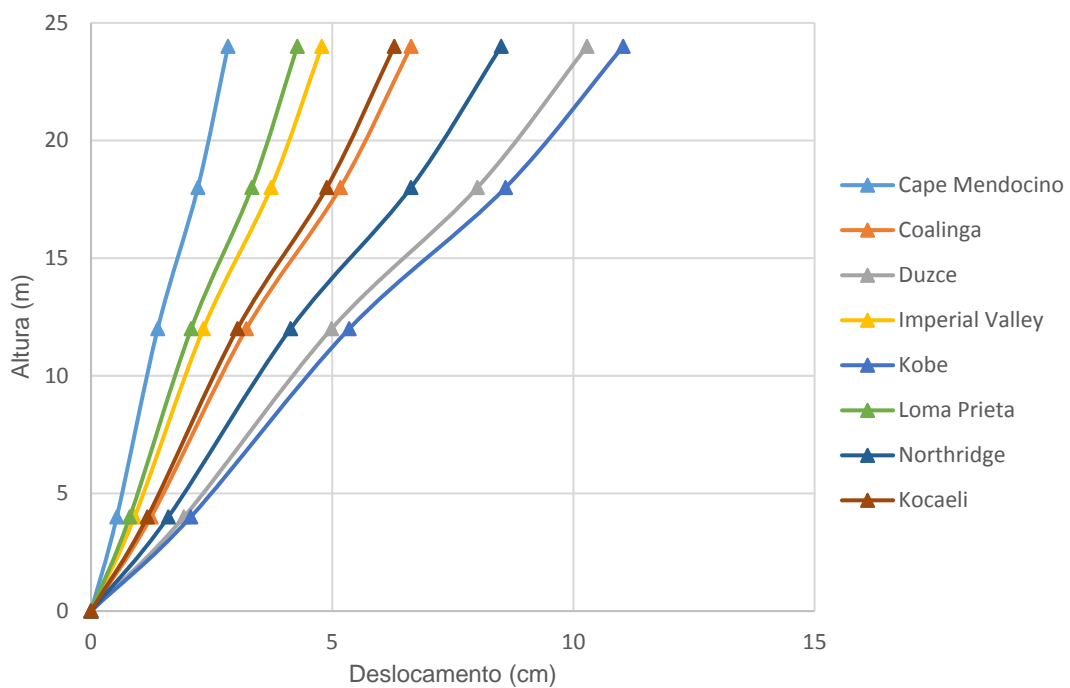
- Situação meio cheio

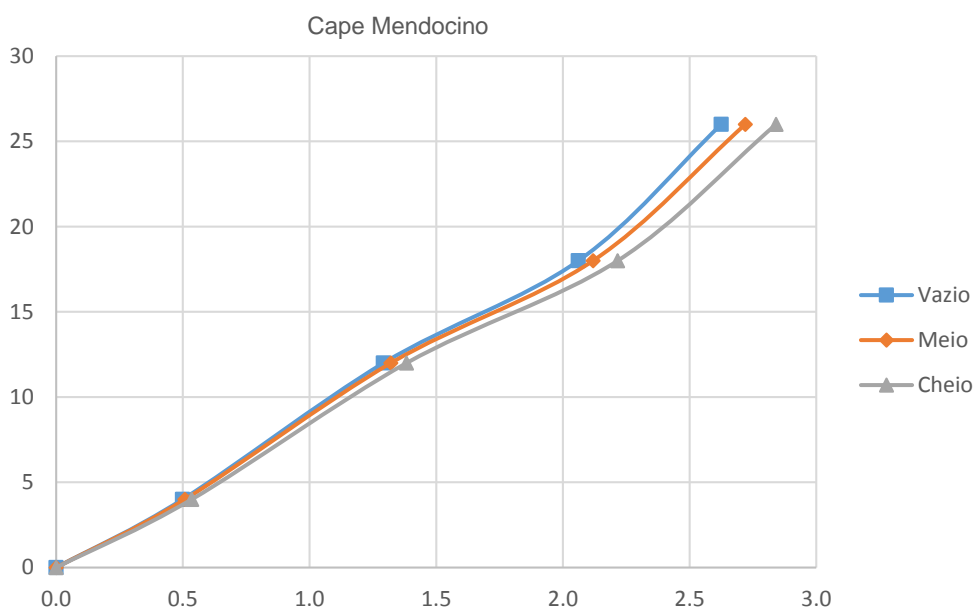
Registos sísmicos	Deslocamentos relativos (cm), tanque meio							
	Solo	1ºPiso	2ºPiso	3ºPiso	Início do depósito	Viga anel inferior	Viga anel superior	Topo do depósito
Cape Mendocino	0.00	0.51	1.32	2.12	2.72	2.80	2.96	3.02
Coalinga	0.00	1.95	5.23	8.60	11.17	11.52	12.17	12.43
Duzce	0.00	1.48	3.90	6.32	8.15	8.40	8.86	9.05
Imperial Valley	0.00	0.88	2.29	3.69	4.74	4.88	5.14	5.25
Kobe	0.00	1.55	4.14	6.79	8.79	9.06	9.57	9.77
Loma Prieta	0.00	1.03	2.76	4.52	5.85	6.03	6.36	6.50
Northridge	0.00	0.99	2.60	4.21	5.42	5.58	5.89	6.01
Kocaeli	0.00	0.90	2.46	4.11	5.37	5.55	5.87	5.99



