

## **Proteção Sísmica de Pontes de Tirantes**

**Simão Menano de Figueiredo Malfeito Freire**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

### **Engenharia Civil**

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

### **Júri**

Presidente: Professor Doutor Fernando Manuel Fernandes Simões

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Professor Doutor João José Rio Tinto de Azevedo

**Outubro de 2014**



À minha família,



# Resumo

A proteção sísmica é uma realidade quase incontornável quando se fala de projeto em zonas de elevado risco sísmico. Esta proteção torna-se ainda mais relevante quando se trata de estruturas de elevada importância como é o caso das pontes, e neste caso particular das pontes de tirantes. Por serem estruturas fundamentais a nível social e económico devem ser projetadas da forma mais rigorosa e cautelosa possível. Como é natural a vertente económica da solução não pode ser negligenciada. Desta forma, os sistemas de proteção sísmica a adotar numa ponte de tirantes, devem ser testados e comparados da forma mais exaustiva possível. Em primeiro lugar procura-se compreender o comportamento dinâmico de uma ponte de tirantes e de seguida a forma mais eficiente de a proteger em caso de sismo. Os movimentos do solo fazem oscilar o tabuleiro, as torres e os tirantes e é importante perceber onde será mais eficaz atuar. Este estudo pretende avaliar a eficácia específica de sistemas de proteção sísmica existentes e compará-los. Pretende-se testar a utilização de dois sistemas que recorrem a dissipação de energia: (i) Dissipador viscoso e (ii) Dissipador histerético. Pretende-se ainda testar uma solução pouco convencional recorrendo a um amortecedor de massa sintonizada (TMD do inglês *Tuned Mass Damper*). Os três sistemas são aplicados a uma ponte atirantada mista, com 420 metros de vão central, desenvolvida como estudo alternativo à estrutura original da Ponte Vasco da Gama pelo Prof. José Oliveira Pedro, no âmbito da sua tese de doutoramento. Compara-se o comportamento dinâmico da estrutura livre com os resultados obtidos por aplicação dos três sistemas a testar. Pretende-se controlar o deslocamento longitudinal do tabuleiro, já que este influi diretamente nas ligações ao exterior a considerar para a ponte atirantada, sejam elas juntas estruturais, ligações com viadutos ou encontros com o terreno. No caso dos sistemas de proteção sísmica a analisar é importante compreender e medir os esforços que introduzem na estrutura original. A escolha de um sistema deste tipo deve ser um compromisso entre a redução do deslocamento longitudinal do tabuleiro e o aumento dos esforços transmitidos à estrutura original.

## Palavras-chave

Sistemas de Proteção Sísmica, Ponte de Tirantes, Deslocamento Longitudinal, Dissipador Viscoso, Dissipador Histerético, Tuned Mass Damper



# Abstract

Seismic Protection is a fundamental issue when it comes to high seismic risk areas design. This protection becomes even more important when we talk about crucial structures such as bridges. Cable-stayed bridges are obviously included in this crucial group of structures. These structures shall be designed in a very careful and cautious way, in order to prevent human and material losses. The economic side of the design can't be neglected.

There are several seismic protection systems available and it's important to make the right choice when one of them is needed. The right approach to this subject is to make an exhaustive comparison between the systems considered relevant in a particular case. When dealing with a cable-stayed bridge the designer should first of all understand correctly the dynamic behavior of the structure. Then the designer should evaluate the most effective way of protecting it from an earthquake. Ground motions force the deck, the pylons and the stays to oscillate. By this time the points of the structure with potential to install a device should be identified. This study aims at identifying these points and also to install the most suitable devices in the most suitable places. The tests will include a viscous damper, a hysteretic damper and also a Tuned Mass Damper (TMD). The three systems will be installed in a cable-stayed bridge with a span of 420m. This bridge was designed by José Joaquim Oliveira Pedro as an alternative study for the conception of the Vasco da Gama Bridge in Lisbon. This study was part of his PhD dissertation. The next step is to make the comparison between the seismic response of the structure without any seismic device, and the structure with each one of the three systems mentioned. The goal of the dissertation is the minimization of deck displacement. This displacement is important because it affects the design of structural joints, connections with overpasses and also abutments.

In Seismic Protection the forces the devices introduce in the structure should be evaluated. The final choice of a device of this type should always be a balanced commitment between the minimizing of the longitudinal deck displacement and the increase of the stresses transmitted to the original structure.

## Keywords

Seismic Protective Systems, Cable Stayed Bridges, Longitudinal Displacements, Viscous Damper, Hysteretic Damper, Tuned Mass Damper





# Índice Geral

Resumo .....	V
Abstract .....	VII
Índice Geral .....	IX
Índice de Figuras .....	XI
Índice de Tabelas.....	XIII
Índice de Abreviaturas .....	XV
Índice de Variáveis.....	XV
1.Introdução.....	1
1.1    Noções Gerais.....	3
1.2    Objetivos da Dissertação .....	8
1.3    Metodologia do trabalho .....	9
1.4    Estrutura da dissertação .....	10
2. Pontes de tirantes .....	13
2.1 Conceção estrutural.....	15
2.2 Particularidades de proteção sísmica.....	19
2.3 O estado da arte da proteção sísmica de pontes de tirantes .....	20
3. Sistemas de proteção a estudar .....	27
3.1 Dissipadores viscosos .....	29
3.1.1 Caraterísticas e comportamento.....	29
3.1.2 Modelo de análise computacional.....	32
3.1.3 Regras expeditas de dimensionamento .....	33
3.2 Dissipadores histeréticos .....	36
3.2.1 Caraterísticas e comportamento.....	36
3.2.2 Modelo de análise computacional.....	38

3.2.3 Regras expeditas de dimensionamento .....	39
3.3 TMD .....	42
3.3.1 Características e comportamento .....	42
3.3.2 Modelo de análise computacional .....	43
3.3.3 Regras expeditas de dimensionamento .....	46
4. Caso de estudo .....	49
4.1 Apresentação .....	51
4.2 Modelo de análise computacional .....	54
4.3 Ação sísmica e combinações de ações .....	56
4.4 Apresentação de resultados .....	58
4.4.1 Estrutura livre .....	58
4.4.2 Dissipador viscoso .....	62
4.4.3 Dissipador histerético .....	69
4.4.4 TMD .....	78
4.5 Análise comparativa .....	85
5. Conclusões .....	89
5.1 Conclusões e trabalhos futuros .....	91
Referências bibliográficas .....	93
Anexo 1 – Acelerogramas artificiais .....	97

# Índice de Figuras

Figura 1 - Zonamento do Eurocódigo 8: sismo tipo 1 (afastado) e sismo tipo 2 (próximo) (Proença et al 2011) .....	4
Figura 2 - Enquadramento dos sistemas a testar nos sistemas de proteção sísmica .....	8
Figura 3 - Ponte de tirantes da Figueira da Foz (N1) .....	15
Figura 4 - Funcionamento estrutural típico de uma ponte de tirantes (Oliveira Pedro, 2007) .....	16
Figura 5 - Tipos de ligação tabuleiro-torre e deformações (Gimsing, 1983).....	17
Figura 6 - Configurações do sistema de suspensão (Oliveira Pedro, 2010) .....	17
Figura 7- Ponte da Figueira da Foz (N2) .....	21
Figura 8 - Dimensionamento geral da ponte da figueira da foz (Appleton et al, 2007) .....	21
Figura 9 - Detalhes construtivos da solução adotada (Appleton et al, 2007) .....	22
Figura 10 - Ponte Vasco da Gama (N3).....	23
Figura 11 - Modelação de vãos da ponte Vasco da Gama (Capra et al, 1998).....	23
Figura 12 - Dissipadores hysteréticos adotados na ponte Vasco da Gama (Guerreiro et al, 1998) .....	24
Figura 13 - Ponte da Normandia (N4).....	24
Figura 14 - Modelação de vãos da Ponte da Normandia (N5).....	25
Figura 15 - TMD localizado na extremidade do tabuleiro em construção (N6).....	25
Figura 16 - Lei de comportamento de um dissipador viscoso (Guerreiro, 2009) .....	29
Figura 17 - Relação força-deslocamento (Guerreiro, 2006) .....	30
Figura 18 - Relação entre o parâmetro $\alpha$ e o amortecimento conferido à estrutura (Guerreiro, 2006).....	31
Figura 19 - Comparação de dissipadores viscosos com o mesmo valor de $\alpha$ e diferente valor de C (Guerreiro, 2006) .....	32
Figura 20 - Definição do dissipador viscoso como <i>Nlink</i> no programa <i>SAP2000</i> .....	33
Figura 21 - Definição dos parâmetros K, $\alpha$ e C no programa <i>SAP2000</i> .....	33
Figura 22 - Relação entre a força no dissipador e o deslocamento longitudinal do tabuleiro .....	34
Figura 23 - Relação força-deslocamento num dissipador hysterético (Guerreiro, 2006) .....	36
Figura 24 - Ciclo de histerese genérico de um dissipador hysterético (Guerreiro, 2006).....	37
Figura 25 - Relação entre o amortecimento e a relação $K_2/K_1$ (Guerreiro, 2006).....	37
Figura 26 - Definição do dissipador hysterético como <i>Nlink</i> no programa <i>SAP2000</i> .....	39
Figura 27 - Definição dos parâmetros $K_1$ , $K_2$ , $F_y$ e n no programa <i>SAP2000</i> .....	39
Figura 28 - Sobreposição entre relação deformação-força num dissipador hysterético (Encarnado) e viscoso (Verde) (Adaptado de Guerreiro, 2006).....	40
Figura 29 - Relação teórica entre o deslocamento longitudinal do tabuleiro e $F_y$ .....	41
Figura 30 - Esquema genérico de um TMD (N7) .....	43

Figura 31 - Modelo matemático de um sistema com TMD (Antunes, 2006).....	44
Figura 32 - Modelação do TMD.....	45
Figura 33 - Coeficiente de amplificação dinâmico $\beta$ do sistema principal em função de $\mu$ (Antunes, 2006) .....	47
Figura 34 - Ponte Vasco da Gama sobre o Rio Tejo em Lisboa (N8).....	51
Figura 35 - Geometria das Torres (Gattel, 1999).....	52
Figura 36 - Seção transversal mista do tabuleiro (Oliveira Pedro, 2007).....	52
Figura 37 - Configuração longitudinal do caso de estudo (Oliveira Pedro, 2007).....	53
Figura 38 - Vista geral do modelo do caso de estudo no programa SAP2000.....	54
Figura 39 - Definição geométrica dos elementos do modelo (Oliveira Pedro, 2007).....	54
Figura 40 - Lei constitutiva correspondente à fórmula de Ernst (Oliveira Pedro, 2007).....	55
Figura 41 - Representação esquemática dos três primeiros modos de vibração.....	60
Figura 42- Resposta da estrutura ao sismo 4 (deslocamentos).....	62
Figura 43 - Relação Força no dissipador – Deslocamento longitudinal para vários dissipadores viscosos .....	66
Figura 44 - Relação adimensionalizada entre C e a respetiva força transmitida à torre e deslocamento .	67
Figura 45 - Deslocamento longitudinal com e sem dissipador viscoso para o caso do sismo 4 .....	68
Figura 46 - Força no dissipador viscoso para o caso do sismo 4 .....	68
Figura 47 - Ciclo de histerese do dissipador viscoso para o caso do sismo 4.....	69
Figura 48 - Comparação entre o ciclo de histerese de dissipador viscoso otimizado e histerético pré- dimensionado para o sismo 4.....	70
Figura 49 - Relação entre $F_y$ e o deslocamento longitudinal.....	72
Figura 50 - Relação entre $F_y$ e a força transmitida à torre.....	72
Figura 51 - Relação adimensionalizada entre $F_y$ e a respetiva força transmitida à torre e deslocamento.	74
Figura 52 - Relação adimensionalizada entre rigidez e a respetiva força transmitida à torre e deslocamento .....	76
Figura 53 - Deslocamento longitudinal com e sem dissipador histerético para o caso do sismo 4 .....	77
Figura 54 - Força no dissipador histerético para o caso do sismo 4 .....	77
Figura 55 - Ciclo de histerese do dissipador histerético para o caso do sismo 4 .....	78
Figura 56- Variação de deslocamentos no tabuleiro e na torre em função da massa do TMD localizado no tabuleiro.....	81
Figura 57 - Variação de deslocamentos no tabuleiro e na torre em função da massa do TMD localizado no topo da torre .....	83
Figura 58- Deslocamento longitudinal em função da massa do TMD para a média dos 10 sismos artificiais e para a função harmónica.....	85
Figura 59 - Deslocamentos longitudinais: dissipador histerético e viscoso otimizados e estrutura livre....	87
Figura 60 - Forças transmitidas à estrutura: dissipador histerético e viscoso .....	87
Figura 61 - Ciclo de histerese: dissipador histerético e viscoso.....	88

# Índice de Tabelas

Tabela 1 - Peso Próprio por tipologia de tabuleiro (Oliveira Pedro, 2010) .....	18
Tabela 2 - Critérios de pré-dimensionamento para dissipador viscoso .....	35
Tabela 3 - Critérios de pré-dimensionamento para dissipador histerético.....	42
Tabela 4- Critério de pré-dimensionamento do dispositivo TMD .....	48
Tabela 5 - Peso próprio dos elementos do tabuleiro (Adaptado de Oliveira Pedro, 2007) .....	55
Tabela 6 - Pesos próprios dos elementos das torres (Adaptado de Oliveira Pedro, 2007).....	55
Tabela 7 - Peso próprio dos tirantes por número de cordões (Adaptado de Oliveira Pedro, 2007) .....	56
Tabela 8 - Massa por elemento estrutural de meia seção .....	59
Tabela 9 - Resultados da análise modal do caso de estudo .....	59
Tabela 10- Deslocamentos horizontais da estrutura livre para os 10 sismos gerados artificialmente.....	61
Tabela 11 - Critérios de pré-dimensionamento para dissipador viscoso .....	63
Tabela 12 - Parâmetros de dimensionamento do dissipador viscoso .....	63
Tabela 13 - Resultados obtidos para a média dos 10 sismos para o dissipador viscoso pré-dimensionado .....	64
Tabela 14 - Deslocamentos horizontais máximos e força máxima no dissipador viscoso para os 10 sismos .....	64
Tabela 15 - Deslocamentos horizontais máximos e força máxima no dissipador viscoso para os 10 sismos (Continuação) .....	65
Tabela 16 - Deslocamentos horizontais máximos e força máxima no dissipador viscoso para a média dos 10 sismos .....	65
Tabela 17 - Critérios de pré-dimensionamento para dissipador histerético.....	69
Tabela 18 - Parâmetros de dimensionamento do dissipador histerético.....	70
Tabela 19 - Deslocamentos horizontais máximos e força máxima no dissipador histerético para os 10 sismos .....	71
Tabela 20 - Deslocamentos horizontais máximos e força máxima no dissipador histerético para os 10 sismos (Continuação) .....	71
Tabela 21 - Deslocamentos horizontais e força no dissipador para a média dos 10 sismos .....	73
Tabela 22- Deslocamento longitudinal máximo e força máxima na torre em função da variação de $K_1$ ....	74
Tabela 23 - Deslocamento longitudinal máximo e força máxima na torre em função da variação de $K_1$ (Continuação) .....	75
Tabela 24 - Deslocamentos horizontais e força no dissipador para a média dos 10 sismos .....	75
Tabela 25 - Deslocamentos máximos na estrutura da ponte em função da massa do TMD .....	79

Tabela 26 - Deslocamentos máximos na estrutura da ponte em função da massa do TMD (Continuação)	79
Tabela 27 - Deslocamentos médios para os 10 sismos e respetivas variações de deslocamentos.....	80
Tabela 28 - Deslocamentos máximos na estrutura da ponte em função da massa do TMD .....	81
Tabela 29 - Deslocamentos máximos na estrutura da ponte em função da massa do TMD (Continuação)	82
Tabela 30 - Deslocamentos médios para os 10 sismos e respetivas variações de deslocamentos.....	82
Tabela 31 - Comparação entre média dos 10 sismos e função harmónica de acelerações do solo .....	84
Tabela 32 - Dissipadores viscoso e histerético otimizados.....	86
Tabela 33- Comparação entre dissipador viscoso e histerético para a média dos 10 sismos .....	86

# Índice de Abreviaturas

TMD	Amortecedor de massa sintonizada ( <i>Tuned Mass Damper</i> )
EC8	Eurocódigo 8
EC0	Eurocódigo 0
ATMD	Amortecedor de massa sintonizada ativo ( <i>Active Tuned Mass Damper</i> )
ALS	Amortecedor de líquido sintonizado
SMA	Ligas com memória de forma ( <i>Shape Memory Alloys</i> )

# Índice de Variáveis

F	Força
C	Constante do dissipador viscoso
$\alpha$	Constante do dissipador viscoso
v	Velocidade
K	Rigidez
D	Deslocamento
$F_y$	Força de cedência
n	Constante do modelo de Bouc-Wen
C	Amortecimento
M	Massa
E	Módulo de elasticidade
L	Comprimento

$I$	Momento de inércia
$f$	Frequência
$\mu$	Relação entre a massa do TMD e a massa da estrutura principal
$\beta$	Coefficiente de ampliação dinâmica
$a_g$	Aceleração de pico do solo
$a$	Aceleração do solo
$t$	Tempo



# 1. Introdução

Este capítulo introduz o tema a abordar – Proteção sísmica em pontes de tirantes - e insere-o no conceito de engenharia sísmica. Pelo facto de o caso de estudo a analisar ter sido projetado para Portugal, é considerada a realidade específica do panorama nacional português. Apresentam-se os objetivos e a metodologia do trabalho da dissertação e apresenta-se a estrutura do documento.



# 1.1 Noções Gerais

O projeto de pontes em zonas sísmicas, como é o caso de Portugal, requer que as correspondentes ações sejam consideradas nos vários aspetos da conceção, análise e dimensionamento das obras de arte (Reis, 2006). Desta forma não é possível separar a solução estrutural da ponte do seu sistema de resistência sísmica seja ele qual for. Uma ponte de tirantes não é exceção e esta deve, desde a sua conceção, contemplar resistência ao sismo através da sua própria capacidade de deformação ou através de sistemas de proteção. Neste sentido é importante perceber o que representa um sismo para uma estrutura deste tipo, os danos que lhe pode causar e também as melhores formas de poder intervir.

Risco sísmico é definido como o produto de três fatores: perigosidade, exposição e vulnerabilidade (Sousa Oliveira, 2008). Esta definição é aceite globalmente e define perigosidade como a probabilidade de um determinado sismo ocorrer num determinado local e com uma determinada magnitude. Define exposição como o valor económico e social do sistema para o qual estamos a calcular o risco. Por último define a vulnerabilidade de uma estrutura como sendo o nível de danos ou perdas verificadas causadas por um sismo de determinada perigosidade. A perigosidade não é controlada pelo homem, mas o controlo da vulnerabilidade bem como da exposição podem ser fundamentais na preservação de vidas e bens materiais. No caso da exposição deve-se fazer um planeamento adequado de ocupações geográficas e de usos do solo, por exemplo, evitando solos com possibilidade de liquefação. Como é natural as zonas mais ocupadas pela ação humana não foram escolhidas pelas suas boas características em termos de risco sísmico. Estas zonas foram definidas sim pela evolução das sociedades e pelos seus interesses. É papel da Engenharia Civil, e principalmente da Engenharia Sísmica, alertar as sociedades para este possível controlo da exposição de futuras áreas geográficas a ocupar. No que diz respeito à vulnerabilidade o homem tem de facto uma importante palavra a dizer, já que deve projetar as suas estruturas progressivamente mais resistentes aos sismos à medida que a engenharia evolui.

Portugal continental está numa zona de risco sísmico moderado. No contexto mundial Chile, Japão e Estados Unidos têm zonas de risco muito elevado e até no contexto europeu Grécia e Itália têm riscos sísmicos consideráveis. A localização perto da fronteira entre as placas euroasiática e africana e a existência de um conjunto de falhas ativas junto à costa e mesmo no território, fazem com que o País tenha "uma actividade sísmica moderada, pautada por eventos de grande intensidade, mas muito separados no tempo" (Borges, 2009). É importante referir que a sismicidade vai diminuindo do Sul para o Norte do país. Os Açores situam-se também numa zona de risco sísmico moderado. Nestas zonas a ação sísmica revela-se condicionante no dimensionamento de estruturas. Por existirem zonas em que a ação sísmica é condicionante, os governos e autoridades competentes têm vindo a desenvolver códigos que regulem o projeto de estruturas nestas situações. No caso de Portugal o Eurocódigo 8 (EC8 – norma

Portuguesa NP EN1998) está em vias de regular o projeto de estruturas resistentes aos sismos. O EC8 define ações sísmicas como sendo do tipo 1 ou do tipo 2. A ação sísmica do tipo 1 corresponde a sismos afastados (interplacas) e a ação sísmica do tipo 2 a sismos próximos (intraplacas). Para cada um destes dois tipos de sismo o EC8 define um zonamento nacional de graus de sismicidade (Figura 1). Além deste zonamento é também tido em conta o tipo de solo em que as fundações da estrutura são executadas.

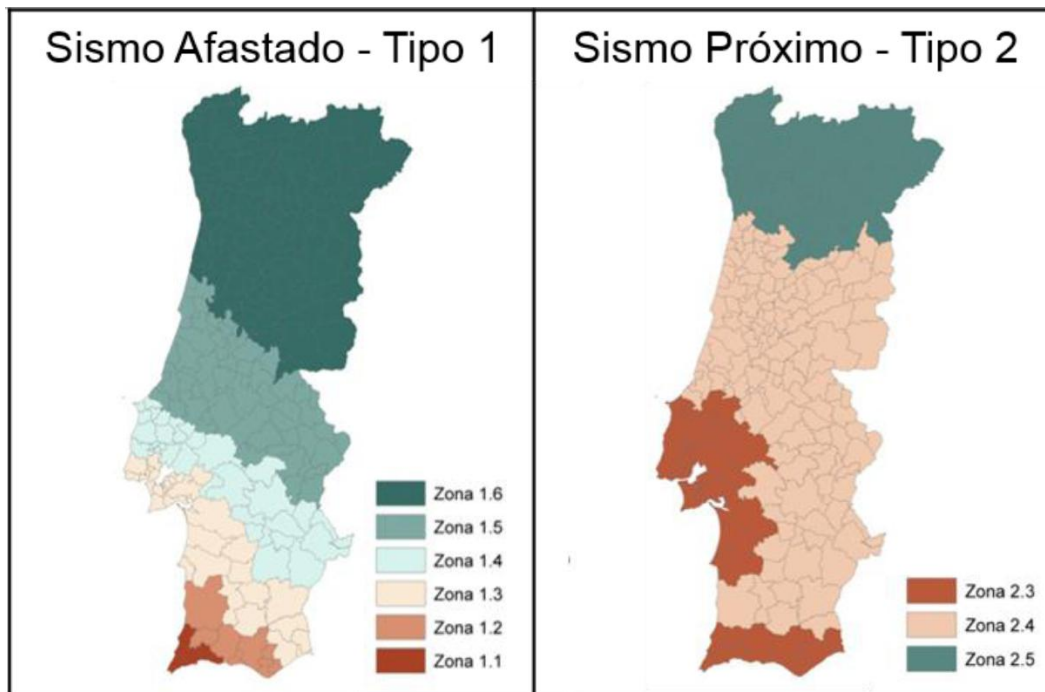


Figura 1 - Zonamento do Eurocódigo 8: sismo tipo 1 (afastado) e sismo tipo 2 (próximo) (Proença et al 2011)

Só através de um aproveitamento eficiente do zonamento sísmico à escala local e da correta diminuição da vulnerabilidade das estruturas é possível alcançar baixos riscos sísmicos. É importante que esta mitigação do risco seja feita não só nas novas estruturas a projetar mas também na área da reabilitação e reforço de estruturas.

No caso específico das pontes a exposição da estrutura ao sismo é normalmente elevada já que o seu colapso pode significar o isolamento de uma população ou o corte de um importante fluxo de mercadorias. Por esta razão, e por ser uma estrutura de elevado custo, na definição de risco sísmico uma ponte revela-se como sendo de alto valor económico e social. No que diz respeito à vulnerabilidade da estrutura esta pode ser avaliada em termos de deslocamentos e esforços já que tanto uns como outros podem ser causadores de danos ou mesmo colapso na estrutura. Sismos de grande intensidade provocam fundamentalmente quatro tipos de danos em pontes (Ravara, 1981):

- Cedência das fundações devido a fenómenos de liquefação;
- Danos em encontros;
- Queda de elementos do tabuleiro;
- Danos em pilares ou com menor frequência no tabuleiro.

No âmbito deste trabalho pretende-se acima de tudo controlar o deslocamento longitudinal de uma ponte de tirantes. Qualquer medida tomada no sentido de reduzir o deslocamento longitudinal, deve ser analisada em comparação com a hipótese de prever uma junta que acomode o deslocamento do tabuleiro. Deve ser encontrado um compromisso, e é esse o objetivo do presente trabalho, entre a redução do deslocamento e a eficiência do sistema de proteção a testar.

É de referir que no âmbito deste trabalho só foi considerada a componente longitudinal do sismo desprezando-se as suas componentes vertical e transversal ao tabuleiro. Esta hipótese foi tomada no sentido de resolver a maior vulnerabilidade da estrutura, pois o projeto de pontes longas em zonas sísmicas frequentemente conduz a soluções de muito pouca rigidez horizontal na direção longitudinal (Guerreiro et al, 1998).

O nível de proteção sísmico é definido consoante a classe de importância das estruturas. Para tal o EC8 define coeficientes de importância consoante o impacto social e económico da estrutura. No limite o nível de proteção sísmica pode também ser definido pelo dono de obra, desde que superior ao mínimo regulamentar exigido.

Definido o grau de sismicidade que se considera aceitável numa estrutura, inicia-se o processo de garantir que a sua vulnerabilidade corresponde ao nível pretendido. Muitas técnicas e tecnologias de construção antissísmica foram sendo desenvolvidas ao longo dos tempos para mitigar os efeitos do sismo em edifícios, pontes e outras estruturas vulneráveis (Skinner et al, 1993). Estes desenvolvimentos têm sido feitos sobretudo à custa da capacidade de deformação da própria estrutura, da alteração das suas propriedades dinâmicas ou ainda da sua capacidade de dissipar energia.

Neste trabalho não se pretende abordar a ductilidade da estrutura de uma ponte como sendo a sua capacidade de acomodar a energia e movimentos provocados por um sismo (Zayas, 1987). Pretende-se sim estudar dois dissipadores de energia amplamente conhecidos: o dissipador viscoso e o dissipador histerético. Estes dois tipos de dissipador apresentam uma versatilidade que favorece a sua utilização, sendo fácil a sua introdução no sistema estrutural e também pelo facto de permitem uma grande liberdade, por parte do projetista, na definição das suas características (Guerreiro, 2006). O dissipador de energia viscoso é um dispositivo que trabalha através do movimento de pistões dentro de fluidos altamente viscosos e que permitem uma elevada dissipação de energia. Por outro lado, um dissipador histerético é aquele que tira partido da capacidade de deformação plástica de elementos metálicos.

Usualmente um dissipador histerético é materializado numa peça de aço. Pretende-se também estudar a aplicabilidade de um amortecedor de massa sintonizada (TMD do inglês *Tuned Mass Damper*) ao contexto específico das pontes de tirantes. O TMD é um dispositivo constituído por uma massa adicional ligada à estrutura. O funcionamento do TMD consiste em produzir durante o sismo forças de inércia contrárias às da estrutura base, e que portanto exerçam um efeito de atenuação da resposta global da estrutura.

Em relação a utilizações de sistemas de proteção sísmica já existentes em pontes de tirantes em Portugal, é de destacar a utilização de dissipadores histeréticos na ponte Vasco da Gama em Lisboa. Estes dissipadores foram instalados na ligação entre a torre e o tabuleiro. De referir que neste caso os dissipadores foram previstos desde a fase de projeto. No caso da utilização de dissipadores viscosos neste tipo de pontes existem também já alguns casos, sendo que um exemplo é a ponte de tirantes da Figueira da Foz, em que foram instalados dissipadores viscosos na ligação do tabuleiro aos encontros (Appleton et al, 2007). Neste caso, os dissipadores só foram instalados na ponte no âmbito de uma intervenção de reabilitação realizada anos após a sua construção. Em relação à proteção sísmica deste tipo de pontes recorrendo a TMD's, constata-se que esta não é muito usual sendo a sua utilização mais comum em pontes pedonais. Existe no entanto registo de aplicação em pontes suspensas como é o caso da ponte Akashi Kaikyo no Japão. Considera-se uma hipótese com algum potencial de aplicação e pretende-se estudar a sua viabilidade em futuras pontes de tirantes.

A abordagem deste trabalho, e que pressupõe a utilização de dispositivos de proteção sísmica, insere-se numa óptica de não recorrer à capacidade de deformação própria da estrutura. Neste contexto, e apesar de o presente trabalho não pretender testar exaustivamente todos os sistemas disponíveis, é importante inserir os três sistemas a testar no universo de todos os dispositivos de proteção sísmica existentes. Existem três grandes grupos de dispositivos (Guerreiro, 2007):

- Sistemas ativos;
- Sistemas semi-ativos;
- Sistemas passivos.

Os sistemas de proteção sísmica ativos são aqueles que necessitam de fornecimento de energia para controlar os movimentos da estrutura. Estes sistemas procuram contrariar os efeitos dos sismos nas estruturas através da aplicação externa de forças que os anulem (Romão et al, 2011). As forças de controlo num sistema de proteção ativo são geradas por dispositivos electro-hidráulicos ou electromagnéticos com base nas informações que provêm da estrutura ou da solicitação sísmica (Symans et al, 1997). Como seria de esperar, dispositivos deste tipo necessitam de grandes quantidades de energia para serem eficientes e dessa forma a sua utilização fica limitada. No entanto existem vários dispositivos que recorrem a este conceito e que já foram utilizados com sucesso, sendo os mais

utilizados os sistemas de contraventamento ativo e os amortecedores de massa sintonizada ativos (ATMD do inglês Active Tuned Mass Damper). De referir que no presente trabalho não se prevê o teste de qualquer solução deste tipo.

Os sistemas de proteção sísmica semi-ativos têm a mesma função que os sistemas ativos e passivos sendo que diferem dos ativos por recorrerem ao fornecimento de menores quantidades de energia. Este tipo de proteção consiste em dotar a estrutura de um conjunto de sensores, dispositivos de atuação semi-ativos, controladores e ou algoritmos de controlo, de tal forma interligados entre si e com a estrutura, que contribuem para melhorar o desempenho estrutural desta (Oliveira et al, 2012). Os dispositivos de atuação semi-ativos são dispositivos passivos cujas características se vão alterando em tempo real. Já foram testados com resultados satisfatórios dispositivos como: sistemas para modificação da rigidez, amortecedores viscosos, amortecedores baseados em fluidos reológicos, amortecedores de atrito, e ainda amortecedores de líquido sintonizado (ALS).

Por último existem os sistemas de proteção passiva que como o nome indica só atuam por resposta à excitação da própria estrutura. Estes dispositivos não necessitam de qualquer fornecimento de energia exterior para atuarem sobre a estrutura. Os custos mais reduzidos decorrentes da sua aplicação e a sua maior simplicidade, associada a uma eficácia perante eventos sísmicos que não deixa de ser comprovada, têm como consequência que o seu uso seja mais frequente e acessível (Oliveira et al, 2012). De facto, e no âmbito deste trabalho, foram os dispositivos escolhidos para serem testados na proteção sísmica de uma ponte de tirantes, já que se apresentam desde logo à partida como os mais simples e eficientes. Os sistemas mais utilizados dentro do grupo dos sistemas de proteção passiva são os dissipadores de energia histeréticos e viscosos, o isolamento de base e os TMD`s. Como referido no âmbito deste trabalho vão ser testados os dois tipos de dissipadores de energia mencionados e ainda o TMD.

Verifica-se igualmente uma nova tendência de utilização de ligas com memória de forma (SMA do inglês *Shape Memory Alloys*) como sistema de proteção ou combinados com os diversos dispositivos do mercado (Symans et al, 1997).

Resume-se então o conjunto de sistemas de proteção sísmica existentes e enquadram-se os sistemas a testar (ver figura 2).

O capítulo 2 do EC8 regula o projeto de estruturas de pontes no que diz respeito à resistência sísmica. Este regulamento orienta o projeto da estrutura da ponte a projetar e também o dimensionamento dos eventuais dispositivos de proteção sísmica a incorporar.



Figura 2 - Enquadramento dos sistemas a testar nos sistemas de proteção sísmica

## 1.2 Objetivos da Dissertação

Na dissertação pretende-se estudar várias abordagens de proteção sísmica ao contexto específico das pontes de tirantes. Como já referido testam-se soluções recorrendo a dissipadores de energia histeréticos e viscosos e também soluções utilizando TMD's. É objetivo da dissertação abordar as características de comportamento de cada um dos sistemas a testar e também o seu modelo de análise computacional. Pretende-se também dar indicações no que diz respeito ao pré-dimensionamento de dispositivos deste tipo para pontes de tirantes. O objetivo do trabalho é testar a aplicação dos dispositivos a um caso de estudo e aferir a sua eficiência na redução da resposta dinâmica da estrutura e conseqüentemente do deslocamento longitudinal. Não se pretende, no entanto, definir qual o dispositivo a instalar numa ponte deste tipo. Pretende-se sim decidir se um dispositivo é adequado e nesse caso guiar um possível pré-dimensionamento. A decisão do dispositivo a usar é sempre influenciada por fatores externos e em última análise é uma escolha exclusivamente do dono de obra.



## 1.3 Metodologia do trabalho

A metodologia de trabalho foi definida numa fase inicial da dissertação. Em linhas gerais correspondeu ao inicialmente estabelecido, apesar de algumas alterações decorrentes do desenvolvimento do trabalho em si. As principais etapas foram:

- Enquadramento teórico;
- Dimensionamento, modelo de análise, características e comportamento dos sistemas de proteção sísmica a testar;
- Análise do caso de estudo como estrutura livre;
- Aplicação dos sistemas a testar ao caso de estudo;
- Análise e comparação de resultados.

Em primeiro lugar tentou-se enquadrar o tema do trabalho. Por um lado realizou-se uma pesquisa no sentido de compreender o funcionamento estrutural de uma ponte de tirantes e as suas limitações em termos de comportamento dinâmico. Por outro lado compreendeu-se o conceito de proteção sísmica, nomeadamente o de proteção passiva. Foram identificados os principais sistemas de proteção passiva existentes e escolhidos os que seriam alvo de análise no âmbito da dissertação. Foi também realizada uma pesquisa de alguns exemplos de aplicações reais deste tipo de sistemas a pontes de tirantes. Toda a pesquisa bibliográfica foi feita recorrendo a publicações académicas, informação disponível *online* e ainda regulamentos técnicos.

Na segunda etapa foi definido o comportamento de cada sistema de proteção sísmica. Foi definido o seu modelo de análise e os principais parâmetros que o afetam. Explicou-se a modelação computacional de cada sistema e por último avançou-se com algumas regras de pré-dimensionamento.

A terceira etapa consistiu na análise do caso de estudo como uma estrutura livre, ou seja, sem qualquer tipo de proteção sísmica. Nesta etapa definiu-se também a ação sísmica a considerar em todas as análises que viriam a ser realizadas. O caso de estudo, e como referido anteriormente, trata-se de uma ponte desenvolvida como estudo alternativo à estrutura original da Ponte Vasco da Gama pelo Prof. José Oliveira Pedro. O modelo computacional da ponte foi disponibilizado pelo seu autor. Foi realizada uma análise do modelo existente, isto é, perceber como foi construído e que eventuais detalhes de modelação relevantes poderia conter. No momento em que se considerou validado o modelo efetuou-se a avaliação dinâmica da estrutura e do seu comportamento em resposta à ação sísmica a considerar.

A quarta etapa passou pela aplicação dos vários sistemas de proteção sísmica ao caso de estudo. O seu pré-dimensionamento foi feito com base nas indicações dadas no capítulo dois. Foi realizada uma análise dos resultados e de seguida procedeu-se à otimização das características de cada um dos dispositivos. Nesta fase voltou-se a analisar os resultados. A quinta etapa passou por comparar os resultados obtidos para cada tipo de dispositivo depois de otimizado, e por retirar conclusões.

O caso de estudo e os dispositivos de proteção sísmica foram modelados recorrendo ao programa de modelação estrutural *SAP2000*.

## 1.4 Estrutura da dissertação

O presente trabalho está estruturado em duas partes distintas. Na primeira é feito todo o enquadramento teórico da dissertação, isto é, introduzem-se os temas que são relevantes para o seu correto desenvolvimento. Na segunda analisa-se um caso de estudo, aplicando a teoria desenvolvida na primeira parte do trabalho e retiram-se as devidas conclusões. A dissertação está organizada em cinco capítulos principais.

Precedendo a primeira parte e no presente capítulo faz-se uma introdução geral, em que se define o objetivo do trabalho e também as linhas gerais de desenvolvimento do tema. Define-se o conceito de proteção sísmica e a sua aplicabilidade no contexto português. Em traços gerais descrevem-se os principais sistemas de proteção sísmica já utilizados e como se enquadram nesse conjunto os sistemas que se pretende estudar na presente dissertação.

O segundo capítulo diz respeito ao funcionamento de uma ponte de tirantes. Aborda-se a sua conceção estrutural bem como as suas particularidades de proteção sísmica. São também dados exemplos de pontes de tirantes protegidas com sistemas de resistência sísmica. O capítulo seguinte foca-se nos sistemas de proteção que se pretende estudar. Divide-se em três subcapítulos, um para cada sistema a testar. Define-se para o dissipador histerético, viscoso e para o TMD o modelo de comportamento e teoria associada. De seguida explica-se o modelo computacional de análise que se pretende aplicar ao caso de estudo. Por último apresentam-se os princípios de pré-dimensionamento que se pretende aplicar para determinar as características de cada dispositivo. De referir que estas indicações são apenas uma inicialização para a otimização que se pretende atingir no dimensionamento dos dispositivos.

No quarto capítulo faz-se a aplicação prática de toda a teoria desenvolvida. Descreve-se a estrutura do caso de estudo e apresenta-se o seu modelo computacional. É feita nesta fase a caracterização da resposta da estrutura livre para a ação sísmica definida. Esta fase torna-se essencial no sentido de

compreender o que se pretende do comportamento dos dispositivos. Dimensionam-se os dispositivos de proteção sísmica, aplicam-se à estrutura separadamente e analisam-se os resultados obtidos. Após leitura dos resultados procede-se à otimização de cada um dos três sistemas. Por fim comparam-se os resultados obtidos.

No capítulo reservado a conclusões faz-se um balanço geral do trabalho desenvolvido. Tenta-se compreender o que podem ser os futuros desenvolvimentos do tema.



## 2. Pontes de tirantes

Este capítulo aborda a conceção estrutural das pontes de tirantes. Descreve-se o seu funcionamento geral e também os elementos que as caracterizam. Apontam-se as principais particularidades de proteção sísmica e ainda alguns exemplos de sistemas de proteção instalados em pontes já construídas.



## 2.1 Conceção estrutural

O sistema estrutural é um importante e talvez o principal fator a ter em conta na caracterização de pontes. As pontes podem no entanto também ser caracterizadas segundo o seu destino, o seu período de utilização e também segundo o material que as constitui. No âmbito deste trabalho torna-se relevante apenas definir a ponte quanto ao seu sistema estrutural longitudinal. Relativamente a esta característica uma ponte pode ser:

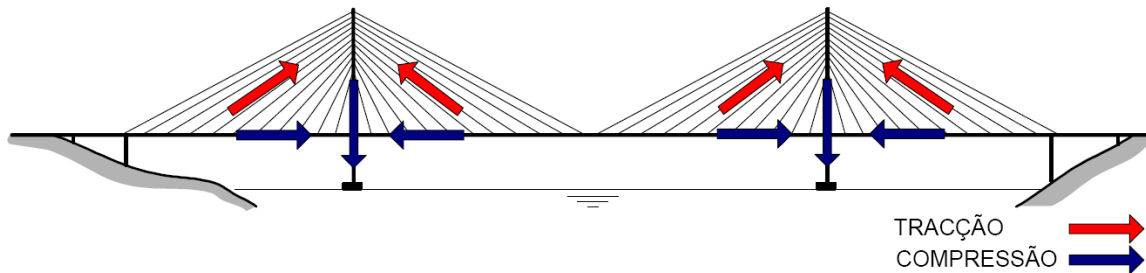
- Ponte em viga;
- Ponte em pórtico;
- Ponte em arco;
- Ponte de cabos: ponte suspensa e ponte de tirantes.

A ponte de tirantes insere-se portanto no grupo das pontes de cabos sendo que se distingue das pontes suspensas. O primeiro apontamento histórico sobre este tipo de pontes surge em 1883, quando na ponte de Brooklin nos EUA se utilizaram alguns tirantes inclinados (Reis, 2006). As primeiras pontes a ser efetivamente pensadas neste sistema estrutural foram as três pontes de Dusseldorf em 1952 (Reis, 2006). Em Portugal, a ponte da Figueira da Foz concluída na década de 70, projeto de Edgar Cardoso, foi a primeira ponte de tirantes construída. (Reis, 2006) (ver figura 3).



**Figura 3 - Ponte de tirantes da Figueira da Foz (N1)**

Desde então as pontes de tirantes têm vindo a evoluir e estão hoje presentes em quase todo o mundo. Os principais elementos estruturais que constituem uma ponte de tirantes são o tabuleiro, os pilares, as torres ou mastros e os tirantes. Num pequeno resumo do funcionamento estrutural de uma ponte deste tipo pode dizer-se que o tabuleiro suporta as cargas transmitindo-as para os pilares e para os tirantes. Os tirantes transmitem as cargas à torre que por sua vez as transmite às fundações (ver figura 4).



**Figura 4 - Funcionamento estrutural típico de uma ponte de tirantes (Oliveira Pedro, 2007)**

Na fase de conceção de uma ponte de tirantes é importante tomar algumas decisões que se encontram interligadas entre si. É necessário definir a seção transversal, os materiais do tabuleiro e a geometria das torres. É importante também definir os planos de suspensão a considerar. Desta forma fica feita a conceção geral de uma ponte. É de referir que a relação entre os vãos a vencer e a altura das torres é uma importante decisão a tomar nesta fase.

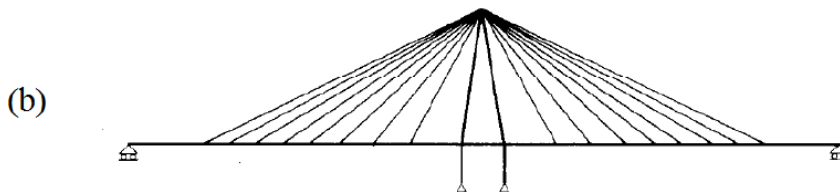
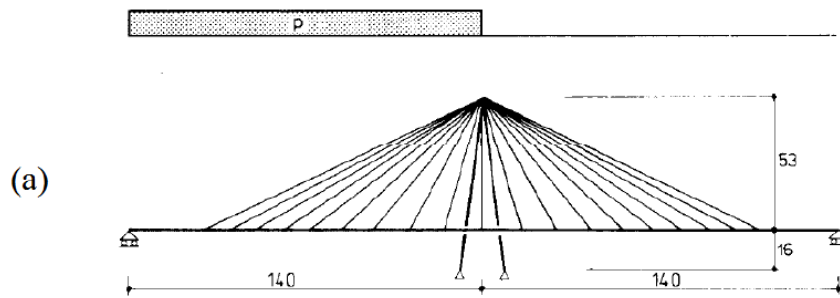
As pontes de tirantes de grandes vãos são geralmente constituídas por um sistema longitudinal com três vãos e duas torres.

Uma característica deste tipo de pontes é o tipo de ligação que existe entre o tabuleiro e os restantes elementos estruturais. Torna-se portanto fundamental perceber o tipo de ligações que existem entre este e os pilares, as torres e até mesmo os encontros. Este fator torna-se também muito importante na análise dinâmica da estrutura já que é causador de uma libertação ou restrição longitudinal. Na análise estática este facto torna-se relevante na situação de passagem da sobrecarga rodoviária, como exemplificado na figura 5. Constata-se que o sistema tem pior comportamento no que diz respeito a esforços na situação em que a ligação entre as torres e o tabuleiro não existe (a) quando comparada com a situação em que ela existe (b).

O sistema de atirantamento é também um fator diferenciador entre pontes de tirantes já que existem alguns tipos de soluções.



## Carregamento



## Deformada

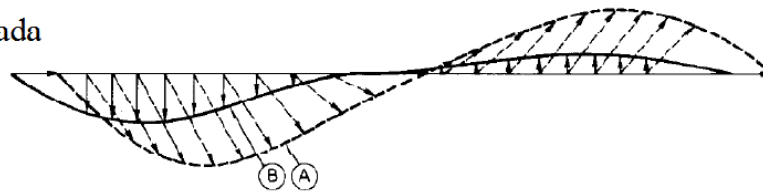


Figura 5 - Tipos de ligação tabuleiro-torre e deformações (Gimsing, 1983)

Fundamentalmente os tirantes podem ser ancorados no topo da torre (sistema em leque) ou ao longo da torre (sistema em harpa). Pode ainda existir uma distribuição de ancoragens mista (sistema semi-leque). As várias disposições de tirantes podem ser consultadas na figura 6.

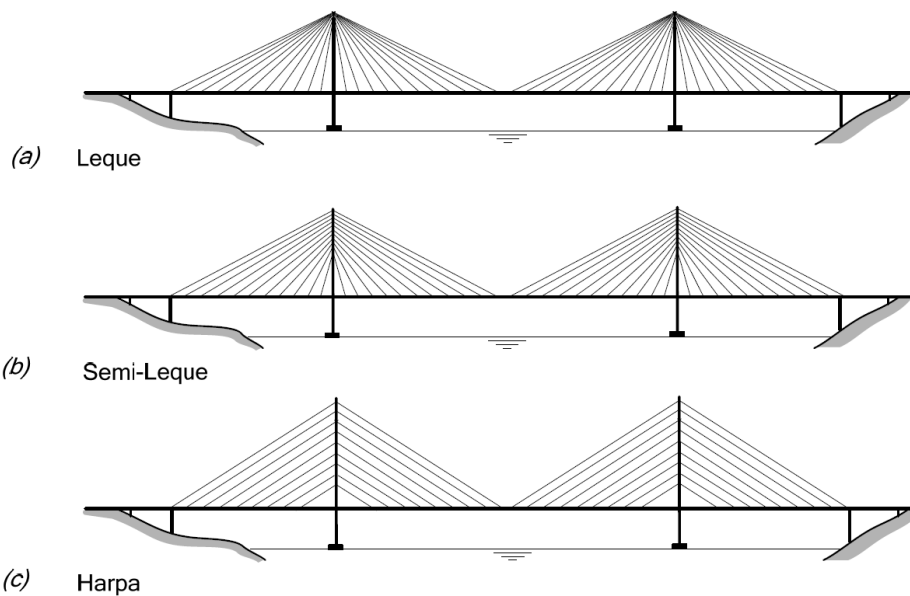


Figura 6 - Configurações do sistema de suspensão (Oliveira Pedro, 2010)

A configuração em leque tem a desvantagem de todos os tirantes serem ancorados no mesmo ponto (topo da torre). Na configuração em harpa elimina-se esse problema mas existe a desvantagem associada à menor inclinação nos tirantes que conduz a maiores quantidades de aço (Oliveira Pedro, 2010). A solução em semi-leque apresenta-se como aquela que conjuga o melhor dos outros dois sistemas e com a qual se atinge provavelmente o melhor equilíbrio de vantagens estruturais e económicas.

Existem também muitas possibilidades para a geometria das torres deste tipo de pontes. Não é objetivo deste trabalho explicar o funcionamento de cada um deles mas os principais tipos de torres são os seguintes:

- Torres com fuste único vertical ou inclinado;
- Torres com dois fustes;
- Torres em pórtico transversal e longitudinal;
- Torres em “pirâmide”;
- Torres em forma de “A” e “Y” invertido;
- Torres em forma de diamante e duplo diamante;
- Torres com formas particulares.

As torres são normalmente de betão armado havendo no entanto algumas exceções em que se optou por uma torre metálica.

No que diz respeito ao tabuleiro este pode apresentar grande variabilidade de geometria de seção e de material constituinte. A definição de material e da seção do tabuleiro é muito importante em termos de peso próprio e também de características aerodinâmicas. Em termos de material a utilizar podem ser preconizados tabuleiros em betão, metálicos e ainda tabuleiros mistos. As diferenças de peso próprio são muito importantes já que este aspeto se revela fundamental na conceção e dimensionamento do sistema de tirantes. A relevância do peso próprio pode ser confirmada na tabela 1 em que se exemplificam os intervalos de peso próprio de cada solução de tabuleiro:

**Tabela 1 - Peso Próprio por tipologia de tabuleiro (Oliveira Pedro, 2010)**

Tipo de tabuleiro	Peso próprio [kN/m <sup>2</sup> ]
Betão	10 a 15
Metálico	2,5 a 3,5
Misto aço-betão	6,5 a 8,5

## 2.2 Particularidades de proteção sísmica

O comportamento dinâmico de pontes de tirantes é um tema de elevada importância, especialmente quando se trata de pontes de grande vão. Entre as questões mais importantes salientam-se a estabilidade aerodinâmica dos tabuleiros, assim como os problemas associados à fadiga dos tirantes (Oliveira Pedro, 2007). O problema do excessivo deslocamento longitudinal é muito importante também, já que o projeto de pontes longas em zonas sísmicas frequentemente conduz a soluções de muito pouca rigidez horizontal na direção longitudinal (Guerreiro et al, 1998). Desta forma considera-se importante resolver estes três problemas de resposta dinâmica de uma ponte de tirantes.

A primeira problemática prende-se com a estabilidade aerodinâmica deste tipo de pontes. Esta condiciona de forma decisiva a conceção das grandes pontes de tirantes, tanto na escolha da seção transversal do tabuleiro como na configuração dos tirantes (Taylor, 1994). Esta instabilidade é normalmente causada por fenómenos de acoplamento dos primeiros modos de oscilação de flexão e de torção do tabuleiro. As formas mais eficazes de minimizar este problema são a adoção de seções transversais mais rígidas à torção ou de uma configuração espacial dos tirantes. De referir que esta problemática é mais sensível à ação do vento do que propriamente à ação sísmica.

No que diz respeito aos problemas associados à fadiga dos tirantes pode dizer-se que este fenómeno se deve à vibração que estes apresentam devido à ação do vento. Esta vibração depende sobretudo do nível de tensão a que estão sujeitos, do seu comprimento e também da proximidade relativa entre si. É importante portanto tomar medidas que afastem a frequência fundamental de vibração dos tirantes das frequências do vento, e obviamente também do sismo. Para este efeito as medidas mais eficazes a tomar são a adoção de cabos secundários de ligação entre tirantes ou a adoção de amortecedores viscoelásticos na ligação dos tirantes ao tabuleiro.

O controlo do deslocamento longitudinal do tabuleiro é muito importante neste tipo de pontes, já que dele dependem os esforços a serem transmitidos às torres e às fundações, e o dimensionamento de eventuais juntas estruturais. Para analisar este tema é fundamental perceber que tipo de ligação existe entre o tabuleiro e as torres. Quanto mais desligados estiverem os dois elementos mais flexível vai ser o tabuleiro na direção longitudinal. Uma solução deste tipo é favorável para as torres e fundações mas introduz importantes deslocamentos longitudinais, associados a juntas de grandes dimensões para os acomodar (Guerreiro et al, 1998). Como este tipo de juntas é oneroso e de difícil manutenção, soluções para reduzir estes deslocamentos têm de ser estudadas (Guerreiro et al, 1998).

Têm sido utilizadas soluções com dispositivos especiais como dissipadores de energia.

Estes dissipadores são muitas vezes colocados entre a torre e o tabuleiro e por vezes incorporados nos próprios sistemas de apoio.

Constata-se que da estabilidade aerodinâmica, da fadiga dos tirantes e do controlo do deslocamento longitudinal, apenas este último é condicionado pela ação sísmica sendo as outras duas mais afetadas por cargas permanentes, sobrecargas e ação do vento. Dessa forma, e no âmbito do presente trabalho e de acordo com os objetivos definidos, o foco vai ser mantido no controlo do deslocamento longitudinal do tabuleiro.

## 2.3 O estado da arte da proteção sísmica de pontes de tirantes

O conceito de reduzir a resposta sísmica de estruturas através da utilização de sistemas de dissipação de energia não é recente (Guerreiro, 2006). De facto tem sido uma das soluções mais populares entre os engenheiros nos últimos anos. No entanto não é o único. Existem também registos de aplicação de sistemas de isolamento de base, de TMD's e também do aumento da resistência e ductilidade da própria estrutura.

Concretamente no caso das pontes de tirantes existem registos de uso de dissipadores de energia viscosos e histeréticos, e também registos de recurso a sistemas de isolamento de base. No caso dos sistemas de isolamento de base um exemplo é o recente desenvolvimento da terceira travessia no estreito do Bósforo na Turquia, onde estão a ser preconizados apoios pendulares do tabuleiro nas torres e pilares (Oliveira Pedro, 2014). Existe também registo de aplicação de um TMD na ponte da Normandia em França (Caetano et al, 2007). De referir que neste caso o TMD se destinou ao controlo dos deslocamentos na fase construtiva.

Existem também pontes com dissipadores visco-elásticos na ligação dos tirantes à torre que têm como principal função controlar a vibração dos próprios tirantes evitando problemas de fadiga. Como referido anteriormente este fenómeno não se considera relevante no sentido de controlar o deslocamento longitudinal do tabuleiro.

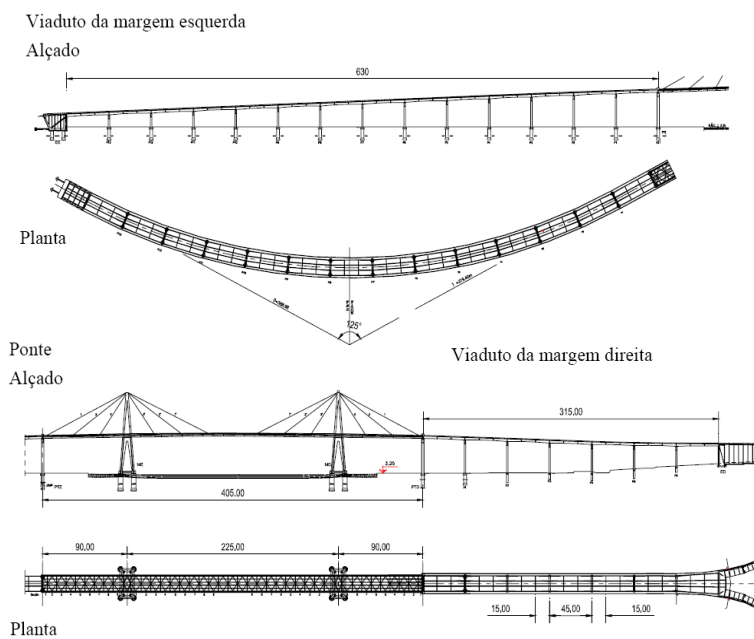
No sentido de introduzir o tema da proteção sísmica em pontes de tirantes através de dissipadores de energia histeréticos e viscosos, e também com recurso a um TMD, vão ser descritos três casos em que se recorreu à utilização de cada um deles. Não se pretende ser exaustivo mas sim dar um exemplo relevante de cada tipo de dissipador aplicado a uma ponte de tirantes específica.

## **Dissipador viscoso - Reforço sísmico dos viadutos de acesso à ponte da Figueira da Foz**

A ponte da Figueira da Foz tem um desenvolvimento total de 1421m, incluindo uma ponte de tirantes com 405 m sobre o rio Mondego e viadutos de acesso em ambas as margens com um desenvolvimento de 630 m na margem esquerda e 315 m na margem direita. O perfil transversal envolve uma plataforma de 20.6 m de largura (Appleton et al, 2007). Como já referido esta ponte foi originalmente projetada pelo Eng. Edgar Cardoso tendo sido a primeira ponte deste tipo em Portugal (ver figuras 7 e 8).



**Figura 7- Ponte da Figueira da Foz (N2)**



**Figura 8 - Dimensionamento geral da ponte da figueira da foz (Appleton et al, 2007)**

Por simulação através de modelo computacional da resposta à ação sísmica constatou-se que as ligações originais entre o tabuleiro e os encontros apresentavam deficiências, já que os ferrolhos preconizados não tinham suficiente capacidade resistente ao corte e a ligação das vigas a esses mesmos encontros não era robusta o suficiente (Appleton et al, 2007).

A conceção da intervenção foi controlar as ações transmitidas pelo tabuleiro ao encontro através da introdução de amortecedores viscosos entre as vigas do tabuleiro e os encontros. Com esta solução reduzem-se também as ações transmitidas aos pilares (Appleton et al, 2007).

A solução passou pela colocação de um amortecedor viscoso em cada viga do tabuleiro (ver figura 9).

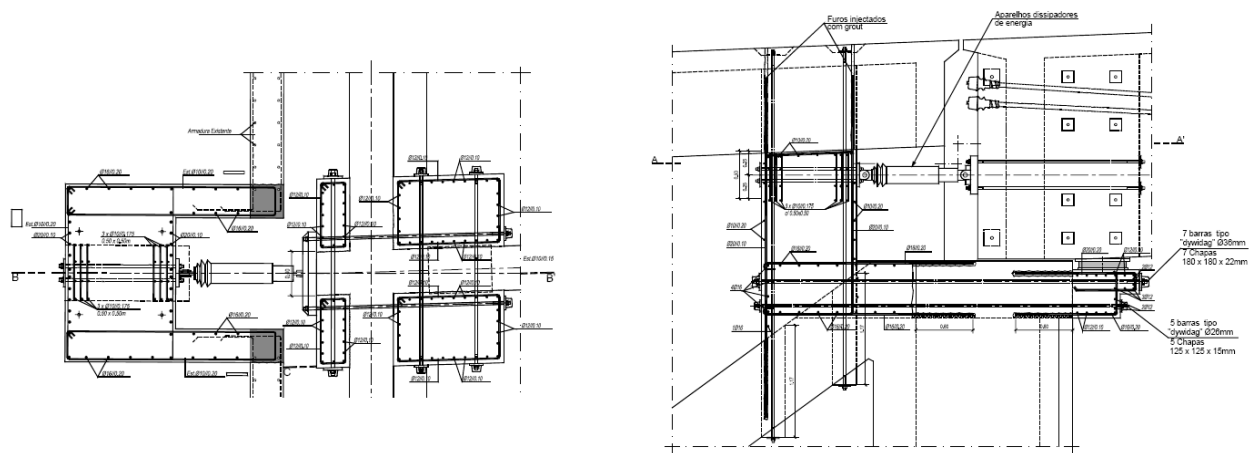


Figura 9 - Detalhes construtivos da solução adotada (Appleton et al, 2007)

Os resultados do estudo permitiram diminuir o deslocamento do tabuleiro e a força transmitida aos pilares.

### **Dissipador de energia histerético – Ponte Vasco da Gama**

A ponte Vasco da Gama tem na sua extensão total cerca de 12 quilómetros e faz uma das travessias sobre o rio Tejo em Lisboa. A ponte principal que a constitui é uma estrutura atirantada com 420 m de vão central e três vãos laterais com 62+70.6+72 m, de cada lado (ver figuras 10 e 11). Em resumo, o comprimento entre viadutos é de cerca de 830 m. O tabuleiro de betão tem cerca de 31 m de largura. De referir que a ligação do tabuleiro às torres é inexistente o que faz com que a ponte esteja totalmente apoiada nos tirantes na zona do vão central. Feita a análise sísmica da ponte sem qualquer tipo de dissipador chegou-se à conclusão que o deslocamento longitudinal obtido era cerca de 1.3 metros e que tinha de ser reduzido.



Figura 10 - Ponte Vasco da Gama (N3)

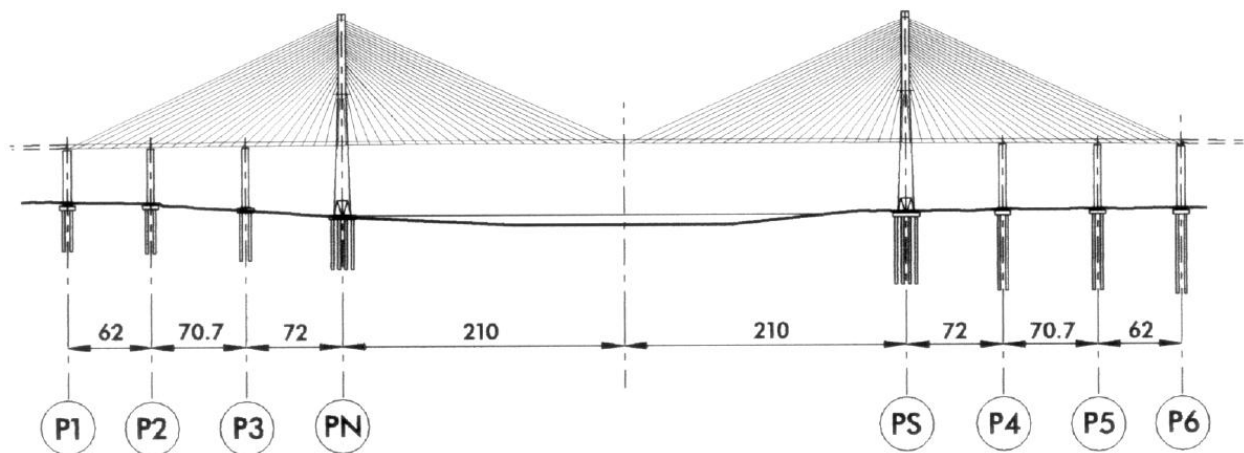
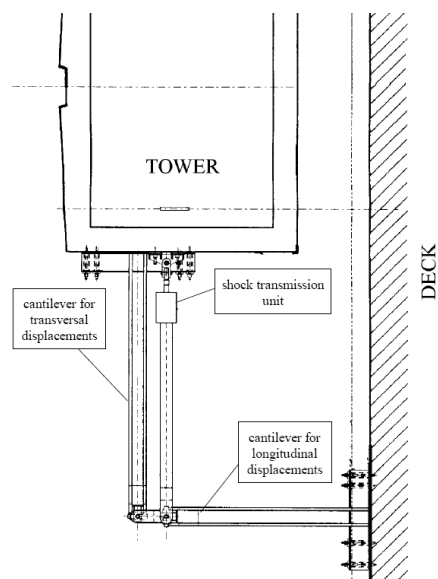


Figura 11 - Modelação de vãos da ponte Vasco da Gama (Capra et al, 1998)

Foi então tomada a decisão de projetar dissipadores de energia hysteréticos (metálicos) que permitissem dissipar energia e reduzir os deslocamentos longitudinais (Capra et al, 1998).

Os dissipadores dimensionados foram instalados na ligação entre o tabuleiro e a torre e permitiram reduzir o deslocamento longitudinal em 25%.



**Figura 12 - Dissipadores histeréticos adotados na ponte Vasco da Gama (Guereiro et al, 1998)**

Foram ainda incluídos dissipadores do mesmo tipo para a direção transversal, para controlar o movimento provocado pelo vento. De referir que a possibilidade de utilizar dissipadores viscosos foi testada à data mas concluiu-se que o seu correto dimensionamento conduzia a dissipadores de dimensões exageradas. Um esquema dos dissipadores adotados pode ser consultado na figura 12.

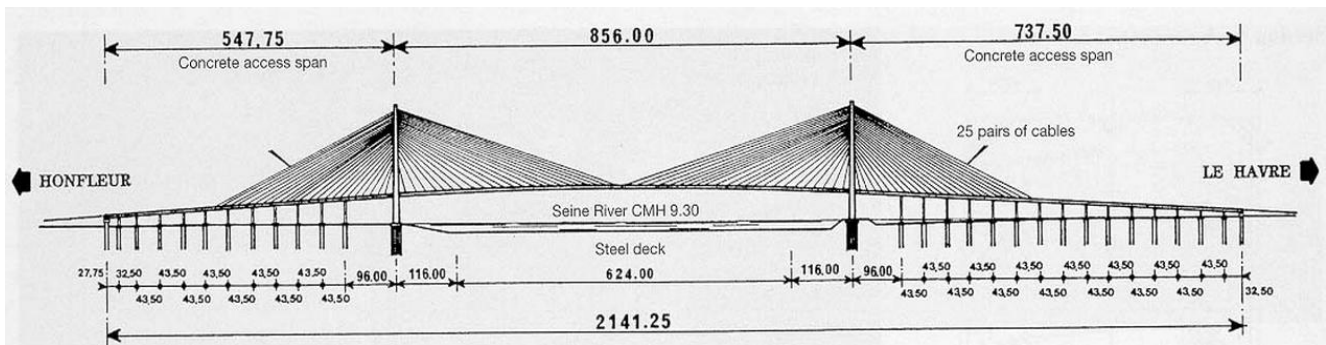
**Amortecedor de massa sintonizada (TMD do inglês *Tuned Mass Damper*) – Ponte da Normandia**

A ponte de tirantes da Normandia, situada na foz do rio Sena, entre Honfleur e Le Havre, foi construída em 1995 e tem um vão central de 856 m (ver figuras 13 e 14). Esta ponte foi considerada como muito inovadora para a sua época. O tabuleiro é em caixão fechado, inspirado nos tabuleiros das pontes britânicas de Severn e Humber. O resultado foi um tabuleiro completamente inovador que aliou uma esbelteza elevada a uma considerável rigidez



**Figura 13 - Ponte da Normandia (N4)**





**Figura 14 - Modelação de vãos da Ponte da Normandia (N5)**

A estrutura da ponte é considerada híbrida já que nos 624 m centrais a ponte é de aço e nos restantes de betão pré-esforçado.

Na fase de construção verificaram-se excessivas vibrações da ponte. Estas vibrações eram causadoras não só de problemas de esforços exagerados mas também de problemas de segurança dos processos de soldadura. No sentido de impedir essa mesma vibração pensou-se em utilizar cabos ancorados no rio. A ideia não passou disso mesmo porque se verificou que os cabos poderiam interferir com a navegação. Optou-se então por recorrer a TMD's localizados nas extremidades em consola do tabuleiro em construção (ver figura 15). Desta forma controlaram-se os deslocamentos indesejados na fase do processo construtivo. De referir que o sistema não continuou ativo a partir do momento da conclusão da obra.



**Figura 15 - TMD localizado na extremidade do tabuleiro em construção (N6)**



# 3. Sistemas de proteção a estudar

Neste capítulo abordam-se os vários dispositivos de proteção sísmica a testar. Descrevem-se as suas principais características e comportamento, e também o seu modelo de análise computacional. São ainda dadas indicações que podem ser usadas no processo de dimensionamento de cada um dos sistemas.



# 3.1 Dissipadores viscosos

## 3.1.1 Caraterísticas e comportamento

Os primeiros dissipadores surgiram no século XIX em contexto militar com o objetivo de amortecer o recuo de peças de artilharia. As primeiras experiências de utilização de sistemas viscosos aparecem na 2ª guerra mundial e também no subsequente período da guerra fria. No seguimento destas primeiras abordagens, existe o interesse por parte de empresas privadas e universidades em estudar soluções deste tipo que possam ser aplicadas em edifícios e pontes para controlo de vibrações. Neste sistema, a dissipação de energia é obtida graças às propriedades viscosas do fluido utilizado. Numa fase inicial o fluido utilizado era o óleo sendo agora mais comum a utilização de fluidos à base de silicone.

A força mobilizada depende da velocidade relativa entre as duas extremidades do dissipador. A lei que rege o comportamento deste tipo de dissipadores associa a força no dissipador a uma potência da velocidade do movimento imposto. O tipo de relação força-velocidade depende essencialmente das características do fluido utilizado. A lei de comportamento pode ser escrita de acordo com a expressão [1].

$$F = C \| v \|^{\alpha} \text{ sinal}(v) \quad [1]$$

Onde F é a força no dissipador, C e  $\alpha$  são constantes do dissipador e v é a velocidade relativa entre as extremidades do dissipador. De referir que o parâmetro  $\alpha$  depende essencialmente das características dos pistões e do fluido. O parâmetro C relaciona-se com as dimensões do dissipador. Para um correto dimensionamento de um dissipador viscoso devem ser escolhidos os parâmetros C e  $\alpha$  da forma mais rigorosa possível, e tendo em conta os objetivos a atingir com a sua utilização.

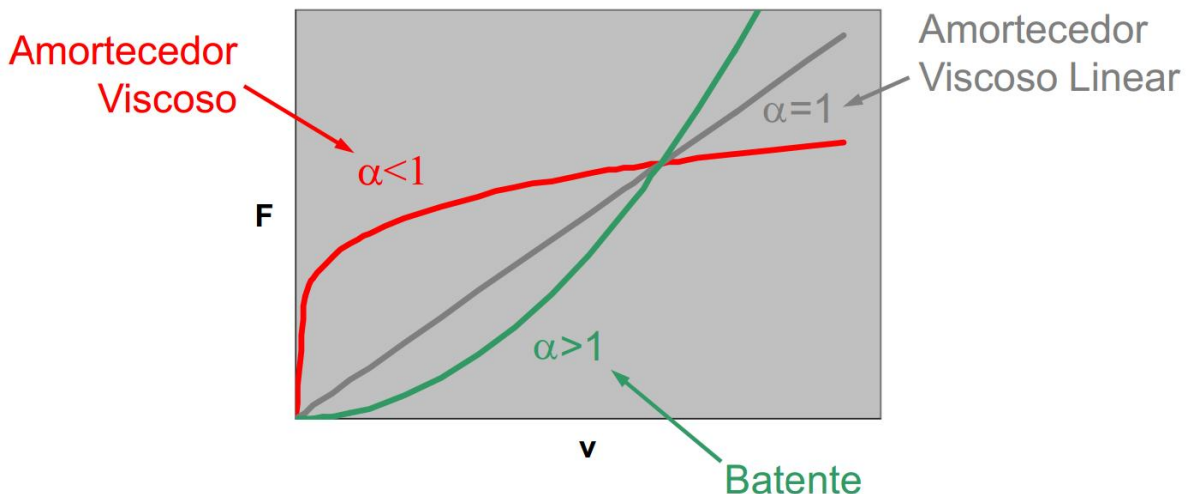


Figura 16 - Lei de comportamento de um dissipador viscoso (Guerreiro, 2009)

Na figura 16 apresenta-se a relação força-velocidade em função da variação do parâmetro  $\alpha$ .

Constata-se que para valores de  $\alpha$  baixos ( $<1$ ) a força cresce acentuadamente para valores baixos de velocidade. Verifica-se que a força no dissipador tende para um limite máximo e que até este limite praticamente não existe movimento relativo. Este fator pode ser importante no sentido de não permitir deslocamentos em algumas situações. A capacidade de dissipar energia deste dissipador é considerável já que, como se vai confirmar mais adiante, corresponde a uma situação de elevado amortecimento.

No caso de valores de  $\alpha$  mais elevados ( $>1$ ) verifica-se que o dissipador permite grandes deslocamentos para velocidades reduzidas não mobilizando também qualquer tipo de força. Com o aumento da velocidade a taxa de aumento da força vai também aumentando. Este dissipador é por vezes denominado “batente”, por permitir que a estrutura se desloque quase livremente para ações como a temperatura, a retração e a fluência mas que exerça uma força considerável no caso de ações como a sísmica ou a de frenagem de um comboio.

A situação com  $\alpha=1$  corresponde ao dissipador viscoso linear em que força e velocidade são proporcionais.

A escolha do parâmetro  $\alpha$  revela-se fundamental no que diz respeito ao conceito de amortecimento estrutural. O amortecimento que um determinado dissipador introduz na estrutura é medido pela sua capacidade de dissipação de energia em cada ciclo (Guerreiro, 2006). Neste sentido, e como o objetivo da instalação de um dispositivo deste tipo é dissipar a maior quantidade de energia possível, torna-se importante perceber como esta dissipação varia com o valor de  $\alpha$ . Em primeiro lugar define-se a energia dissipada como a área interior da curva de um ciclo de força e deslocamento (ver figura 17). Esta grandeza não é mais que o trabalho produzido pelo dissipador.

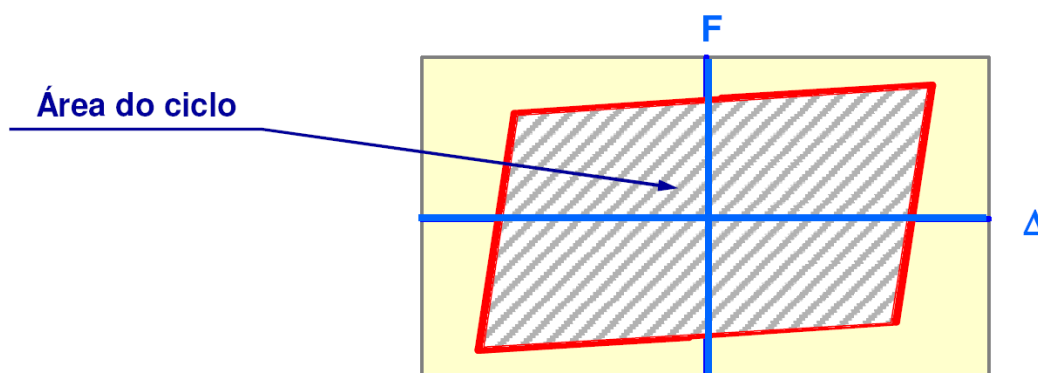
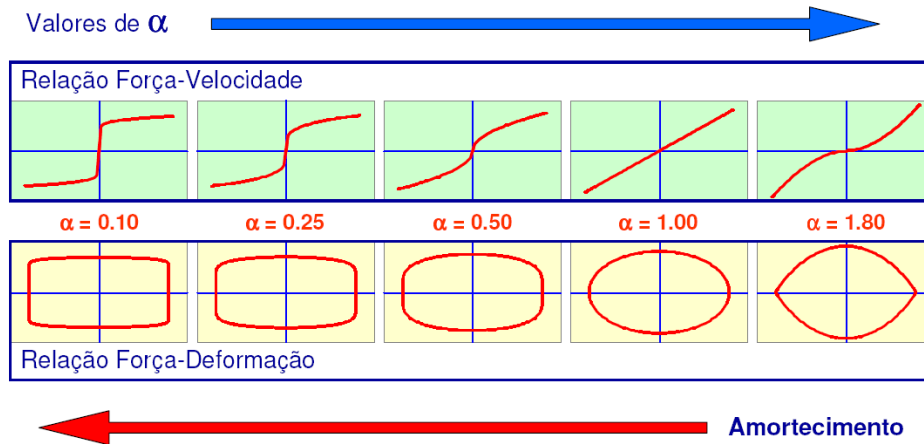


Figura 17 - Relação força-deslocamento (Guerreiro, 2006)

Pode-se então dizer que o dissipador deve ser avaliado pelo ciclo de histerese que produz. Como é de esperar, diferentes valores de  $\alpha$  vão produzir diferentes formatos de ciclos de histerese e dessa forma condicionar o amortecimento conferido à estrutura. Em termos genéricos, o parâmetro  $\alpha$  e o valor do amortecimento relacionam-se da forma expressa na figura 18.



**Figura 18 - Relação entre o parâmetro  $\alpha$  e o amortecimento conferido à estrutura (Guerreiro, 2006)**

A conclusão a retirar da análise dos diferentes formatos da curva força-deformação é que a área interior do ciclo é tanto maior quanto menor for o valor de  $\alpha$ . No limite dos casos apresentados, com  $\alpha=0,1$  o ciclo é quase “retangular” e a dissipação de energia é máxima. De referir que nem sempre foi possível fabricar dispositivos com valores de  $\alpha$  baixos e que essa tem sido uma das principais apostas na evolução tecnológica dos mesmos.

O parâmetro  $C$ , como referido, está relacionado com as dimensões do dissipador e com a força que este transmite à estrutura. Desta forma revela-se muito importante em termos económicos e funcionais. Um dissipador grande demais ou oneroso demais tornar-se-á pouco competitivo no momento da tomada de decisão acerca do sistema adotar. Em termos de amortecimento o valor de  $C$  não altera a forma do ciclo força-deformação. Constata-se que o aumento do valor de  $C$  aumenta a capacidade de deformação do dissipador mas ao mesmo tempo a força que este transmite à estrutura. É importante definir um compromisso vantajoso entre o aumento da energia dissipada e o aumento da força, ou seja, é fundamental entender que as vantagens geradas pelo aumento da energia dissipada devem ser comparadas com as desvantagens da introdução de esforços maiores na estrutura. No sentido de comparar dissipadores com o mesmo valor do parâmetro  $\alpha$  e diferentes valores de  $C$  são dados dois exemplos na figura 19. Confirma-se que a forma do ciclo de histerese se mantém existindo apenas um aumento da área interior da curva. No fundo são dissipadores com o mesmo comportamento mas a uma escala diferente.

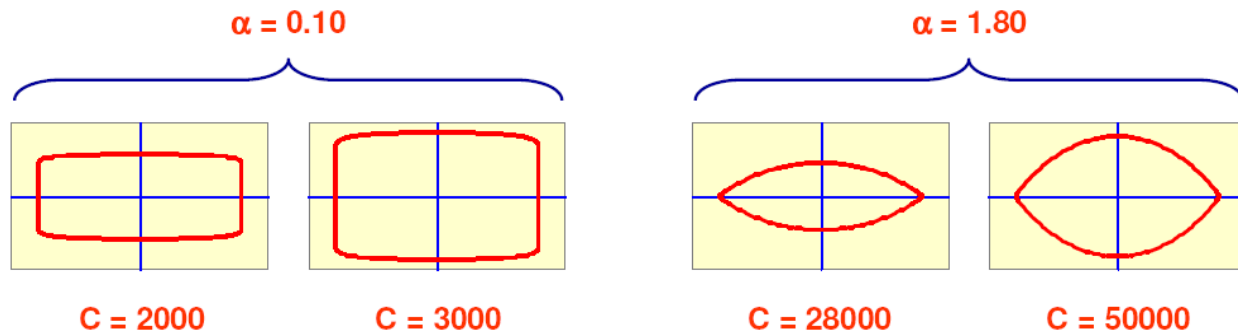


Figura 19 - Comparação de dissipadores viscosos com o mesmo valor de  $\alpha$  e diferente valor de C (Guerreiro, 2006)

### 3.1.2 Modelo de análise computacional

O modelo de análise a considerar deve estar de acordo com o dissipador dimensionado. Na maioria dos sistemas de dissipação de energia o comportamento é não linear. Isto significa que o dissipador se comporta de forma diferente ao longo do tempo e que é necessário calcular as suas características a cada instante de tempo. No caso de um dissipador de energia viscoso a não linearidade advém da sua lei de comportamento que é, como analisado no subcapítulo anterior, matematicamente não linear. A situação só seria distinta no caso de se utilizar um dissipador com  $\alpha=1$ , situação que se mostra pouco interessante em termos de amortecimento. A única forma de realizar uma análise deste tipo é recorrendo a um programa de análise dinâmica estrutural não linear. No âmbito deste trabalho foi utilizado o programa *SAP2000*.

A simulação de um dissipador deste tipo no programa *SAP2000* é feita através de um elemento que no programa é denominado *Nlink*. Este elemento é constituído por um amortecedor e por uma mola dispostos em série. Assim sendo, além de definir os parâmetros  $\alpha$  e C é necessário definir uma rigidez K para a mola do dispositivo. A definição desta rigidez é importante para garantir que o dissipador não se deforma demasiado quando solicitado pela força máxima que pode mobilizar. As figuras 20 e 21 exemplificam a correta definição de um dissipador deste tipo no programa. Na figura 20 é importante ter em atenção que o elemento *Nlink* deve ser definido como sendo do tipo *Damper*, que não deve ter massa nem peso e ainda que deve ter propriedades não lineares. Na figura 21 e já dentro da definição das propriedades do dissipador são atribuídos valores aos parâmetros C,  $\alpha$  e K. A determinação do valor de cada um dos parâmetros deve ser otimizada pela análise dos resultados obtidos sendo que uma primeira estimativa de cada um deles é dada no subcapítulo 3.1.3.



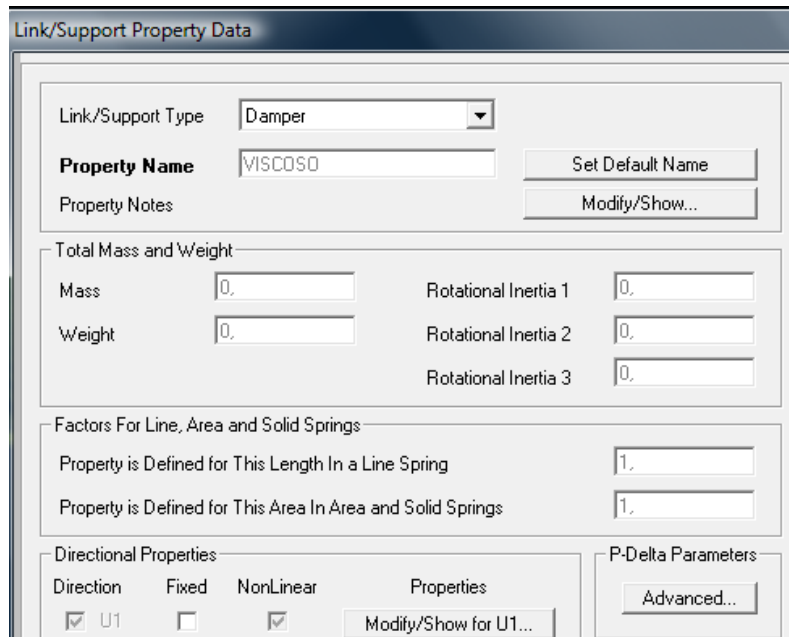


Figura 20 - Definição do dissipador viscoso como *Nlink* no programa SAP2000

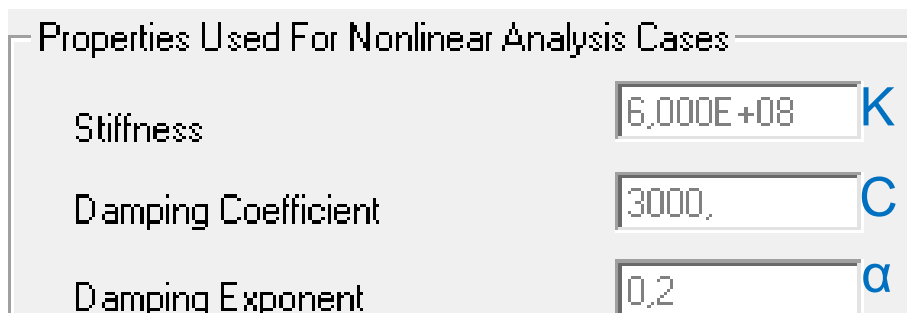


Figura 21 - Definição dos parâmetros K, α e C no programa SAP2000

### 3.1.3 Regras expeditas de dimensionamento

Como referido, a lei que rege o comportamento deste tipo de dissipadores é:

$$F = C \|v\|^\alpha \text{ sinal}(v) \quad [1]$$

O dimensionamento do dissipador passa portanto pela definição dos parâmetros C e α da respetiva lei de comportamento, e também do valor K do elemento *Nlink* que também já foi introduzido.

Em primeiro lugar é necessário determinar os objetivos a atingir no caso de se aplicar um sistema deste tipo. Só dessa forma se consegue avançar com um dimensionamento adequado. Por outro lado e como a análise a ser feita é não linear e de relativa complexidade é importante compreender que a definição dos

parâmetros do dissipador deve passar por um processo iterativo. Desta forma, devem ser definidas algumas regras de pré-dimensionamento. Posteriormente vão-se alterando os valores das constantes em função da análise dos resultados obtidos. A análise não linear deve ser feita e os parâmetros alterados até que se considerem atingidos os objetivos definidos.

É importante que o dispositivo seja eficiente do ponto de vista estrutural e económico e, portanto, os objetivos não devem ser atingidos à custa de um dispositivo excessivamente oneroso. No caso específico de um dissipador viscoso o fator económico mede-se essencialmente pelo valor da força mobilizada no dissipador, sendo este tanto mais oneroso quanto maior for essa força. Sendo o objetivo da proteção sísmica de pontes de tirantes diminuir o deslocamento longitudinal, deve ser analisada a relação entre a sua variação e a variação da força acima mencionada. Deve ser escolhido o dissipador que apresentar uma diminuição do deslocamento longitudinal interessante sem que as consequências em termos de força no dissipador sejam excessivas. Pretende-se que os resultados desta análise sejam de acordo com o esquema conceptual da figura 22, ou seja, que os resultados obtidos mostrem que com o aumento da força no dissipador exista uma clara diminuição do deslocamento longitudinal. Projeta-se que a partir de certo valor não seja interessante aumentar essa força. No ponto em que deixar de ser interessante aumentar a força no dissipador, porque já não existe grande variação do deslocamento, está o dissipador próximo das suas características ótimas. No gráfico apresentado na figura 22 verifica-se claramente que a certa altura a curva se torna vertical e essa será uma zona de pouca eficiência do dissipador. O dissipador deve ser escolhido dentro da zona ótima assinalada. A zona de dimensionamento ótima definida depende especificamente do parâmetro  $C$ , já que é este que impacta diretamente na força mobilizada no dissipador. O parâmetro  $\alpha$  deve ser escolhido como sendo o mais baixo disponível nos fabricantes de dissipadores deste tipo. Atualmente é possível escolher um parâmetro  $\alpha$  relativamente baixo sem qualquer tipo de condicionantes.

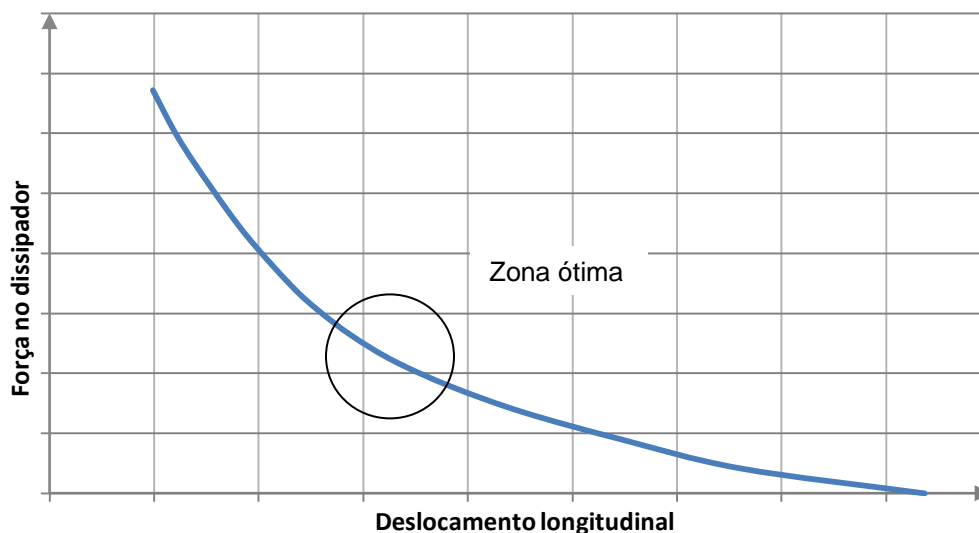


Figura 22 - Relação entre a força no dissipador e o deslocamento longitudinal do tabuleiro

No âmbito deste trabalho sugere-se que seja usado um valor de  $\alpha = 0,2$ .

No caso do valor de C pretende-se que a força mobilizada seja razoável no sentido de não prejudicar a estrutura em termos de esforços. Como regra de pré-dimensionamento sugere-se que a força máxima no dissipador seja cerca de 10% do peso total do tabuleiro. Admitindo como hipótese que a velocidade ( $v$ ) no dissipador é cerca de 1 m/s obtém-se a seguinte expressão para a lei de comportamento do dissipador:

$$F = C \parallel 1 \parallel^{0,2}$$

No caso de a velocidade ser 1 m/s a força ( $F$ ) é igual ao valor de C. Considera-se que como regra de pré-dimensionamento se pode considerar esta hipótese válida e que portanto a força máxima no dissipador possa ser representada pelo valor de C. Admite-se então que o valor de C possa ser como primeira abordagem, o correspondente a cerca de 10% do peso do tabuleiro de uma ponte.

A definição da rigidez do elemento *Nlink* (explicada no início do subcapítulo) do programa *SAP2000* deve ser feita garantindo que a deformação no elemento mola seja reduzida quando mobilizada a força máxima no dissipador. A lei de comportamento de uma mola pode ser escrita de acordo com [2].

$$F = K \cdot d \quad [2]$$

Em que K é a rigidez da mola, d é o deslocamento da mola e F a força instalada.

Definiu-se como critério de pré-dimensionamento que o deslocamento elástico no dissipador na situação de mobilização máxima de força seria de  $10^{-5}$  m.

Consideram-se definidos todos os parâmetros necessários à realização de uma primeira análise dinâmica não linear do tabuleiro de uma ponte de tirantes. Posteriormente estes devem ser ajustados de acordo com a resposta da estrutura. Um resumo dos critérios a utilizar pode ser consultado na tabela 2.

**Tabela 2 - Critérios de pré-dimensionamento para dissipador viscoso**

Parâmetro	Critério de pré-dimensionamento
$\alpha$	$\alpha=0,2$
C	C=10% do peso do tabuleiro $\frac{kN}{m/s}$
K	$d = \frac{F}{K} = 10^{-5} m$

## 3.2 Dissipadores hysteréticos

### 3.2.1 Características e comportamento

Por volta dos anos 60 a abordagem lógica ao problema da dissipação de energia foi desenvolver dissipadores de alta capacidade que utilizassem a capacidade de deformação plástica de vigas de aço (Skinner et al, 1993). Um dissipador do tipo hysterético é isso mesmo, um elemento de aço que se plastifica a cada ciclo de deformação e dessa forma dissipa energia.

A força neste tipo de dissipadores depende da deformação imposta ao dissipador e os parâmetros de controlo são a rigidez inicial ( $K_1$ ), a rigidez após cedência ( $K_2$ ), e o nível de força de cedência ( $F_y$ ) (Guerreiro, 2006). A relação força-deslocamento apresenta a configuração genérica apresentada na figura 23.

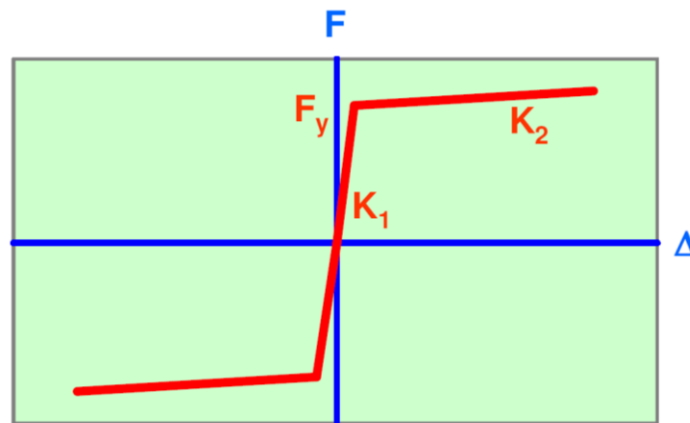


Figura 23 - Relação força-deslocamento num dissipador hysterético (Guerreiro, 2006)

O ciclo de histerese de um dissipador hysterético apresenta um formato semelhante ao da figura 24, sendo que da mesma forma que num dissipador viscoso, o seu amortecimento é medido pela área interior à curva do ciclo. Desta forma é muito relevante a avaliação do ciclo de histerese na escolha e dimensionamento do dissipador hysterético.

Como foi referido o comportamento do dissipador depende de  $K_1$  e  $K_2$  sendo que o factor verdadeiramente relevante é a relação entre eles. Percebe-se facilmente que geometricamente falando uma relação  $\frac{K_2}{K_1}$  reduzida irá conduzir a um ciclo de histerese muito mais “rectangular” do que no caso oposto.

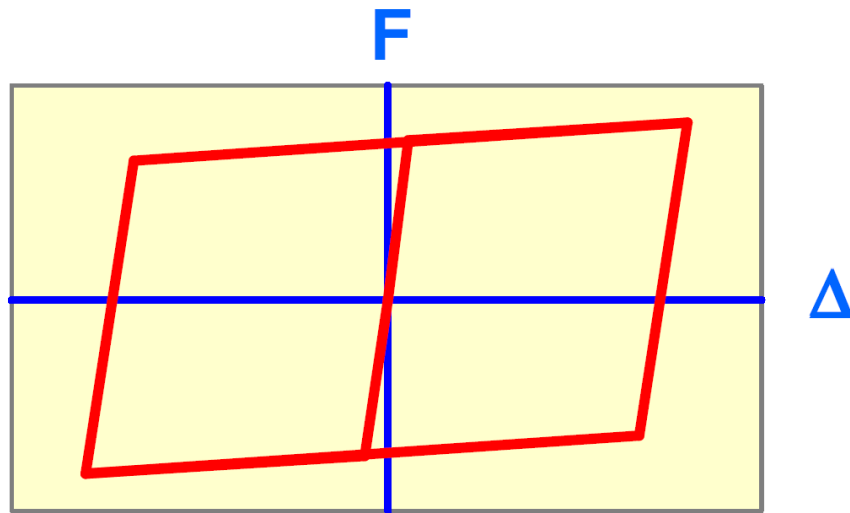


Figura 24 - Ciclo de histerese genérico de um dissipador histerético (Guerreiro, 2006)

Pretende-se aplicar um sistema de modo a maximizar a energia dissipada e portanto uma relação  $\frac{K_2}{K_1}$  que o faça ir a mais indicada. A variação da relação  $\frac{K_2}{K_1}$  bem como o ciclo de histerese associado de um dissipador histerético podem ser consultados na figura 25.

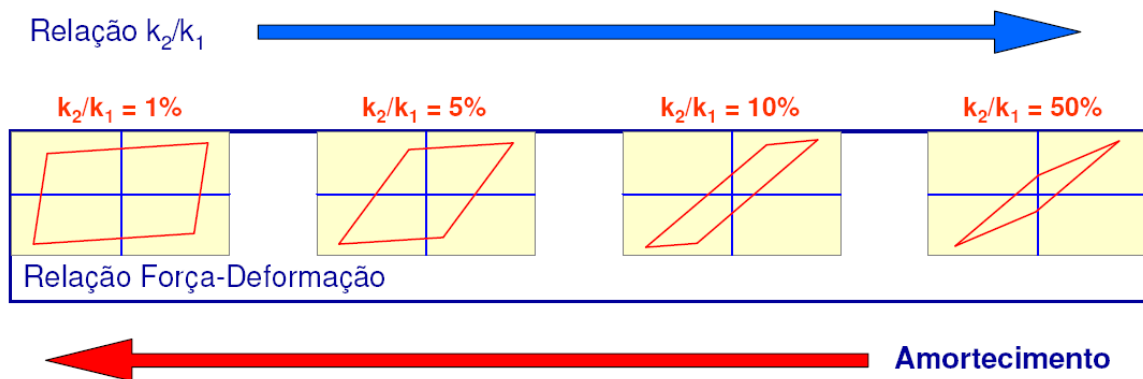


Figura 25 - Relação entre o amortecimento e a relação  $K_2/K_1$  (Guerreiro, 2006)

Como é natural o parâmetro  $K_1$  é de extrema importância já que corresponde à forma como o dissipador responde em regime elástico para toda e qualquer ação que não seja a sísmica. Não se pretende, por exemplo, que o dissipador funcione como fixo ou exageradamente flexível para uma ação como a retração ou a fluência. Por esta razão é necessário que se defina  $K_1$  e  $K_2$  da forma mais integrada possível.

Relativamente ao valor da força de cedência ( $F_y$ ) é importante que seja definido de forma a dissipar a maior quantidade de energia possível. Como se pode compreender um valor de  $F_y$  muito elevado vai fazer com que o dissipador plastifique poucas vezes e dessa forma não dissipe muita energia. Por outro

lado um dissipador deste tipo com uma força de cedência muito baixa pode corresponder a um deslocamento exagerado do tabuleiro para a ação sísmica. O valor de  $F_y$  não deve ser muito baixo também para não permitir plastificação do dissipador em situações que não sejam as da ação sísmica. Conclui-se portanto que a escolha do valor da força de cedência deve ser feita para que este dissipe grandes quantidades de energia e que ao mesmo tempo atinja bons desempenhos em termos de deslocamentos longitudinais do tabuleiro.

O comportamento do dissipador não pode ser analisado separando os seus parâmetros de rigidez ( $K_1$  e  $K_2$ ) e a sua força de cedência ( $F_y$ ) já que só os três em conjunto permitem definir o ciclo de histerese e o amortecimento conferido à estrutura.

### 3.2.2 Modelo de análise computacional

À semelhança do caso dos dissipadores viscosos o modelo de análise de um dissipador histerético deve ser do tipo não linear. Neste caso a não linearidade advém das propriedades físicas do material, que são as mesmas que precisamente são exploradas com o intuito de dissipar energia. Mais uma vez foi usado o programa de análise estrutural não linear *SAP2000*.

Da mesma forma que no caso do dissipador viscoso, o programa *SAP2000* permite simular um dissipador histerético através de um elemento *Nlink*. Este elemento comporta-se como uma peça com comportamento elastoplástico. Existem vários modelos para definir o comportamento de uma peça com comportamento elastoplástico sendo que o modelo utilizado pelo programa é o modelo de Bouc-Wen. Deve então definir-se o elemento *Nlink* como sendo desse tipo e definir as suas características. De referir que além dos parâmetros introduzidos no subcapítulo anterior ( $K_1$ ,  $K_2$  e  $F_y$ ) é também necessário definir um parâmetro  $n$ . Este parâmetro diz respeito ao comportamento do modelo de Bouc-Wen e simplificadamente permite dizer se o comportamento do dissipador na passagem entre a fase elástica e a fase plástica é mais ou menos suave. Este parâmetro deve ser sempre superior a 1, situação que corresponde à passagem do regime elástico para o regime plástico da forma mais suave possível.

Nas figuras 26 e 27 exemplifica-se a correta definição de um dissipador histerético no programa através dos seus parâmetros  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $F_y$  e  $n$ . O elemento *Nlink* deve ser definido como sendo do tipo *Plastic (Wen)* e o tipo de análise definido como não linear. De referir que o parâmetro  $K_2$  não é definido de forma direta mas sim como uma percentagem do valor de  $K_1$

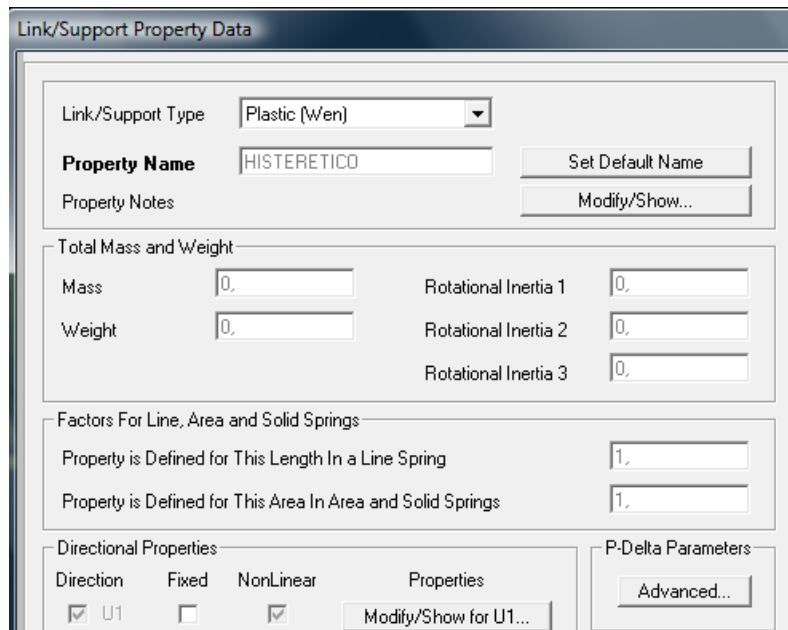


Figura 26 - Definição do dissipador histerético como *Nlink* no programa SAP2000

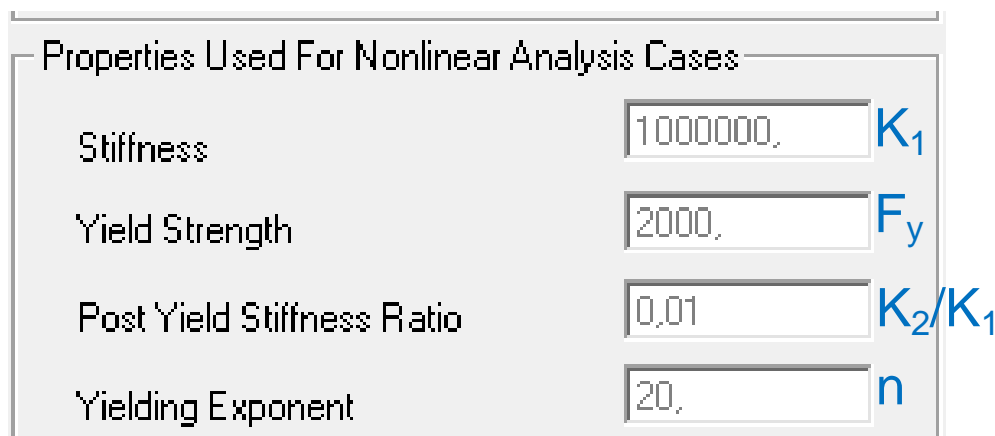


Figura 27 - Definição dos parâmetros  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $F_y$  e  $n$  no programa SAP2000

A determinação do valor de cada um dos parâmetros deve ser otimizada pela análise dos resultados obtidos, sendo que uma primeira estimativa de cada um deles é dada no subcapítulo 3.2.3.

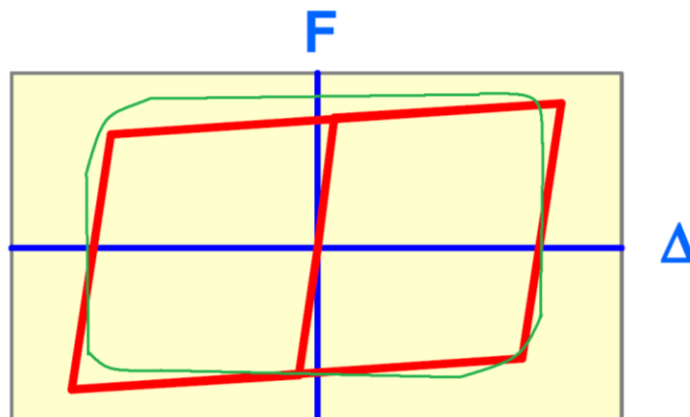
### 3.2.3 Regras expeditas de dimensionamento

A abordagem ao pré-dimensionamento do dissipador histerético foi ligeiramente diferente da abordagem seguida relativamente ao dissipador viscoso. Neste caso optou-se por dimensionar e otimizar o comportamento do dissipador viscoso e de seguida dimensionar o dissipador histerético para que este

fosse competitivo em relação ao anterior. O critério seguido foi o de aproximar o nível de dissipação de energia dos dois dissipadores.

No subcapítulo anterior foram definidos os parâmetros necessários à correta modelação de um dissipador hysterético em termos computacionais. A questão prende-se portanto com a adoção de valores para  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $F_y$  e  $n$ . Em relação a  $n$  optou-se por adotar um valor de  $n=20$  já que se pretende que a transição entre o regime elástico e o regime plástico do dissipador se faça de uma forma intermédia, ou seja, que não seja excessivamente abrupta nem excessivamente suave. De seguida veio-se a confirmar que a adoção do valor de  $n=20$  se revelou uma escolha sensata. A relação  $\frac{K_2}{K_1}$  definiu-se como sendo de 1% na sequência das conclusões dos subcapítulos anteriores e mais especificamente da figura 25.

O problema de pré-dimensionar o dissipador hysterético a instalar fica resumido à escolha do valor de  $K_1$  e  $F_y$ . A metodologia a seguir foi, como referido, tentar que o dissipador hysterético dissipe a mesma quantidade de energia que o dissipador viscoso. Desta forma e com  $n=20$  e  $\frac{K_2}{K_1} = 1\%$  pretendia-se que os dois ciclos de histerese tivessem aproximadamente a mesma área interior. Com este objetivo definiram-se critérios que permitissem obter ciclos de histerese aproximadamente equivalentes. Optou-se por adotar para  $F_y$  a máxima força registada no dissipador viscoso. Em relação a  $K_1$  considerou-se como critério limitar o deslocamento máximo ao valor obtido para o dissipador viscoso, obter deslocamentos elásticos que não permitissem grande mobilidade à estrutura (valores próximos de 0,01 m). Desta forma e de acordo com [2] determinou-se a rigidez  $K_1$  do sistema. De referir que nesta primeira abordagem se considerou o deslocamento máximo registado no dissipador viscoso. Pretende-se de seguida desenhar o ciclo de histerese do dissipador hysterético e sobrepô-lo ao ciclo do dissipador viscoso. Pretende-se obter um resultado genérico como apresentado na figura 28.



**Figura 28 - Sobreposição entre relação deformação-força num dissipador hysterético (Encarnado) e viscoso (Verde) (Adaptado de Guerreiro, 2006)**



Por análise da sobreposição dos dois ciclos devem ser ajustados os parâmetros  $F_y$  e  $K_1$  iniciais até que os dois ciclos se revelem aproximadamente equivalentes em termos de área interior. Neste momento considerar-se-á o pré-dimensionamento realizado e iniciar-se-á o processo de otimização das características do dissipador. O passo seguinte deve ser a variação de  $F_y$  e  $K_1$  e a análise do seu impacto na redução do deslocamento longitudinal do tabuleiro, o principal objetivo do presente trabalho. A primeira análise deve ser manter a rigidez inalterada e alterar o valor de  $F_y$  inicialmente adotado. O resultado deve ser uma sucessiva redução do deslocamento longitudinal à medida que se aumenta o valor de  $F_y$ . É de esperar que a certa altura o aumento de  $F_y$  não corresponda a consideráveis variações de deslocamento. Deve procurar-se escolher o valor de  $F_y$  na zona em que o seu aumento se revele eficiente. A relação  $F_y$ -deslocamento longitudinal do tabuleiro deverá apresentar-se com o formato genérico da figura 29. Deve ser escolhido o valor de  $F_y$  dentro de uma zona que se considera “ótima”, ou seja, uma zona em que é interessante ter um dissipador mais resistente porque se tira grande partido desse facto em termos de redução de deslocamento longitudinal.

É também importante controlar as forças transmitidas à estrutura se bem que à partida estas devam ser aproximadamente proporcionais a  $F_y$ . De qualquer forma deve ser traçado o andamento destas forças com o aumento de  $F_y$ . Deve ser garantido o melhor compromisso possível entre a redução do deslocamento longitudinal e a força a ser transmitida à estrutura.

De seguida deve ser feita uma análise de sensibilidade da variação da rigidez inicialmente definida. Por análise desses dados deve ser ponderada a sua alteração face ao valor inicialmente adotado. Mais uma vez a análise deve ser feita analisando por um lado a redução do deslocamento longitudinal e por outro o aumento das forças transmitidas à estrutura. Se existirem ganhos evidentes com a alteração da rigidez esta deve ser alterada.

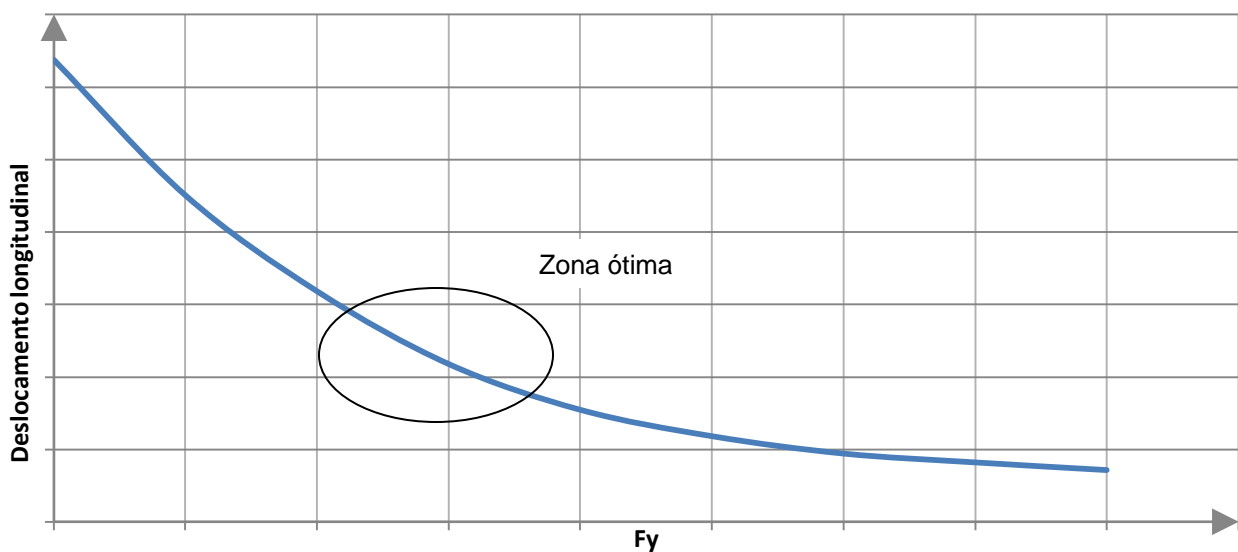


Figura 29 - Relação teórica entre o deslocamento longitudinal do tabuleiro e  $F_y$

Em resumo devem seguir-se os critérios de pré-dimensionamento da tabela 3 e de seguida otimizar a escolha dos parâmetros do modelo de acordo com as suas vantagens económicas e estruturais.

**Tabela 3 - Critérios de pré-dimensionamento para dissipador hysterético**

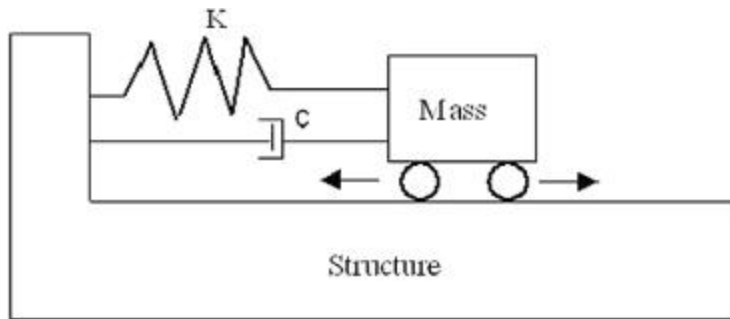
Parâmetro	Critério de pré-dimensionamento
n	n=20
$K_1$	$K_1 \Rightarrow$ deslocamento máximo equivalente ao dissipador viscoso e deslocamento elástico próximo de 0,01 m
$\frac{K_2}{K_1}$	$\frac{K_2}{K_1} = 1\%$
$F_y$	Igual á máxima força instalada no dissipador viscoso otimizado

## 3.3 TMD

### 3.3.1 Caraterísticas e comportamento

Os amortecedores de massas sintonizadas (TMD do inglês *Tuned Mass Damper*) têm sido aplicados com sucesso na redução dos níveis de vibração em estruturas de Engenharia Civil, solicitadas por ações de natureza periódica e com uma resposta dinâmica dominada pela contribuição de um modo de vibração específico (Cunha et al, 2004). No caso de uma ponte de tirantes em que o modo de vibração longitudinal se revela como sendo determinante considerou-se relevante testar este tipo de sistema. De referir que dentro do grupo deste tipo de amortecedores de controlo de vibrações o TMD não é único existindo também, por exemplo, os amortecedores de líquido sintonizado.

O TMD é um dispositivo que se materializa numa massa indeformável ligada à estrutura a proteger por um meio elástico flexível (geralmente uma mola) e por um amortecedor viscoso disposto em paralelo com essa mesma mola (ver figura 30). O objetivo do amortecedor é o controlo dos deslocamentos do próprio TMD.



**Figura 30 - Esquema genérico de um TMD (N7)**

O funcionamento de um TMD consiste em produzir forças de inércia que contrariem os movimentos da estrutura original. Essas forças são obviamente proporcionais à massa do TMD. Naturalmente um TMD com uma massa mais elevada vai ser mais eficaz a contrariar as vibrações da estrutura principal. No entanto essa massa tem de ser ligada à estrutura e provoca um aumento de esforços que por vezes não pode ser desprezado. A massa do TMD deve portanto ser equilibrada entre os benefícios que produz na ação dinâmica e o acréscimo de esforços que provoca em termos estáticos. É comum adotarem-se massas para o TMD que rondam os 2% a 10% da massa oscilante da estrutura.

O aparelho deve ser, como o seu nome indica, sintonizado para a frequência do modo de vibração da estrutura que se quer controlar. No limite até poderiam existir vários TMD's numa mesma estrutura sintonizados para controlar modos de vibração distintos. No caso de uma ponte de tirantes, e no âmbito do presente trabalho, apenas se pretende sintonizar o TMD para o controlo do modo de vibração longitudinal do tabuleiro. É portanto necessário para o correto dimensionamento de um TMD, conhecer de forma rigorosa as características dinâmicas da estrutura a proteger e dessa forma poder sintonizar o TMD. Os parâmetros a determinar para modelar o funcionamento de um TMD são essencialmente a sua massa e a sua frequência fundamental.

### 3.3.2 Modelo de análise computacional

A modelação matemática de um TMD é usualmente formulada de acordo com o esquema da figura 31.

Em primeiro lugar é necessário definir qual o tipo de análise que se pretende fazer ao modelar um elemento TMD e instalá-lo numa estrutura. Ao contrário dos dissipadores anteriormente tratados, no caso de um TMD a análise a fazer é do tipo linear. Isto acontece pois um dispositivo deste tipo não tem qualquer tipo de comportamento não linear, seja ele físico (dissipador histerético) ou proveniente da sua lei de comportamento (dissipador viscoso).

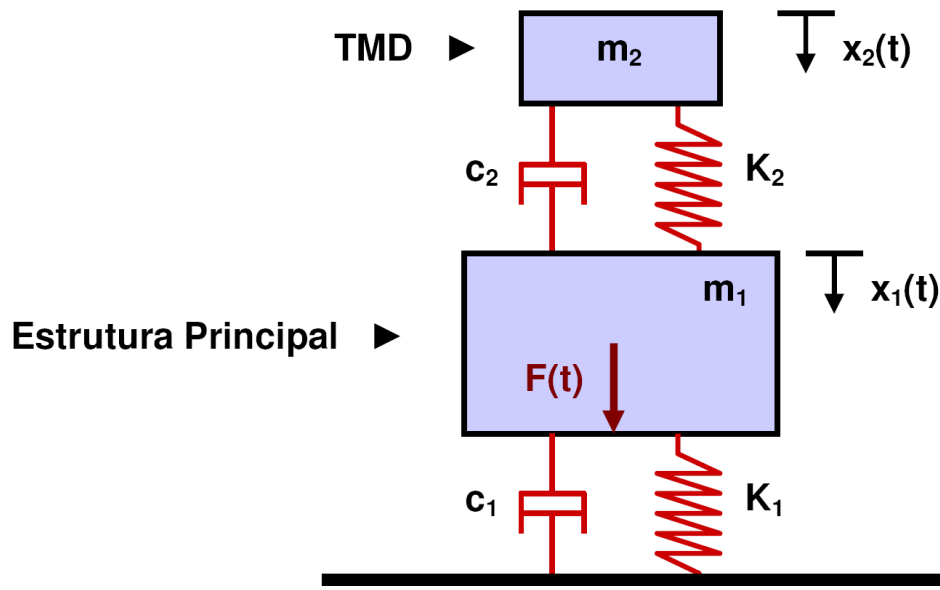


Figura 31 - Modelo matemático de um sistema com TMD (Antunes, 2006)

No que diz respeito à modelação propriamente dita do TMD existem várias formas de o fazer de forma adequada, sendo que uma delas é definir uma estrutura secundária que seja ligada à estrutura original e se comporte exatamente como o TMD dimensionado. No âmbito do presente trabalho optou-se por modelar o TMD como sendo um elemento em consola com uma massa pontual na sua extremidade. Esse elemento é posicionado no local da estrutura onde se pretende instalar o TMD. De referir que no caso de uma ponte o TMD é usualmente instalado no tabuleiro, podendo ser uma só massa concentrada ou várias distribuídas ao longo do seu desenvolvimento. Em termos dinâmicos o comportamento é o mesmo e portanto a modelação torna-se mais simples aplicando toda a massa num único TMD. Soluções de localizações alternativas do TMD podem ser estudadas posicionando TMD's num ou vários pontos da estrutura.

O elemento que simula o TMD foi modelado de acordo com o esquema da figura 32. De referir que o elemento em termos de modelação não apresenta peso e tem a sua massa totalmente concentrada na sua extremidade. As grandezas anteriormente denominadas por  $K_2$  e  $m_2$  são agora definidas como  $K_{TMD}$  e  $m_{TMD}$  respetivamente.

O TMD é modelado portanto por uma consola de comprimento  $L$  com uma massa pontual na sua extremidade de valor  $m_{TMD}$ . A seção da viga em consola é constituída por um material com módulo de elasticidade  $E_{TMD}$  e momento de inércia  $I_{TMD}$ . A ideia por detrás desta formulação é fazer com que a estrutura secundária definida se comporte dinamicamente da mesma forma que o TMD. Por manipulação das suas características é possível sintoniza-la com a estrutura principal.

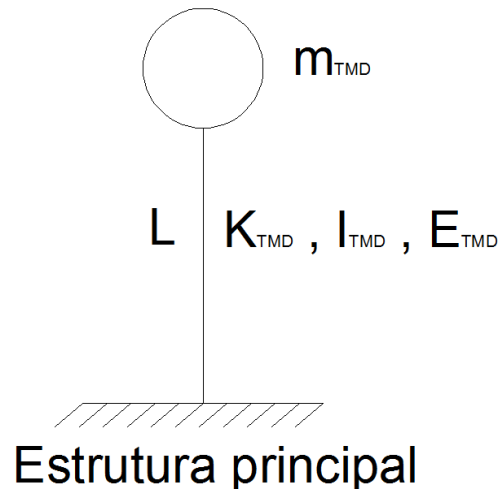


Figura 32 - Modelação do TMD

Com o objetivo de sintonizar o TMD com a estrutura principal é importante conhecer a frequência fundamental da ponte. Esta frequência é denominada  $f_1$ . O processo de sintonizar as duas estruturas passa por garantir a igualdade [3].

$$f_1 = f_{TMD} [3]$$

Em que  $f_{TMD}$  é a frequência própria do TMD.

A rigidez  $K_{TMD}$  pode ser escrita como a rigidez de uma consola a uma carga horizontal aplicada na sua extremidade (ver equação [4]).

$$K_{TMD} = \frac{3E_{TMD}I_{TMD}}{L} [4]$$

Por manipulação das grandezas  $E_{TMD}$ ,  $I_{TMD}$  e  $L$  é possível garantir que a rigidez  $K_{TMD}$  se situa no valor que se pretende. Em termos de modelação é o mesmo que dizer que o material escolhido para modelar o TMD tem o módulo de elasticidade  $E_{TMD}$ , que a secção usada tem o seu momento de inércia igual a  $I_{TMD}$  e ainda que a consola tem o comprimento  $L$ . Para facilitar a modelação foi tomado o valor de  $L=1$  e a secção como sendo uma secção quadrada de lado 20 cm. Desta forma a única variável a influenciar  $K_{TMD}$  é  $E_{TMD}$ .

O passo seguinte é calcular a frequência da estrutura secundária através da expressão [5].

$$f_{TMD} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{TMD}}{m_{TMD}}} [5]$$

De referir que  $m_{TMD}$  é o parâmetro a ser escolhido. É o único parâmetro relevante já que todos os outros dependem dele. É o parâmetro que na modelação escolhida caracteriza o TMD.

Igualando as duas frequências  $f_1$  e  $f_{TMD}$  obtém-se a expressão [6].

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3E_{TMD}I_{TMD}}{L m_{TMD}}} \quad [6]$$

Desta forma as duas estruturas estão sintonizadas se no programa de cálculo *SAP2000* se definir o material fictício da consola com o módulo de elasticidade  $E_{TMD}$  obtido. Qualquer otimização do TMD em termos de alteração da massa  $m_{TMD}$  é feita em termos de análise recalculando um novo valor de  $E_{TMD}$  e voltando a extrair resultados. No caso referido de instalação de vários TMD's na mesma estrutura cada um deles deve cumprir a igualdade [7].

$$f_1 = f_{TMD}^i \quad [7]$$

Em que  $f_{TMD}^i$  é a frequência do inésimo TMD instalado.

### 3.3.3 Regras expeditas de dimensionamento

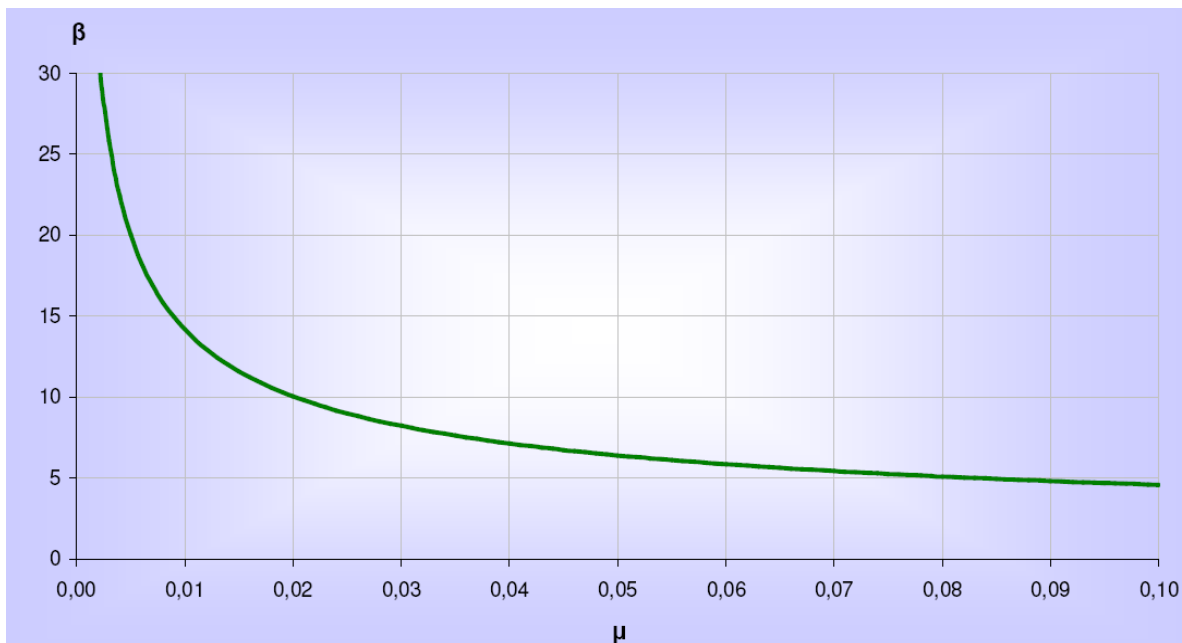
Como referido no subcapítulo anterior o único parâmetro relevante no que diz respeito ao dimensionamento de um TMD é a sua massa. Obviamente, questões como a sua materialização ou mesmo a sua posição na estrutura são muito relevantes. No entanto e no âmbito da dissertação considera-se que apenas a escolha da sua massa é relevante em termos dinâmicos, o que não deixa de ser uma assunção verdadeira. Na realidade e num capítulo mais avançado far-se-á uma variação da posição do TMD e mostram-se os resultados obtidos.

No que diz respeito à massa do TMD esta deve ser escolhida como referido, tentando minimizar as desvantagens de carregamento estático conferidas pelo TMD e maximizando os ganhos dinâmicos. Partindo deste pressuposto sabe-se que existem grandes limitações, já que não se pretende que o TMD seja uma estrutura com dimensões da ordem de grandeza da estrutura principal. Introduce-se agora o parâmetro  $\mu$  que relaciona a massa do sistema principal  $m_1$  com a massa do TMD  $m_{TMD}$  (ver expressão [8]).

$$\mu = \frac{m_{TMD}}{m_1} \quad [8]$$

Em que  $\mu$  representa a relação entre a massa do TMD e a massa do sistema principal.

Pretende-se avaliar a eficácia do TMD em relação à variação de  $\mu$ . À partida sabe-se que em termos dinâmicos as suas vantagens vão aumentando com o aumento de  $\mu$  mas interessa saber até que ponto é relevante aumentar a massa do TMD. Para o efeito introduz-se o conceito de amplificação dinâmica  $\beta$ , que mede a relação entre a resposta dinâmica da estrutura e a sua resposta estática. Este fator  $\beta$  será tanto maior quanto maior for a resposta dinâmica em relação à resposta estática. Pretende-se portanto que a estrutura protegida com um dispositivo TMD possua o menor valor de  $\beta$  possível. Um estudo feito no sentido de perceber a relação entre  $\mu$  e  $\beta$  foi feito e obtiveram-se os resultados apresentados na figura 33.



**Figura 33 - Coeficiente de amplificação dinâmico  $\beta$  do sistema principal em função de  $\mu$  (Antunes, 2006)**

Constata-se que para valores de  $\mu$  maiores que 0,05, ou seja, em que a massa do TMD excede 5% da massa da estrutura principal os ganhos em termos de redução da resposta dinâmica da estrutura não são muito elevados. Por esta razão não se considera relevante testar TMD's com massas superiores a esses valores. Em relação a TMD's de massas muito reduzidas constata-se que não atingem valores de  $\beta$  satisfatórios.

À partida deviam ser testados TMD's com massas entre 0,5% e 5% da massa total da estrutura. No entanto e num âmbito puramente académico vão ser testados num capítulo posterior TMD's com massas

situadas entre 0,5% e 10% da estrutura do caso de estudo (ver tabela 4). Desta forma e depois de obtidos, os resultados podem ser comparados com os da figura 33.

Os resultados devem ser analisados e deve ser encontrada a melhor solução em termos económicos e estruturais.

**Tabela 4- Critério de pré-dimensionamento do dispositivo TMD**

Parâmetro	Critério de pré-dimensionamento
$m_{TMD}$	0,5% a 10% da massa da estrutura principal



## 4. Caso de estudo

Neste capítulo é apresentado o estudo relativo à aplicação de sistemas de proteção sísmica a um caso de estudo de uma ponte de tirantes. É feita a definição da ação sísmica a considerar e também a caracterização da estrutura do caso de estudo. Apresentam-se os resultados dinâmicos obtidos nos casos de a estrutura incluir um dissipador viscoso, um dissipador hysterético e também um TMD. Os resultados são comparados entre si e também com o caso original de a estrutura não possuir qualquer tipo de sistema de proteção.



## 4.1 Apresentação

A ponte de tirantes a estudar trata-se de uma ponte desenvolvida pelo Prof. Oliveira Pedro como estudo alternativo à estrutura original da ponte Vasco da Gama sobre o Rio Tejo em Lisboa.



**Figura 34 - Ponte Vasco da Gama sobre o Rio Tejo em Lisboa (N8)**

A estrutura da ponte desenvolvida é em tudo semelhante à solução construída da Ponte Vasco da Gama (ver figura 34), sendo a principal diferença a solução adotada para o tabuleiro. A ponte construída tem um tabuleiro de betão pré-esforçado e o caso de estudo um tabuleiro misto constituído por aço e betão.

A estrutura longitudinal da ponte é constituída por duas torres, um vão central e dois vãos laterais. Como referido anteriormente esta é a estrutura longitudinal utilizada na maioria das pontes de tirantes de grande vão (Oliveira Pedro, 2007). A solução neste caso consiste num vão central de 420 m e dois vãos laterais de 194.7m, atingindo um comprimento total de 829 m. Os vãos laterais estão divididos em três troços de 62m, 70, e 72 m. Estes troços estão divididos por pilares intermédios (Gattel, 1999).

A geometria das torres adotada no caso de estudo é a mesma da ponte Vasco da Gama, sendo estas em forma de H e apresentando 150 m de altura com 95 m acima do nível do tabuleiro. Existe apenas uma travessa a ligar as duas partes da torre (ver Figura 35), 23.5 m acima do tabuleiro, imediatamente antes do início da ancoragem dos tirantes (Gattel, 1999).

Em relação ao apoio do tabuleiro nas torres é de referir que este não existe. O tabuleiro encontra-se suspenso pelos tirantes nos 564 m centrais, entre os pilares dos vãos laterais mais próximos do vão central (Gattel, 1999).

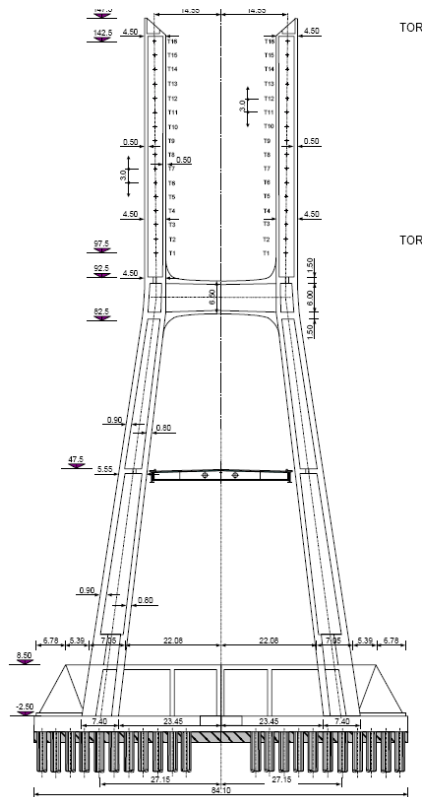


Figura 35 - Geometria das Torres (Gattel, 1999)

O tabuleiro (ver Figura 36) de 30,90 m de largura é constituído por uma secção transversal em estrutura mista aço-betão. A secção é composta por uma grelha metálica na qual se apoia uma laje de betão armado de espessura constante. A grelha metálica consiste em duas vigas longitudinais principais, colocadas aproximadamente nos limites laterais da secção, e ligadas entre si por vigas transversais igualmente espaçadas (Oliveira Pedro, 2007).

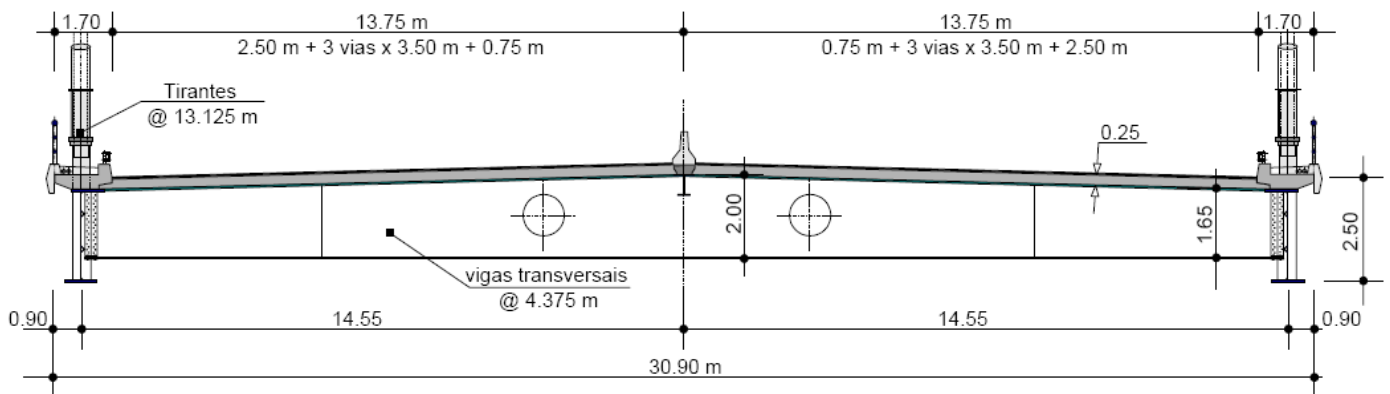


Figura 36 - Seção transversal mista do tabuleiro (Oliveira Pedro, 2007)

Em relação ao sistema de atirantamento o caso de estudo tem como referência o sistema da ponte Vasco da Gama. Ou seja, o sistema é composto por dois planos verticais de tirantes dispostos no alinhamento das vigas principais. No entanto, e devido ao menor peso próprio do tabuleiro, o espaçamento entre tirantes é ligeiramente maior. A configuração genérica do caso de estudo em termos de planta e alçado pode ser consultada na figura 37.

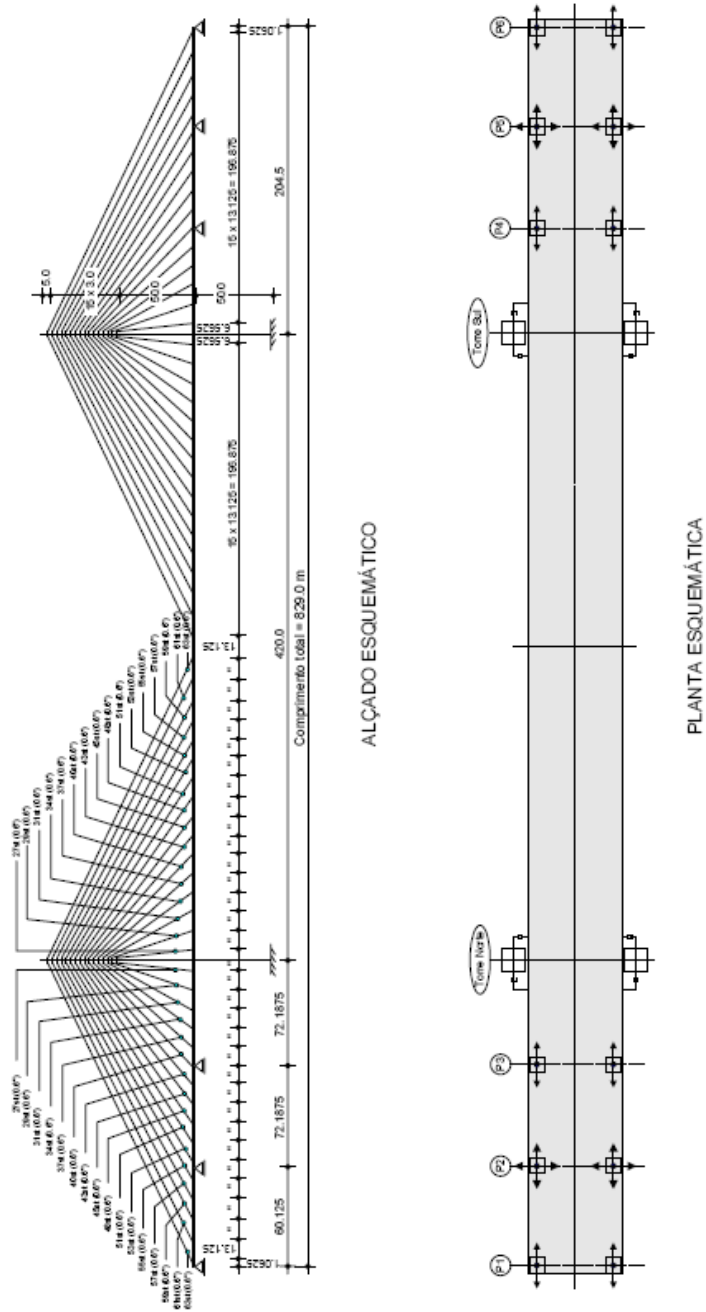


Figura 37 - Configuração longitudinal do caso de estudo (Oliveira Pedro, 2007)

## 4.2 Modelo de análise computacional

O modelo computacional desenvolvido no programa *SAP2000* foi adaptado do modelo desenvolvido pelo autor do projeto do caso de estudo. O modelo desenvolvido trata-se de um modelo plano referente a metade da ponte (ver vista geral do modelo na figura 38). De fato o modelo foi desenvolvido simulando metade do tabuleiro e das torres e o respetivo plano de suspensão (Oliveira Pedro, 2007).

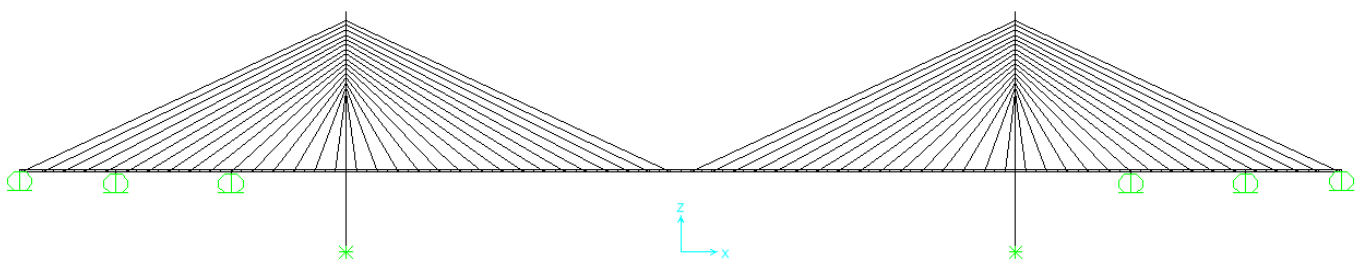


Figura 38 - Vista geral do modelo do caso de estudo no programa *SAP2000*

O tabuleiro misto foi modelado recorrendo a dois conjuntos de elementos finitos paralelos, ligados por um conector como ilustrado na figura 39. Os elementos finitos superior e inferior representam respetivamente a laje de betão armado e a viga metálica principal. Os tirantes são ligados à viga metálica.

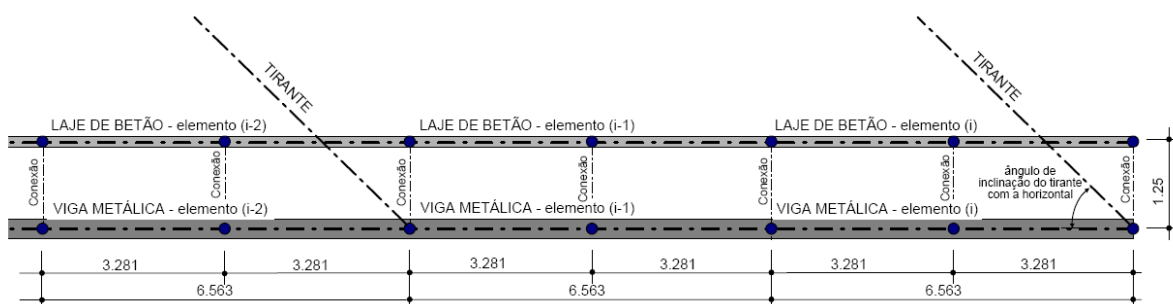


Figura 39 - Definição geométrica dos elementos do modelo (Oliveira Pedro, 2007)

Os materiais considerados para o tabuleiro foram betão C45/55, aço estrutural S355 NL e armaduras passivas A500 NR. Os pesos próprios considerados nos dois elementos finitos paralelos foram os apresentados na tabela 5.

**Tabela 5 - Peso próprio dos elementos do tabuleiro (Adaptado de Oliveira Pedro, 2007)**

Elemento	Meia secção do tabuleiro Peso Próprio [kN/m]
Laje de Betão	100,0
Viga metálica	28,0

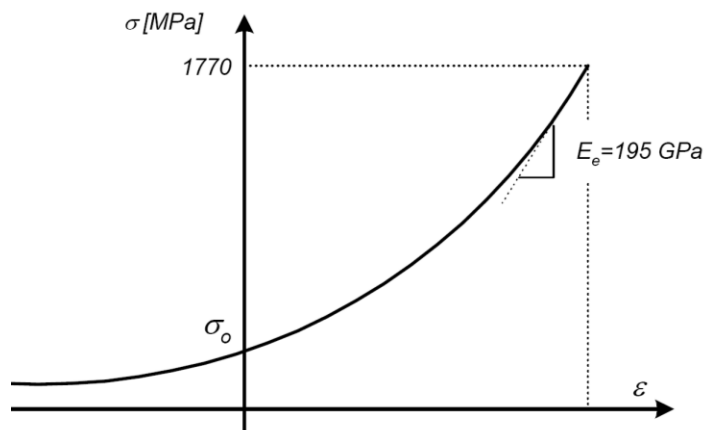
Os pilares e as torres foram modelados como elementos de betão armado. Foi considerado betão da classe C40/50 e armaduras passivas de aço A500 NR. No caso das torres considerou-se a secção variável em altura. A evolução do peso próprio das torres foi considerada da forma explicitada na tabela 6.

**Tabela 6 - Pesos próprios dos elementos das torres (Adaptado de Oliveira Pedro, 2007)**

Elemento	Cota da secção [m]	Peso Próprio [kN/m]
Torre – sec 1	0 a 10	718,2
Torre – sec 2	20	659,8
Torre – sec 3	30	606,4
Torre – sec 4	40	552,1
Torre – sec 5	50	498,3
Torre – sec 6	60	444,4
Torre – sec 7	70	390,6
Torre – sec 8	80	357,9
Torre – sec 9	100 a 150	226,3

Os tirantes foram definidos como sendo elementos finitos do tipo *Frame* com módulo de elasticidade constante e igual a 195 Gpa. Estes elementos foram representados no modelo como elementos finitos retos ligando os dois pontos de ancoragem dos tirantes.

Em rigor o módulo de elasticidade destes elementos é variável no tempo e depende do seu estado de tensão instalado. Existem fórmulas, como a fórmula de *Ernst*, que em função do estado de tensão instalado calculam esse mesmo módulo de elasticidade (Oliveira Pedro, 2007). A utilização desta fórmula conduziria a uma lei constitutiva como a da figura 40.



**Figura 40 - Lei constitutiva correspondente à fórmula de Ernst (Oliveira Pedro, 2007)**

Como referido não se considerou pertinente no âmbito do presente estudo considerar esta não linearidade dos tirantes.

Os tirantes foram dimensionados e no modelo foram introduzidos os seus valores de peso próprio. De referir que existem tirantes com diferentes números de cordões e portanto cada tirante está associado a um peso próprio distinto. Os valores de peso próprio introduzidos no modelo foram os indicados na tabela 7.

**Tabela 7 - Peso próprio dos tirantes por número de cordões (Adaptado de Oliveira Pedro, 2007)**

Tirante	PP[kN/m]	Tirante	PP[kN/m]
27 cordões	0,378	48 cordões	0,657
29 cordões	0,404	51 cordões	0,696
31 cordões	0,429	53 cordões	0,722
34 cordões	0,469	55 cordões	0,747
37 cordões	0,508	57 cordões	0,773
40 cordões	0,554	59 cordões	0,799
43 cordões	0,593	61 cordões	0,825
45 cordões	0,618	63 cordões	0,851

## 4.3 Ação sísmica e combinações de ações

No âmbito do presente trabalho utilizaram-se séries de acelerações artificiais geradas com base nas indicações do EC8. A habitual abordagem da análise sísmica em função do espectro de resposta não pode ser utilizada, pois pretende-se uma análise não linear da resposta da ponte ao longo do tempo. A análise deve ser feita no domínio do tempo, já que se pretende introduzir na ponte dispositivos de proteção sísmica com comportamento não linear. O comportamento não linear destes dispositivos só pode ser corretamente simulado se as características dos dissipadores forem sendo calculadas à medida que o sismo decorre. Por esta razão, na análise da estrutura dotada de dissipadores de energia histeréticos e viscosos foi usado este tipo de abordagem. No caso da estrutura livre ou com aplicação de um TMD, e pelo facto de o seu comportamento ser linear, em teoria não seria necessário recorrer a este tipo de abordagem. No entanto, pretende-se compreender o deslocamento relativo de alguns pontos da ponte (como o topo da torre, centro e extremidade do tabuleiro, o ponto da torre à altura do tabuleiro) mesmo quando a análise é linear. Devido a este facto foi sempre realizada uma análise no domínio do tempo quer ela fosse linear ou não linear.



As séries de acelerações geradas artificialmente devem ser coerentes com o espectro de resposta elástico da zona em causa referente a um coeficiente de amortecimento de 5% (CEN, 2004). A avaliação da resposta sísmica, através de análises não lineares no domínio do tempo, pode ser determinada através da média dos resultados obtidos se forem utilizados pelo menos sete acelerogramas distintos (Lopes et al, 2008).

No âmbito deste trabalho analisa-se a resposta sísmica da ponte como estrutura livre e dotada de diferentes dispositivos de proteção sísmica, através de 10 acelerogramas distintos. Foi considerada somente a ação sísmica do tipo 1 (afastada), e apenas a sua componente horizontal na direção paralela ao tabuleiro da ponte. Sendo o objetivo da análise o controlo do deslocamento longitudinal, não se considerou relevante incluir a componente da ação sísmica vertical e transversal ao tabuleiro.

Foi assumido que a estrutura em estudo se situa na zona de Lisboa, à semelhança da ponte Vasco da Gama, e que portanto que se situa na zona 1.3 do zonamento sísmico nacional. O solo da fundação foi considerado como sendo do tipo B. Os sismos artificiais considerados são sinais de acelerações horizontais do solo gerados com um intervalo de 0,01 segundos. Cada sismo tem a duração de 40 segundos. As dez séries de acelerações utilizadas (sismos) podem ser consultadas no Anexo 1.

As características de amortecimento intrínseco da estrutura foram mantidas constantes para todas as frequências modais e adotou-se um coeficiente de amortecimento de 5%. Foi adotado este valor por ser aquele geralmente associado a estruturas de betão armado. Esta opção foi considerada pois apesar de o tabuleiro ser de estrutura mista, as estruturas que efetivamente contribuem para o amortecimento em relação às oscilações longitudinais são as torres, torres essas que são construídas em betão armado.

Foi então analisada a resposta sísmica da estrutura para os dez sismos gerados artificialmente. A ação considerada seguiu as orientações do Eurocódigo 0 (EC0 – norma Portuguesa NP EN1990) e foi calculada admitindo a ação sísmica como ação variável de base. A ação foi calculada de acordo com a expressão [9].

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} + A_{Ek \times \gamma I} \quad [9]$$

Onde,

$E_d$  - Valor de cálculo do efeito das ações;

$G_{k,j}$  - Valor característico da ação permanente j;

$\psi_{2,i}$  – Coeficiente para o valor quase-permanente da ação variável  $i$ ;

$Q_{k,i}$  - Valor característico da ação variável  $i$ ;

$A_{Ek}$ - Valor característico da ação sísmica;

$\gamma I$ - Coeficiente de importância da estrutura.

Adota-se um valor de  $\psi_2=0$  relativamente à sobrecarga de utilização já que é o valor recomendado no que diz respeito a pontes.

Em relação ao coeficiente de importância  $\gamma I$  deve dizer-se que o mesmo traduz a importância de uma estrutura para a sociedade e está calibrado para um sismo com um período de retorno de 475 anos. O procedimento geral do EC8 propõe que se considere esse período de retorno e se escolha um coeficiente de importância representativo. No caso da ponte Vasco da Gama este procedimento não foi adotado. No presente trabalho, e por se tratar de um caso de estudo em muito semelhante a esta ponte optou-se por seguir o que foi feito à data. Neste caso o dono de obra optou por realizar um estudo específico da ação sísmica, e elegeu um período de retorno diferente de 475 anos. Desta forma o coeficiente  $\gamma I$  perdeu a sua representatividade original. Adotou-se então o valor de  $\gamma I = 1$  e a ação sísmica eleita pelo dono de obra da ponte Vasco da Gama. A ação sísmica então proposta caracterizava-se por ter um valor de aceleração de pico  $a_g=4,0 \text{ m/s}^2$ . Na análise sísmica efetuada optou-se por adotar sismos gerados de acordo com o EC8 mas com esse mesmo valor de aceleração de pico. Com esta assunção não foi considerado o valor de aceleração do solo associado ao zonamento sísmico da ponte (zona 1.3 do território português), já que o dono de obra elegeu o seu próprio período de retorno (superior ao regulamentar). De salientar que este tipo de estudos sísmicos realizados pelos donos de obra não é muito comum em estruturas correntes mas que em pontes deste tipo se pode tornar importante no que à segurança da estrutura diz respeito.

## 4.4 Apresentação de resultados

### 4.4.1 Estrutura livre

Nesta seção apresenta-se a caracterização da estrutura usada como caso de estudo em termos de resposta modal e também em termos de resposta aos dez sismos artificialmente gerados.

Em relação ao modelo construído é de referir que se consideraram encastramentos perfeitos na base das duas torres e apoios deslizantes nos pilares intermédios. Mais uma vez se relembra que a ligação das torres ao tabuleiro não existe.

Como referido, o modelo produzido pretende simular apenas metade do tabuleiro da ponte caso de estudo. A massa da estrutura referente a metade da estrutura distribui-se da forma indicada na tabela 8.

**Tabela 8 - Massa por elemento estrutural de meia seção**

	Massa [ton]	% da massa da estrutura
Viga	2661	9%
Tabuleiro	11799	42%
Tirantes	577	2%
Torres	13152	47%
Total	28190	100%

É importante compreender que na análise do deslocamento longitudinal a massa que contribui decisivamente para o comportamento dinâmico da estrutura é a massa do tabuleiro e da viga metálica e que corresponde aproximadamente a 14460 ton.

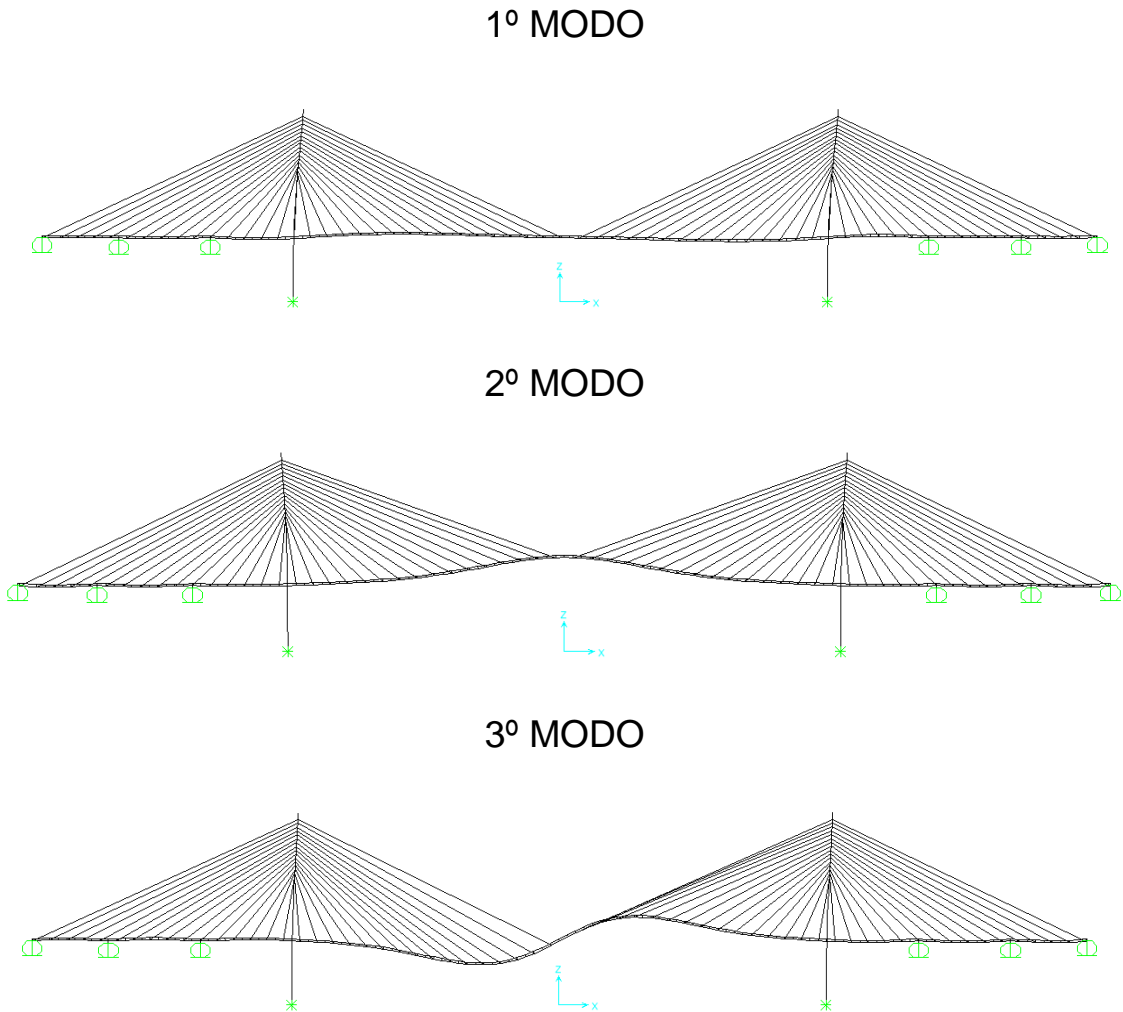
Caraterizaram-se os primeiros 12 modos de vibração e as respetivas frequências modais. A análise foi feita utilizando vetores Ritz. Como seria de esperar a frequência fundamental da estrutura no que diz respeito à ação sísmica horizontal é a que está associada ao deslocamento longitudinal do tabuleiro. Os resultados obtidos para os primeiros três modos estão indicados na tabela 9 e na figura 41.

O modo fundamental de vibração (longitudinal) apresenta uma frequência da ordem dos 0,18 Hz. Esta frequência extremamente baixa vem confirmar a grande flexibilidade longitudinal de uma ponte deste tipo.

**Tabela 9 - Resultados da análise modal do caso de estudo**

Modo	Período [seg]	Frequência [Hz]	UX [%]	UZ [%]	Soma UX [%]	Soma UZ [%]
1	5,585	0,179	68,77	0	68,77	0,00
2	3,155	0,317	0,00	14,06	68,77	14,06
3	2,416	0,414	1,70	0	70,47	14,06

De seguida foi analisado o modelo da ponte para os dez sismos gerados artificialmente. Para caraterizar o comportamento da ponte em termos de deslocamento longitudinal foi monitorizado esse mesmo deslocamento em três pontos da estrutura.



**Figura 41 - Representação esquemática dos três primeiros modos de vibração**

Os resultados foram lidos a partir do modelo em *SAP2000* para cada um dos sismos. O valor médio obtido para os 10 sismos é a média dos valores absolutos máximos obtidos para cada um deles. Os pontos escolhidos para este controlo foram o topo da torre, o ponto da torre à cota do tabuleiro (ponto futuramente designado apenas por torre) e ainda o ponto do tabuleiro na prumada da torre (ponto futuramente designado apenas por tabuleiro). Foi escolhido apenas um ponto do tabuleiro para monitorizar o seu deslocamento já que se verificou que todos os seus pontos têm o mesmo deslocamento, ou seja, no que diz respeito ao deslocamento longitudinal o tabuleiro oscila como um corpo rígido. Foi escolhido o ponto da torre à cota do tabuleiro para que fosse possível medir os deslocamentos relativos entre o tabuleiro e a torre. Desta forma foi possível compreender qual a possibilidade que existe para a atuação de um dissipador quando instalado entre estes dois elementos.

De fato um dissipador instalado entre a torre e o tabuleiro só poderá ser eficiente no caso de existir um deslocamento relativo entre eles. O ponto do topo da torre foi escolhido no sentido de compreender o comportamento do tabuleiro em relação a esse mesmo ponto. Considera-se pertinente saber se a torre se mantém indeformável aquando da oscilação do tabuleiro ou se por outro lado se deforma acompanhando o tabuleiro nos seus movimentos.

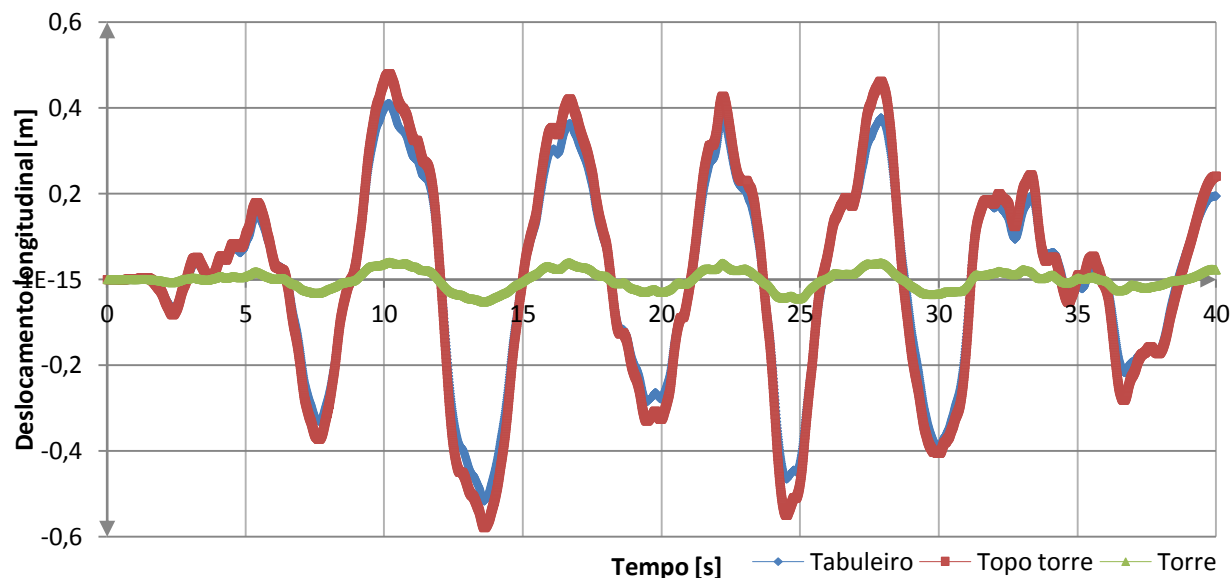
O resumo dos deslocamentos verificados para os 10 sismos analisados é apresentado na tabela 10.

Como se pode constatar o tabuleiro apresenta deslocamentos consideráveis com um valor médio de 0,52m. Confirma-se a necessidade de intervir a este nível no sentido de evitar juntas de elevadas dimensões. O topo da torre apresenta também deslocamentos consideráveis sendo que são até superiores aos do tabuleiro. O deslocamento relativo entre a torre e o tabuleiro atinge essencialmente os valores do deslocamento do tabuleiro já que a esse nível a torre revela baixa deformabilidade (em média 0,05m).

**Tabela 10- Deslocamentos horizontais da estrutura livre para os 10 sismos gerados artificialmente**

Sismo	Deslocamento [m]			
	Tabuleiro	Topo da torre	Torre	Relativo Torre-Tabuleiro
1	0,57	0,64	0,05	0,51
2	0,75	0,87	0,08	0,68
3	0,60	0,69	0,06	0,54
4	0,52	0,58	0,05	0,46
5	0,39	0,46	0,04	0,35
6	0,63	0,73	0,06	0,57
7	0,28	0,31	0,03	0,25
8	0,41	0,45	0,04	0,37
9	0,54	0,63	0,06	0,49
10	0,50	0,56	0,05	0,45
Média	0,52	0,59	0,05	0,47

O comportamento dos diferentes elementos da torre ao longo do tempo de duração do sismo só pode ser corretamente avaliado por visualização dos deslocamentos dos pontos monitorizados em cada instante. Para o efeito pode ser visualizada a curva tempo-deslocamento desses mesmos pontos. Com o objetivo de não redundância de resultados apresentados, opta-se por exemplificar o comportamento da ponte através do seu comportamento em resposta ao sismo 4. Na figura 42 é apresentado o comportamento da ponte em resposta a este sismo. Escolheu-se como exemplo o sismo 4 por ser aquele que conduz a resultados mais próximos dos obtidos para a média dos 10 sismos.



**Figura 42- Resposta da estrutura ao sismo 4 (deslocamentos)**

Observa-se que o tabuleiro e o topo da torre oscilam praticamente em conjunto. Para confirmar esta hipótese pretende-se reduzir o deslocamento do tabuleiro com recurso a dissipadores e verificar se o deslocamento na torre também é reduzido na mesma proporção.

Em relação ao movimento relativo entre a torre e o tabuleiro, este vem ser confirmado como de considerável valor por análise dos resultados ao longo do tempo. De facto a torre deforma-se ligeiramente para o mesmo lado do tabuleiro mas mantendo-se razoavelmente indeformável à altura do tabuleiro. Este deslocamento relativo vem confirmar a hipótese de que uma solução recorrendo a dissipadores de energia entre a torre e o tabuleiro pode ser uma solução eficaz para reduzir o deslocamento longitudinal.

#### 4.4.2 Dissipador viscoso

Nesta seção estudam-se as possibilidades de redução do deslocamento longitudinal do tabuleiro através da instalação de um dissipador viscoso entre a torre e o tabuleiro. Foi então instalado um dissipador viscoso em cada ligação torre-tabuleiro do modelo de meia seção de ponte. Cada dissipador modelado corresponde a dois dissipadores reais no caso de se pretender uma solução construída deste tipo. Isto acontece admitindo que a estrutura possui quatro dissipadores por torre, dois de cada lado do tabuleiro.

Como referido no capítulo dedicado aos dissipadores viscosos, foram escolhidos critérios para o pré-dimensionamento (indicados na tabela 11).

**Tabela 11 - Critérios de pré-dimensionamento para dissipador viscoso**

Parâmetro	Critério de pré-dimensionamento
$\alpha$	$\alpha=0,2$
C	Valor proporcional à massa do tabuleiro (10%)
K	$d = \frac{F}{K} = 10^{-5} m$

Relativamente ao caso de estudo foram então adotados e introduzidos no programa *SAP2000* os parâmetros indicados na tabela 12.

**Tabela 12 - Parâmetros de dimensionamento do dissipador viscoso**

Parâmetro	Critério de pré-dimensionamento
$\alpha$	$\alpha=0,2$
C	$C_{TOTAL} = 0,1 \times 12000 tonf = 12000 \frac{kN}{m/s}$ Como existe um dissipador por torre $C = \frac{C_{TOTAL}}{2} = 6000 \frac{kN}{m/s}$
K	$K = \frac{6000 kN}{10^{-5} m} = 6 \times 10^8 \frac{kN}{m}$

De referir que no caso do valor C foi utilizada a massa apenas do tabuleiro de betão e excluiu-se a viga metálica no sentido de não obter um dissipador de dimensões exageradas. Tomou-se esta opção por existir a suspeita, desde já, que devido ao elevado comprimento do tabuleiro o valor C poderia apresentar-se elevado. No entanto os valores obtidos foram apenas utilizados como inicializadores do modelo e usados para obter uma ordem de grandeza das variáveis a controlar.

Como referido no capítulo dedicado a dissipadores de energia viscosos, neste caso é importante medir não só o deslocamento do tabuleiro mas também a força mobilizada no dissipador. Apenas um equilíbrio satisfatório entre estas duas variáveis pode significar que um dispositivo é eficiente. Como é natural o dispositivo eficiente vai ser aquele em que exista uma redução do deslocamento longitudinal sem que exista uma força excessiva no dissipador. Foram extraídos resultados no caso do dissipador com as características pré-dimensionadas (ver tabela 13).

Como se pode verificar para um dissipador com  $C=6000 \frac{kN}{m/s}$ ,  $K = 6 \times 10^8 \frac{kN}{m}$  e  $\alpha=0,2$  existe uma diminuição considerável de deslocamento longitudinal.

**Tabela 13 - Resultados obtidos para a média dos 10 sismos para o dissipador viscoso pré-dimensionado**

	Força no dissipador [kN]	Deslocamento do tabuleiro [m]
Média dos 10 sismos	5115	0,18

A estrutura livre apresentava um valor máximo médio de 0,52 m para os dez sismos e com a presença desde dissipador este valor reduz-se para 0,18 m, o que corresponde a uma variação de aproximadamente 66%. O valor máximo médio da força no dissipador é 5115 kN. Considera-se a redução de deslocamento extremamente satisfatória. No entanto pretende-se compreender o comportamento da variação do parâmetro C do dissipador. Desta forma optou-se por analisar o modelo com valores do parâmetro C entre 0 e 8000  $\frac{kN}{m/s}$ . Foram extraídos do modelo todos os resultados relevantes. O valor de K foi mantido constante, já que para qualquer valor de C e para as velocidades a que o dissipador se vai comportar o deslocamento elástico vai ser sempre dentro dos valores originalmente exigidos.

Os resultados para os 10 sismos e para os diversos valores de C são apresentados nas tabelas 14 e 15.

**Tabela 14 - Deslocamentos horizontais máximos e força máxima no dissipador viscoso para os 10 sismos**

C	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		Sismo 4		Sismo 5	
	F [kN]	dtab [m]	F [kN]	dtab [m]	F [kN]	dtab [m]	F [kN]	dtab [m]	F [kN]	dtab [m]
0	0	0,566	0	0,749	0	0,600	0	0,520	0	0,390
500	459	0,478	478	0,640	463	0,467	462	0,394	0	0,325
1000	898	0,402	932	0,590	912	0,382	906	0,317	914	0,290
1500	1319	0,340	1381	0,542	1363	0,330	1345	0,271	1360	0,274
2000	1724	0,292	1817	0,491	1799	0,305	1776	0,239	1805	0,259
2500	2157	0,253	2237	0,441	2220	0,278	2201	0,225	2249	0,248
3000	2587	0,219	2643	0,394	2627	0,252	2624	0,212	2694	0,240
3500	3008	0,190	3034	0,353	3018	0,227	3045	0,200	3137	0,233
4000	3419	0,170	3443	0,314	3411	0,203	3459	0,190	3579	0,227
5000	4215	0,150	4337	0,241	4235	0,166	4267	0,172	4457	0,218
6000	4981	0,141	5223	0,186	5050	0,152	5042	0,153	5318	0,214
7000	5795	0,134	6092	0,143	5859	0,150	5775	0,137	6153	0,212
8000	6588	0,128	6954	0,130	6676	0,146	6474	0,124	6962	0,203



**Tabela 15 - Deslocamentos horizontais máximos e força máxima no dissipador viscoso para os 10 sismos (Continuação)**

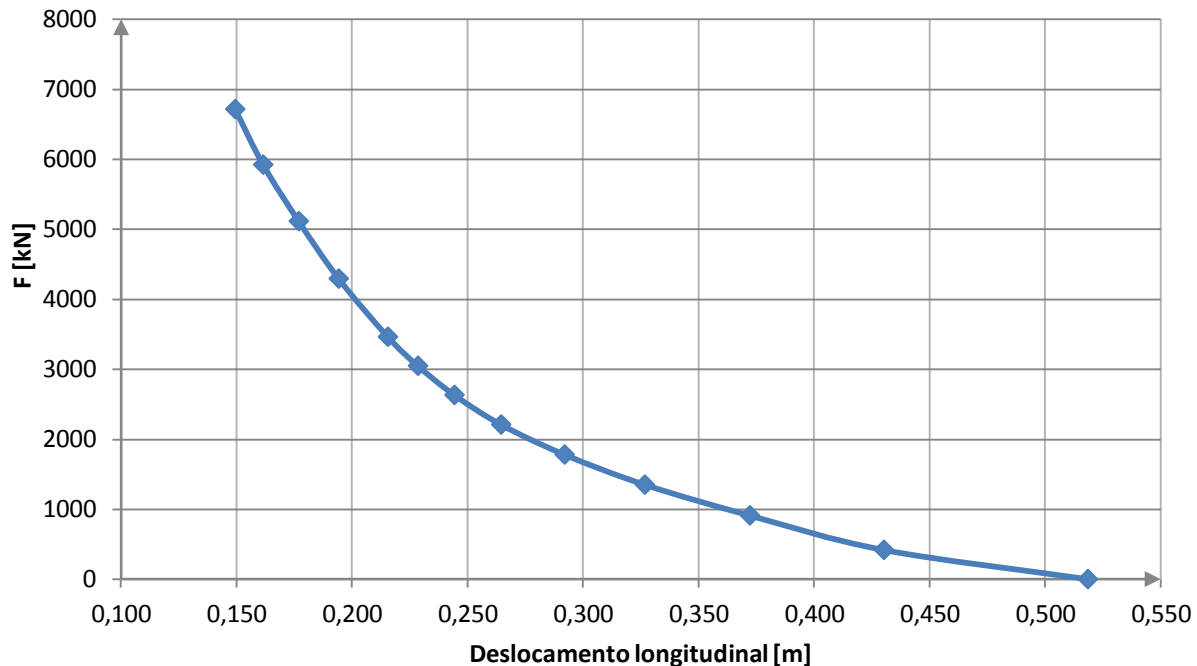
C	Sismo 6		Sismo 7		Sismo 8		Sismo 9		Sismo 10	
	F [kN]	dtab [m]	F [kN]	dtab [m]	F [kN]	dtab [m]	F [kN]	dtab [m]	F [kN]	dtab [m]
0	0	0,630	0	0,280	0	0,410	0	0,540	0	0,500
500	479	0,464	453	0,260	464	0,359	470	0,476	451	0,439
1000	931	0,383	893	0,252	913	0,308	919	0,417	889	0,381
1500	1390	0,321	1320	0,230	1355	0,273	1347	0,362	1322	0,324
2000	1839	0,278	1735	0,203	1792	0,245	1770	0,338	1747	0,270
2500	2287	0,250	2162	0,187	2224	0,222	2188	0,320	2160	0,221
3000	2733	0,244	2591	0,183	2649	0,203	2604	0,304	2565	0,192
3500	3172	0,238	3018	0,182	3067	0,185	3023	0,286	2962	0,191
4000	3610	0,231	3443	0,180	3480	0,176	3436	0,275	3347	0,189
5000	4477	0,213	4289	0,173	4305	0,164	4247	0,260	4111	0,185
6000	5317	0,186	5120	0,163	5131	0,154	5037	0,243	4927	0,177
7000	6130	0,160	5926	0,151	5959	0,141	5806	0,224	5730	0,163
8000	6939	0,135	6692	0,139	6782	0,136	6570	0,208	6520	0,145

A tabela 16 permite agrupar os resultados obtidos por valor médio dos 10 sismos e por valor do parâmetro C.

**Tabela 16 - Deslocamentos horizontais máximos e força máxima no dissipador viscoso para a média dos 10 sismos**

C	Média dos 10 sismos		
	F [kN]	dtab [m]	Variação de deslocamento em relação à estrutura livre
0	0	0,519	-
500	418	0,430	-17%
1000	911	0,372	-28%
1500	1350	0,327	-37%
2000	1780	0,292	-44%
2500	2209	0,265	-49%
3000	2632	0,244	-53%
3500	3048	0,229	-56%
4000	3463	0,216	-58%
5000	4294	0,194	-63%
6000	5115	0,177	-66%
7000	5923	0,162	-69%
8000	6716	0,149	-71%

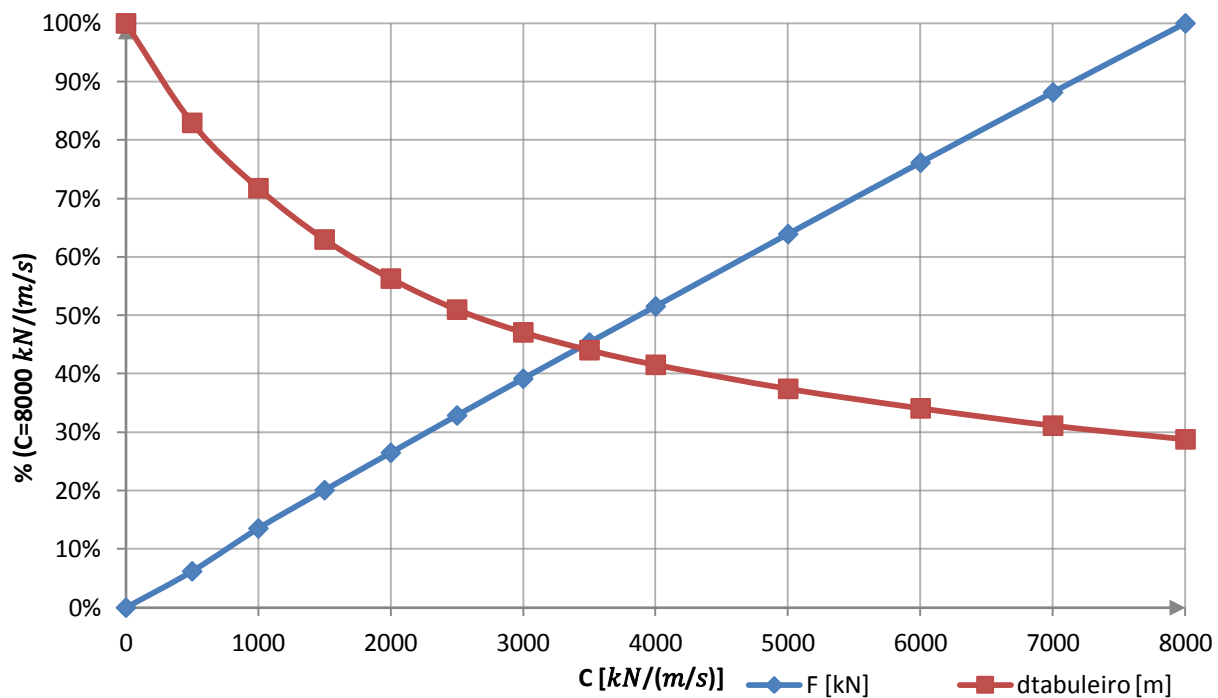
Neste caso é possível desde já constatar que as variações de deslocamento, para valores baixos de C, são muito grandes. À medida que os valores de C vão aumentando as reduções não são tão interessantes já que além de serem baixas representam forças no dissipador muito superiores. O gráfico da figura 43 clarifica exatamente a leitura da tabela 16.



**Figura 43 - Relação Força no dissipador – Deslocamento longitudinal para vários dissipadores viscosos**

Como se previu em capítulos anteriores esta análise leva à conclusão que existe uma zona de máxima eficiência deste tipo de dissipadores. Esta zona será na fronteira entre a zona mais vertical e a zona mais suave (horizontal) da curva. No entanto é difícil dizer o valor exato que se considera mais eficaz para o parâmetro C. Para que fosse possível comparar a força transmitida à estrutura e o deslocamento longitudinal num mesmo gráfico em função de C, foi criado um gráfico adimensional em que cada deslocamento e cada força são uma percentagem das obtidas para  $C=8000 \frac{kN}{m/s}$  (máximo valor considerado). Este gráfico é apresentado na figura 44.

Esta última abordagem permite concluir que a zona mais eficiente é aproximadamente aquela onde as duas curvas se cruzam. Considera-se portanto que este nível de força no dissipador é o valor ótimo para este dissipador viscoso. A solução ideal está associada a um C de  $3500 \frac{kN}{m/s}$  (observar intersecção de curvas na figura 44).



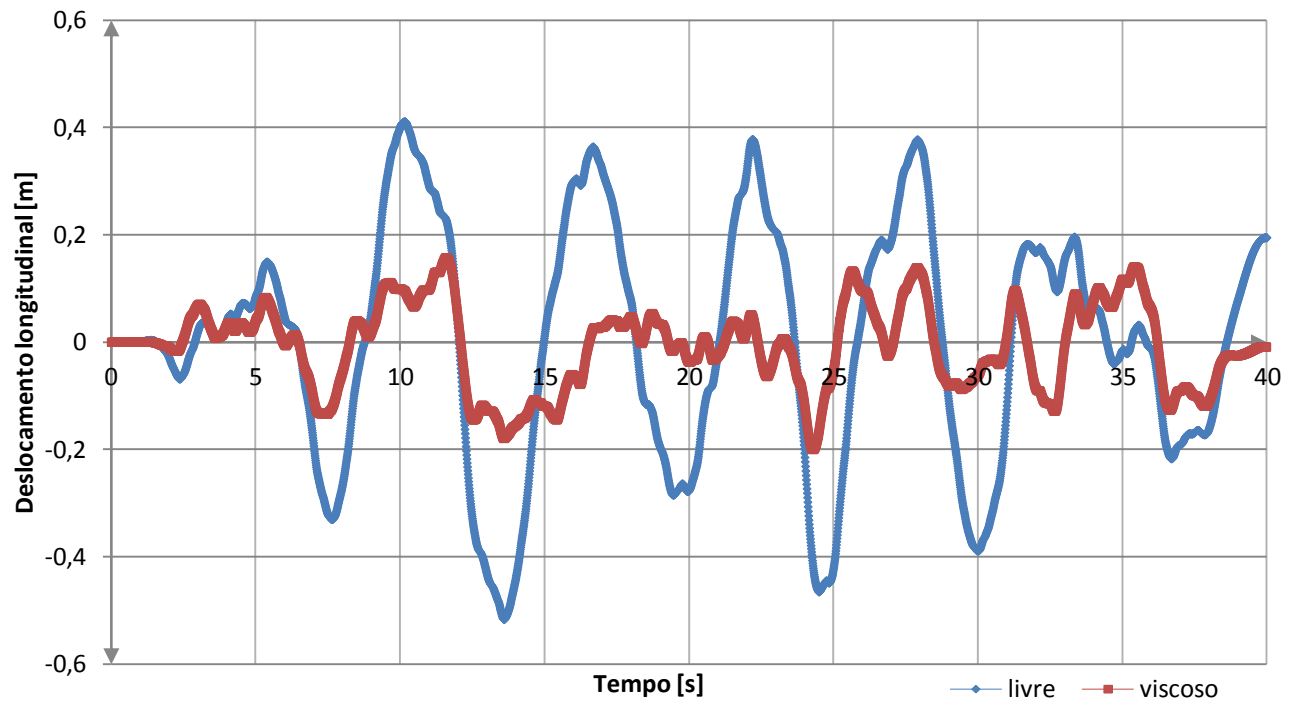
**Figura 44 - Relação adimensionalizada entre C e a respectiva força transmitida à torre e deslocamento**

No âmbito da presente dissertação, e excluindo os pressupostos económicos obviamente impossíveis de negligenciar na escolha de um dissipador deste tipo, considera-se o dissipador viscoso ótimo em termos estruturais aquele com  $C=3500 \frac{kN}{m/s}$ ,  $K = 6 \times 10^8 \frac{kN}{m}$  e  $\alpha=0,2$ . Com a instalação deste tipo de dissipador obtém-se um deslocamento máximo longitudinal de 0,23 m, ou seja, uma redução de 56% em relação à estrutura em regime livre. A força máxima transmitida à estrutura é de 3048 kN. No sentido de compreender a resposta da estrutura com a instalação do dissipador otimizado é apresentado o seu comportamento para o sismo 4 à semelhança do que foi feito para a estrutura livre (ver figuras 45 e 46).

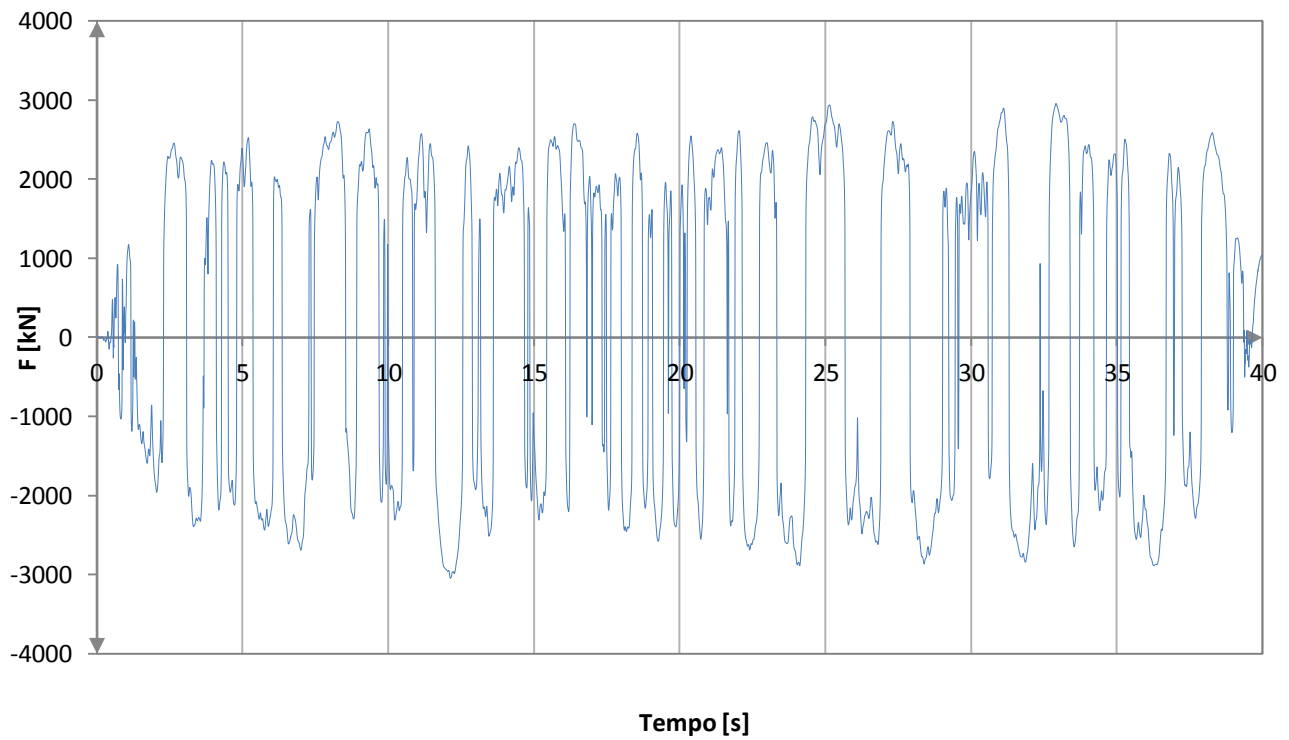
Na figura 45 compara-se o deslocamento do tabuleiro da estrutura livre e da estrutura com o dissipador viscoso ótimo instalado. Observa-se que o comportamento da estrutura com o dissipador é muito semelhante ao da estrutura livre mas com uma redução considerável na amplitude dos deslocamentos.

No caso da figura 46 apresenta-se o evoluir da força instalada no dissipador ao longo da duração do sismo 4.

Por último na figura 47 reproduz-se o ciclo de histerese do dissipador ao longo do mesmo sismo. Esta imagem permite compreender os ciclos de carga e descarga a que o dissipador está sujeito durante os 40s do sismo.



**Figura 45 - Deslocamento longitudinal com e sem dissipador viscoso para o caso do sismo 4**



**Figura 46 - Força no dissipador viscoso para o caso do sismo 4**

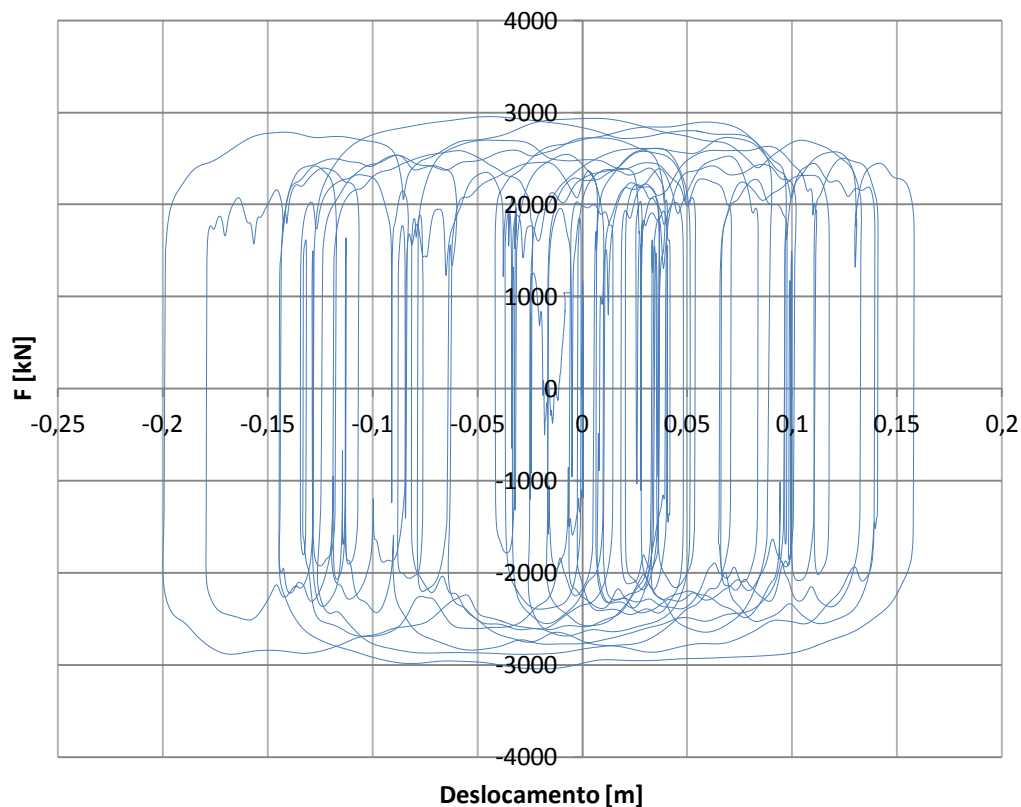


Figura 47 - Ciclo de histerese do dissipador viscoso para o caso do sismo 4

### 4.4.3 Dissipador histerético

Para o dimensionamento do dissipador histerético consideraram-se as características iniciais indicadas na tabela 17.

Tabela 17 - Critérios de pré-dimensionamento para dissipador histerético

Parâmetro	Critério de pré-dimensionamento
$K_1$	$K_1 \Rightarrow$ deslocamento máximo equivalente ao dissipador viscoso e deslocamento elástico próximo de 0,01 m
$\frac{K_2}{K_1}$	$\frac{K_2}{K_1} = 1\%$
$F_y$	Igual á máxima força instalada no dissipador viscoso otimizado

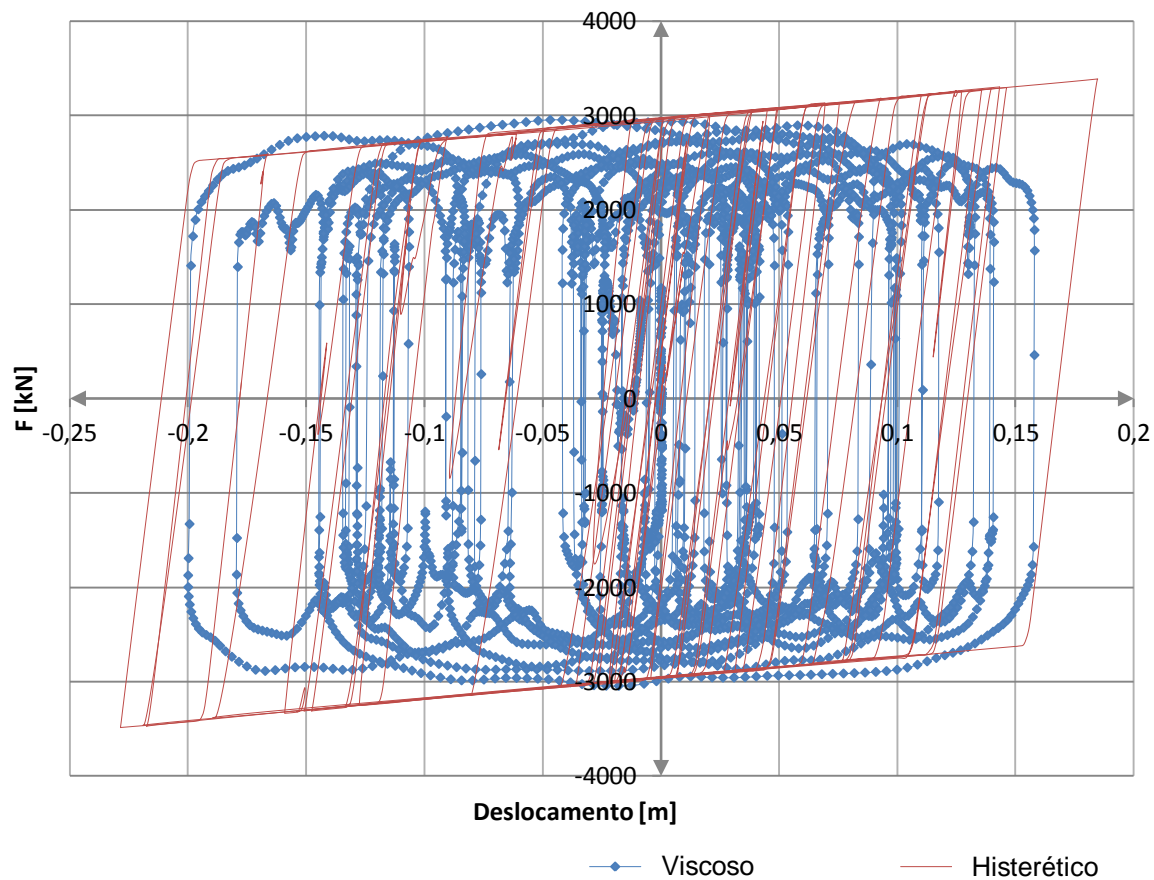
No capítulo dedicado ao dissipador histerético afirmou-se também que este deveria ser dimensionado para dissipar aproximadamente a mesma energia que o dissipador viscoso dimensionado anteriormente. Dessa forma foi também definido um critério inicial no sentido de que os ciclos de histereses de ambas as

soluções se sobrepusessem o mais possível. No que diz respeito ao deslocamento da estrutura com o dissipador, foi usado o valor obtido no dissipador viscoso escolhido para o sismo 4 (0,20 m). Foram então adotados os parâmetros indicados na tabela 18.

**Tabela 18 - Parâmetros de dimensionamento do dissipador histerético**

Parâmetro	Critério de pré-dimensionamento
$K_1$	$K_1 = \frac{F_y}{desl. \text{elástico}} = \frac{3000kN}{0.12m} = 250000 \frac{kN}{m}$
$\frac{K_2}{K_1}$	$\frac{K_2}{K_1} = 1\%$
$F_y$	$F_y = 3000 kN$

No sentido de verificar se o dissipador histerético assim dimensionado poderia cumprir o objetivo de dissipar quantidades de energia semelhantes ao dissipador viscoso otimizado, analisou-se a resposta da estrutura para o sismo 4 e comparou-se com os resultados obtidos para o mesmo sismo (ver figura 48).



**Figura 48 - Comparação entre o ciclo de histerese de dissipador viscoso otimizado e histerético pré-dimensionado para o sismo 4**

O resultado obtido demonstra grande semelhança de áreas interiores dos dois ciclos. Dessa forma admite-se que os dois sistemas são equivalentes em termos de dissipação de energia. O deslocamento máximo obtido foi de 0,23, ou seja, muito próximo do obtido com utilização de um dissipador viscoso. Considera-se que o pré-dimensionamento efetuado é válido e podem então ser testadas outras iterações em redor dos valores obtidos.

O passo seguinte foi alterar o valor de  $F_y$  de maneira a perceber a sensibilidade do sistema à sua variação e até que ponto poderia ser interessante ter uma força de cedência maior em termos de redução de deslocamento. A rigidez  $K_1$  e a sua relação com  $K_2$  foram mantidas constantes. A força  $F_y$  foi considerada entre 0 e 4000 kN. Os resultados obtidos são apresentados nas tabelas 19 e 20.

**Tabela 19 - Deslocamentos horizontais máximos e força máxima no dissipador hysterético para os 10 sismos**

	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		Sismo 4		Sismo 5	
$F_y$ [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]
0	0,566	0	0,749	0	0,601	0	0,517	0	0,393	0
500	0,447	1558	0,606	1931	0,458	1579	0,314	1251	0,357	1347
1000	0,372	1877	0,573	2335	0,390	1912	0,270	1631	0,282	1664
1500	0,313	2230	0,523	2712	0,333	2271	0,248	2072	0,253	2089
2000	0,262	2605	0,470	3086	0,298	2681	0,235	2535	0,245	2566
2500	0,218	2996	0,419	3461	0,266	3099	0,231	3016	0,243	3056
3000	0,181	3404	0,369	3853	0,236	3521	0,228	3504	0,242	3548
3500	0,173	3873	0,327	4251	0,243	4018	0,224	3991	0,241	4042
4000	0,189	4404	0,283	4639	0,241	4505	0,223	4493	0,242	4538

**Tabela 20 - Deslocamentos horizontais máximos e força máxima no dissipador hysterético para os 10 sismos (Continuação)**

	Sismo 6		Sismo 7		Sismo 8		Sismo 9		Sismo 10	
$F_y$ [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]
0	0,632	0	0,276	0	0,411	0	0,543	0	0,50	0
500	0,421	1486	0,357	1353	0,416	1491	0,464	1603	0,41	1474
1000	0,331	1779	0,314	1742	0,322	1753	0,394	1930	0,344	1801
1500	0,278	2145	0,247	2072	0,280	2149	0,340	2289	0,275	2130
2000	0,264	2586	0,217	2491	0,248	2567	0,317	2728	0,218	2492
2500	0,256	3092	0,231	3017	0,234	3027	0,296	3170	0,198	2942
3000	0,264	3604	0,243	3537	0,226	3500	0,284	3629	0,199	3434
3500	0,270	4113	0,242	4030	0,215	3964	0,273	4096	0,203	3936
4000	0,268	4600	0,236	4509	0,204	4429	0,263	4567	0,209	4443

Nas figuras 49 e 50 são apresentados os gráficos que mostram a variação dos deslocamentos máximos e a força máxima em função da força de cedência.

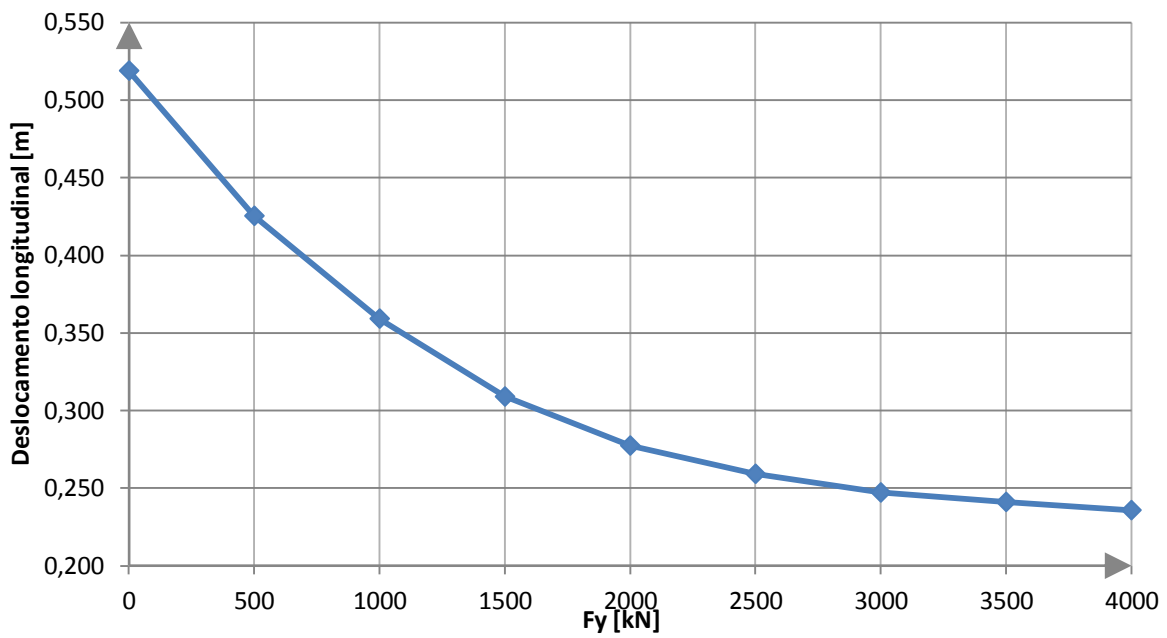


Figura 49 - Relação entre  $F_y$  e o deslocamento longitudinal

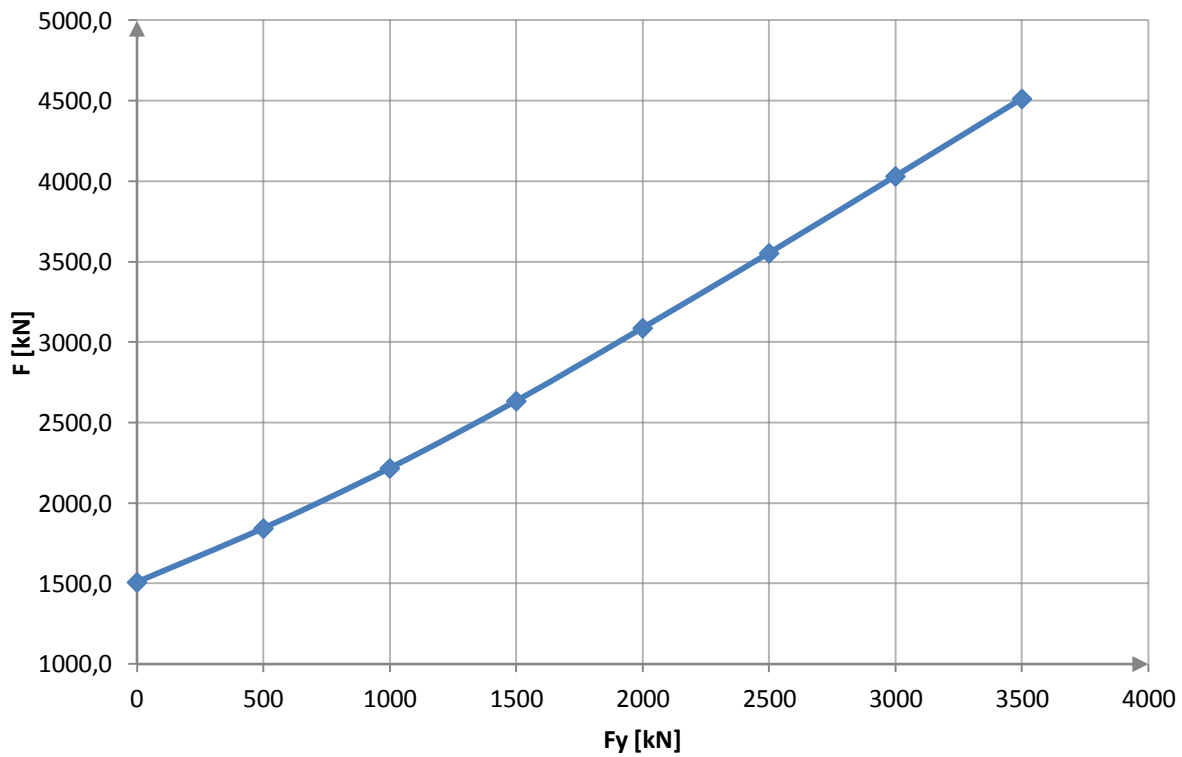


Figura 50 - Relação entre  $F_y$  e a força transmitida à torre



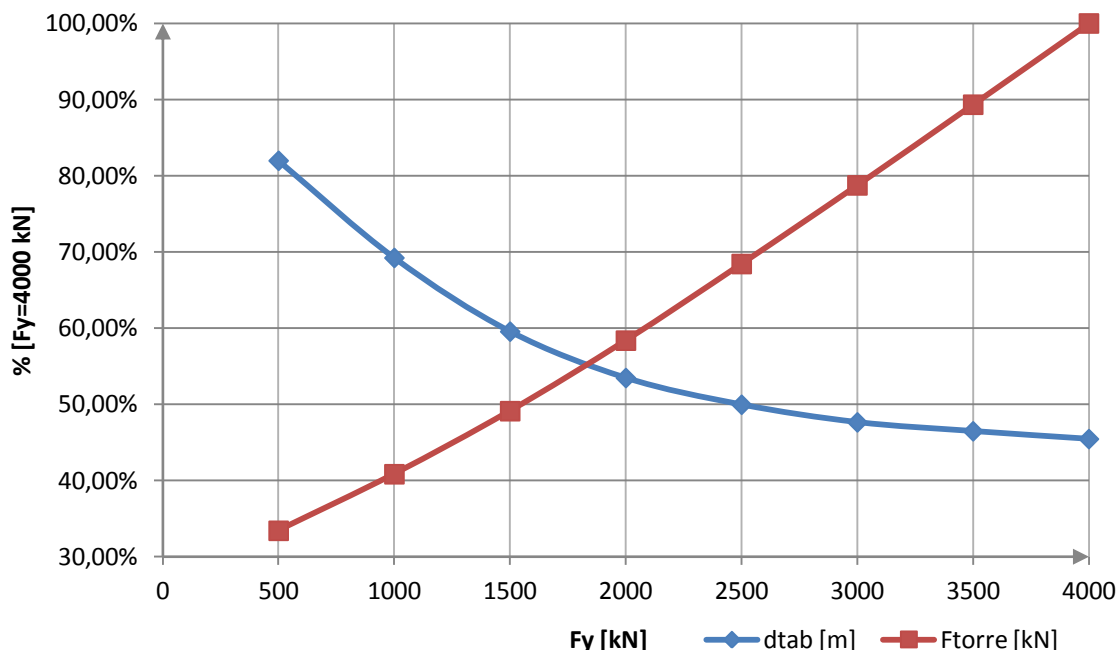
Como seria de esperar a força transmitida à torre vai aumentando com o aumento de  $F_y$ , à medida que também diminui o valor do deslocamento. Na tabela 21 é apresentado o resultado médio para os 10 sismos, da redução dos deslocamentos do tabuleiro e da respetiva força transmitida à torre em função de  $F_y$ .

**Tabela 21 - Deslocamentos horizontais e força no dissipador para a média dos 10 sismos**

$F_y$ [kN]	Média dos 10 sismos		
	$d_{tab}$ [m]	$F_{torre}$ [kN]	Varição de deslocamento em relação à estrutura livre
0	0,519	0	0%
500	0,425	1507,3	-18%
1000	0,359	1842,4	-31%
1500	0,309	2215,9	-40%
2000	0,277	2633,7	-47%
2500	0,259	3087,6	-50%
3000	0,247	3553,4	-52%
3500	0,241	4031,4	-54%
4000	0,236	4512,7	-55%

Analogamente ao caso do dissipador viscoso, é complicado perceber com exatidão o valor de  $F_y$  que otimiza o sistema. Foi portanto feita a adimensionalização das duas variáveis e construído o gráfico que permite fazer a sua análise em conjunto (ver figura 51).

Mais uma vez verifica-se que existe um ponto aparentemente muito eficaz, ou seja, em que se assume um bom compromisso entre as duas variáveis. Na verdade, no ponto de interseção das duas curvas encontra-se o ponto ótimo das características deste dissipador. Admite-se portanto que com rigidez constante de  $K_1 = 250000 \frac{kN}{m}$  o valor mais adequado para  $F_y$  é aproximadamente 2000 kN (ver intersecção das curvas na figura 51).



**Figura 51 - Relação adimensionalizada entre  $F_y$  e a respectiva força transmitida à torre e deslocamento**

Na verdade sentiu-se também a necessidade de verificar a sensibilidade do sistema à variação da rigidez mantendo  $F_y$  constante. À partida não é a variável mais importante mas pode eventualmente ser fonte de alguns ganhos. Para o efeito analisou-se o modelo novamente para os 10 sismos com rigidez  $K_1$  a variar entre 50000 e 1000000  $\frac{kN}{m}$  e compilaram-se os resultados nas tabela 22 e 23.

Como se pode observar a força na torre aumenta muito à medida que se aumenta a rigidez. Em relação ao deslocamento observa-se que diminui apenas até um certo nível mas que a partir daí se mantém aproximadamente constante. Verifica-se portanto que a consideração de uma rigidez muito elevada está desde já à partida fora de questão.

**Tabela 22- Deslocamento longitudinal máximo e força máxima na torre em função da variação de  $K_1$**

K [kN/m]	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		Sismo 4		Sismo 5	
	d <sub>tab</sub> [m]	F <sub>torre</sub> [kN]	d <sub>tab</sub> [m]	F <sub>torre</sub> [kN]	d <sub>tab</sub> [m]	F <sub>torre</sub> [kN]	d <sub>tab</sub> [m]	F <sub>torre</sub> [kN]	d <sub>tab</sub> [m]	F <sub>torre</sub> [kN]
50000	0,322	2127	0,526	2218	0,308	2121	0,256	2095	0,240	2090
150000	0,265	2346	0,485	2637	0,308	2398	0,253	2325	0,244	2317
250000	0,262	2605	0,470	3086	0,298	2681	0,235	2535	0,245	2566
350000	0,263	2824	0,457	3428	0,293	2907	0,225	2694	0,242	2760
450000	0,265	3075	0,445	3797	0,287	3146	0,221	2877	0,239	2970
650000	0,265	3562	0,429	4543	0,293	3690	0,230	3328	0,234	3378
850000	0,262	4018	0,416	5234	0,318	4398	0,237	3798	0,227	3753
1000000	0,257	4333	0,407	5718	0,320	4829	0,242	4155	0,221	4011

**Tabela 23 - Deslocamento longitudinal máximo e força máxima na torre em função da variação de  $K_1$  (Continuação)**

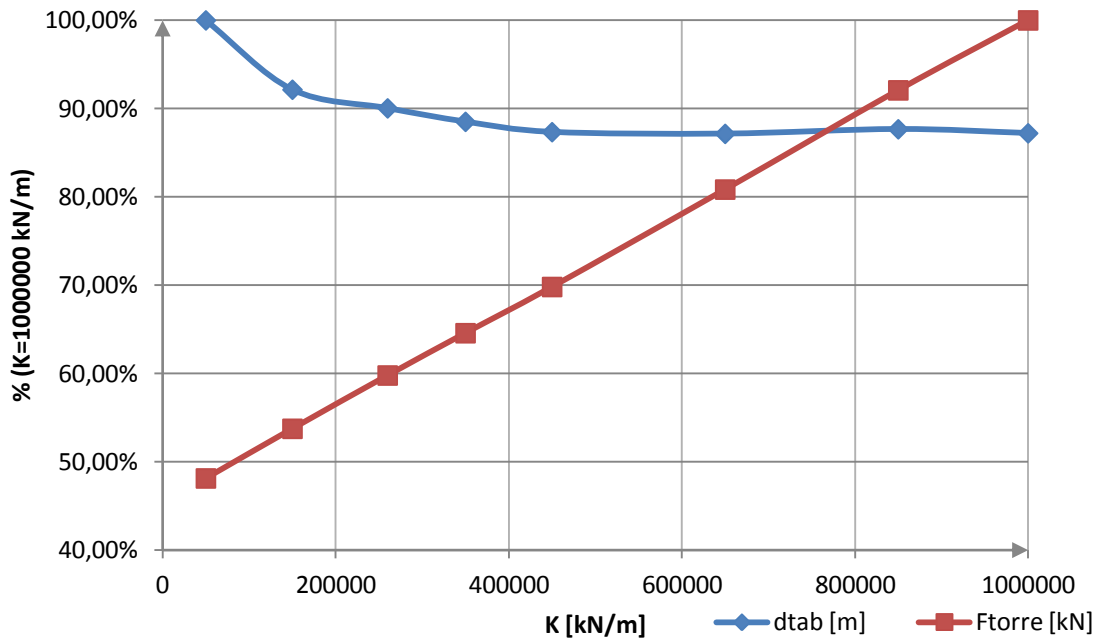
K [kN/m]	Sismo 6		Sismo 7		Sismo 8		Sismo 9		Sismo 10	
	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]	dtab [m]	Ftorre [kN]
50000	0,322	2129	0,220	2078	0,288	2110	0,347	2138	0,25	2095
150000	0,253	2332	0,233	2298	0,250	2322	0,316	2410	0,232	2292
250000	0,264	2586	0,217	2491	0,248	2567	0,317	2728	0,218	2492
350000	0,267	2806	0,214	2656	0,246	2765	0,312	2971	0,208	2638
450000	0,269	3047	0,211	2835	0,245	2984	0,307	3233	0,202	2791
650000	0,270	3528	0,211	3209	0,248	3443	0,309	3793	0,196	3143
850000	0,271	4005	0,209	3573	0,250	3899	0,313	4384	0,198	3507
1000000	0,270	4354	0,209	3854	0,252	4245	0,311	4783	0,198	3778

A média dos resultados obtidos para os 10 sismos vem confirmar esta tendência (ver tabela 24).

**Tabela 24 - Deslocamentos horizontais e força no dissipador para a média dos 10 sismos**

K [kN/m]	Média dos 10 sismos		
	dtab [m]	Ftorre [kN]	Varição de deslocamento em relação à estrutura livre
0	0,519	0	0%
50000	0,308	2120	-41%
150000	0,284	2368	-45%
250000	0,277	2634	-47%
350000	0,273	2845	-47%
450000	0,269	3076	-48%
650000	0,269	3562	-48%
850000	0,270	4057	-48%
1000000	0,269	4406	-48%

Mais uma vez e no sentido de ter uma leitura mais clara das duas variáveis importantes voltou a construir-se um gráfico com deslocamentos e forças no dissipador adimensionalizados (ver figura 52).



**Figura 52 - Relação adimensionalizada entre rigidez e a respectiva força transmitida à torre e deslocamento**

Conclui-se que o deslocamento do tabuleiro é muito pouco influenciado pela rigidez do dissipador. Em verdade o deslocamento é praticamente constante para toda a gama de valores de rigidez testados. A força transmitida à torre por seu lado aumenta quase que linearmente com a rigidez. Conclui-se portanto que alterar a rigidez não traz vantagens no sentido de reduzir o deslocamento.

O dissipador histerético otimizado considera-se então aquele com rigidez  $K_1$  de  $250000 \frac{kN}{m}$  e  $F_y$  de 2000 kN. Analogamente ao que foi feito no caso do dissipador viscoso apresenta-se de seguida o comportamento da estrutura com este dispositivo instalado apenas para o caso do sismo 4.

Tal como no caso do dissipador viscoso, a estrutura amortecida oscila de forma semelhante à estrutura livre observando-se apenas uma redução de amplitude (ver figura 53). Em termos de força transmitida à torre pelo dissipador e do ciclo de histerese do mesmo os resultados são os apresentados nas figuras 54 e 55.

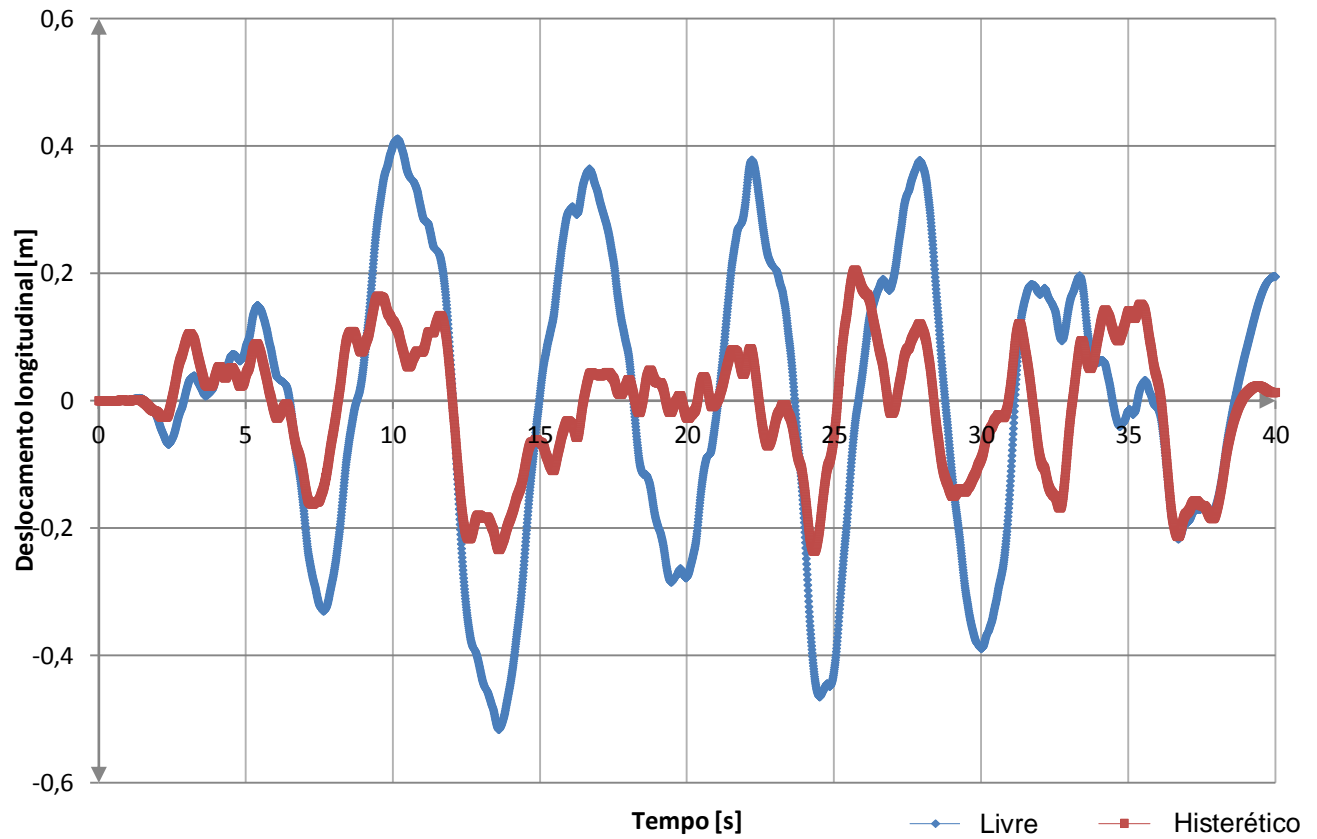


Figura 53 - Deslocamento longitudinal com e sem dissipador histerético para o caso do sismo 4

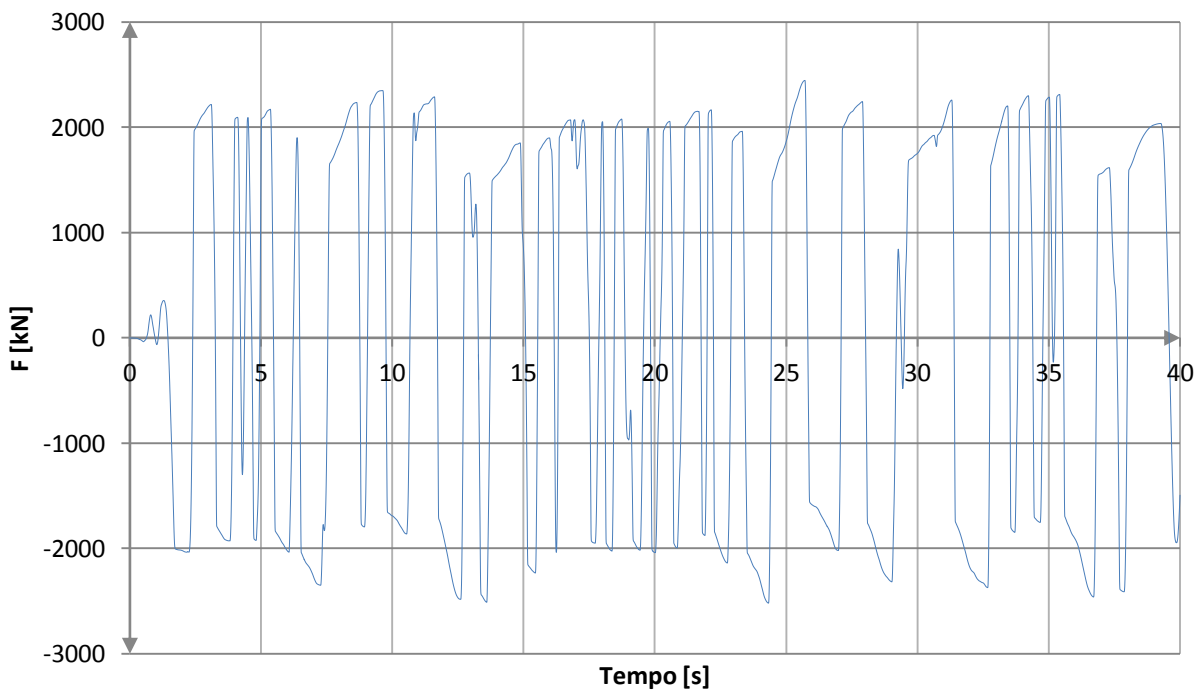


Figura 54 - Força no dissipador histerético para o caso do sismo 4