- Situação cheio

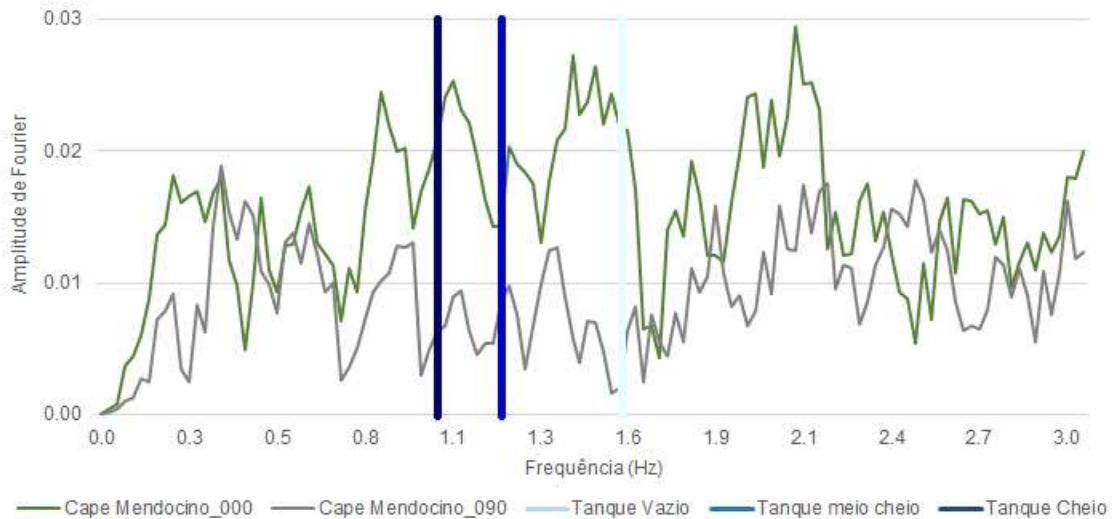
Registos sísmicos	Deslocamentos relativos (cm), tanque cheio							
	Solo	1ºPiso	2ºPiso	3ºPiso	Início do depósito	Viga anel inferior	Viga anel superior	Topo do depósito
Cape Mendocino	0.00	0.54	1.38	2.22	2.84	2.93	3.08	3.15
Coalinga	0.00	1.24	3.22	5.17	6.64	6.84	7.21	7.36
Duzce	0.00	1.93	4.99	8.01	10.28	10.60	11.16	11.40
Imperial Valley	0.00	0.90	2.33	3.73	4.78	4.93	5.19	5.30
Kobe	0.00	2.07	5.35	8.59	11.03	11.37	11.98	12.23
Loma Prieta	0.00	0.80	2.08	3.33	4.28	4.41	4.64	4.74
Northridge	0.00	1.60	4.14	6.63	8.50	8.76	9.23	9.43
Kocaeli	0.00	1.17	3.04	4.89	6.29	6.48	6.83	6.98





## 2. Espectro da amplitude de Fourier

Caso portico com 6 colunas, registo de Cape Mendocino:

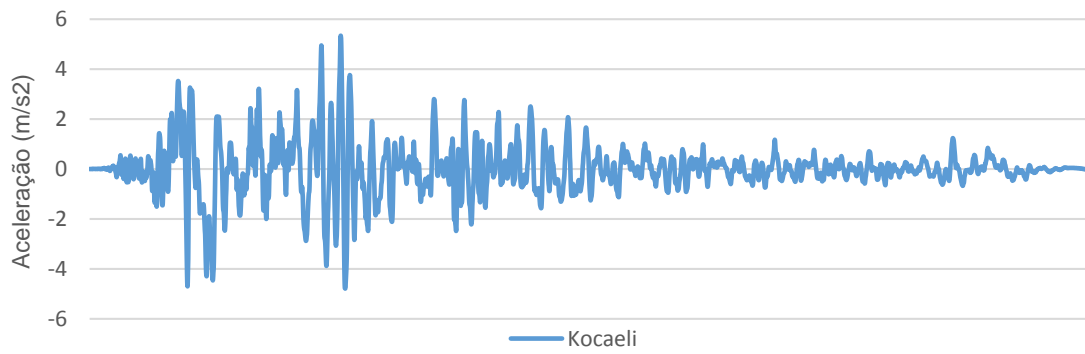


## Caso suporte tipo torre

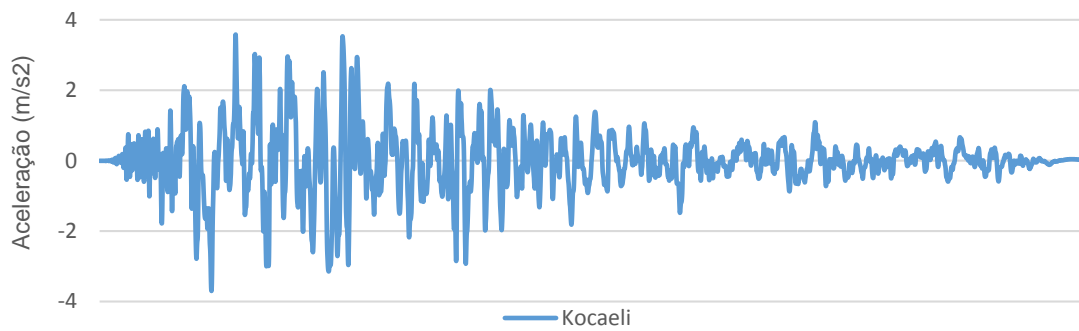
Neste caso para abranger o máximo possível de registos sísmicos, escolheu-se o registo que caracteriza o sismo de Kocaeli.

### Acelerograma normalizados

- Componente 090



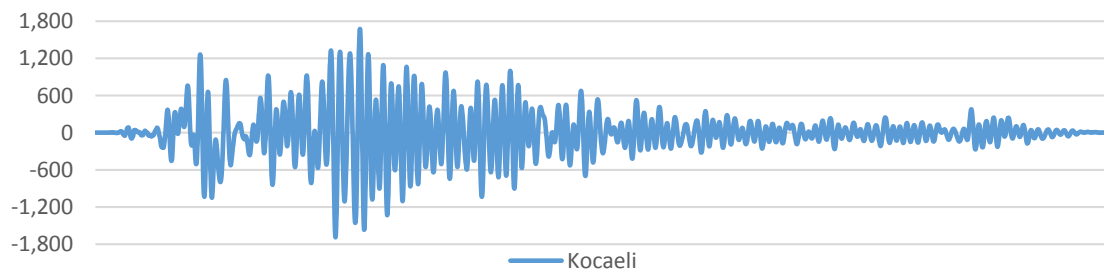
- Componente 180



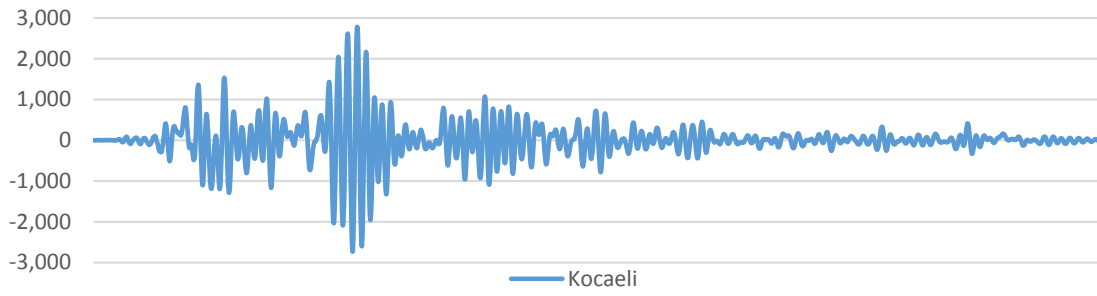
### 1. Análise Time history

- Forças de corte basais

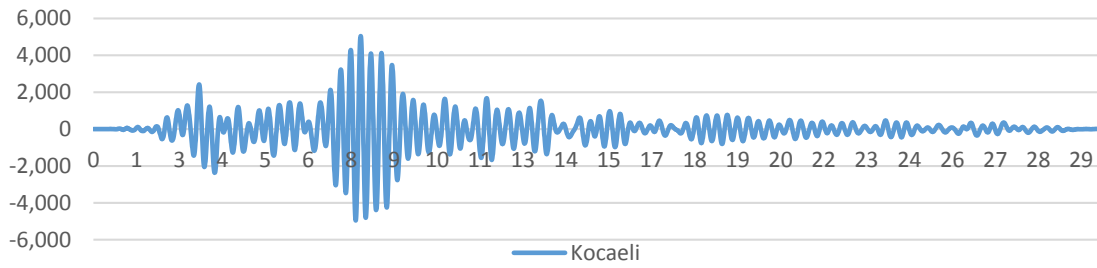
- Situação vazio



- Situação meio cheio

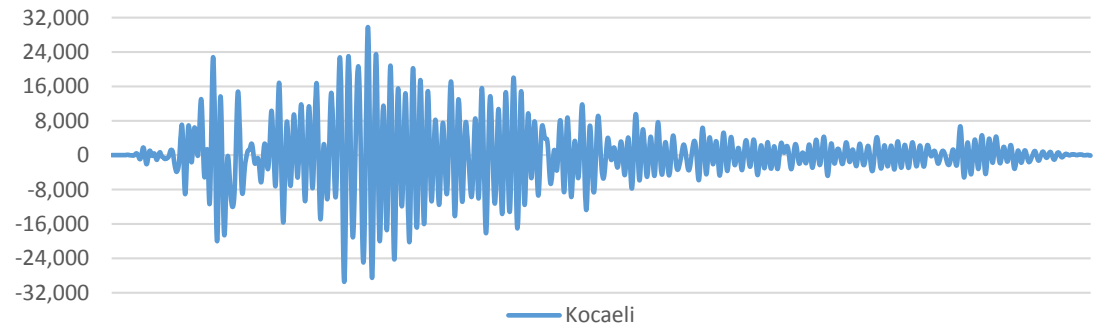


- Situação cheio

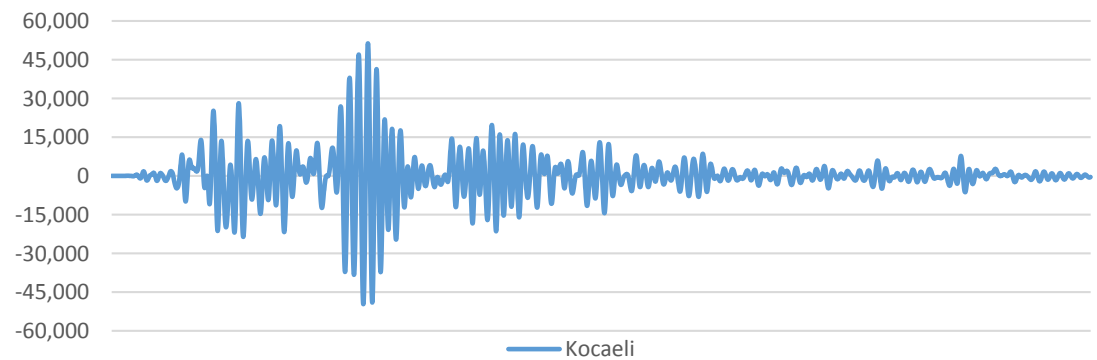


- Momentos basais

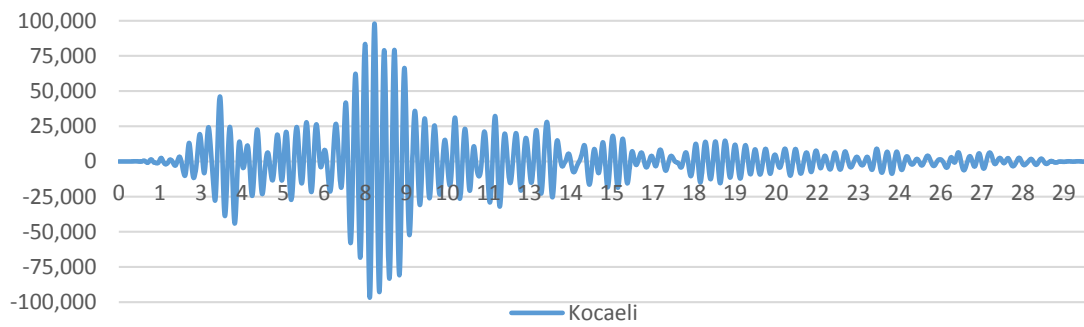
- Situação vazio



- Situação meio cheio



- Situação cheio



## 2. Espectro da amplitude de Fourier

Caso torre, registo Kocaeli:

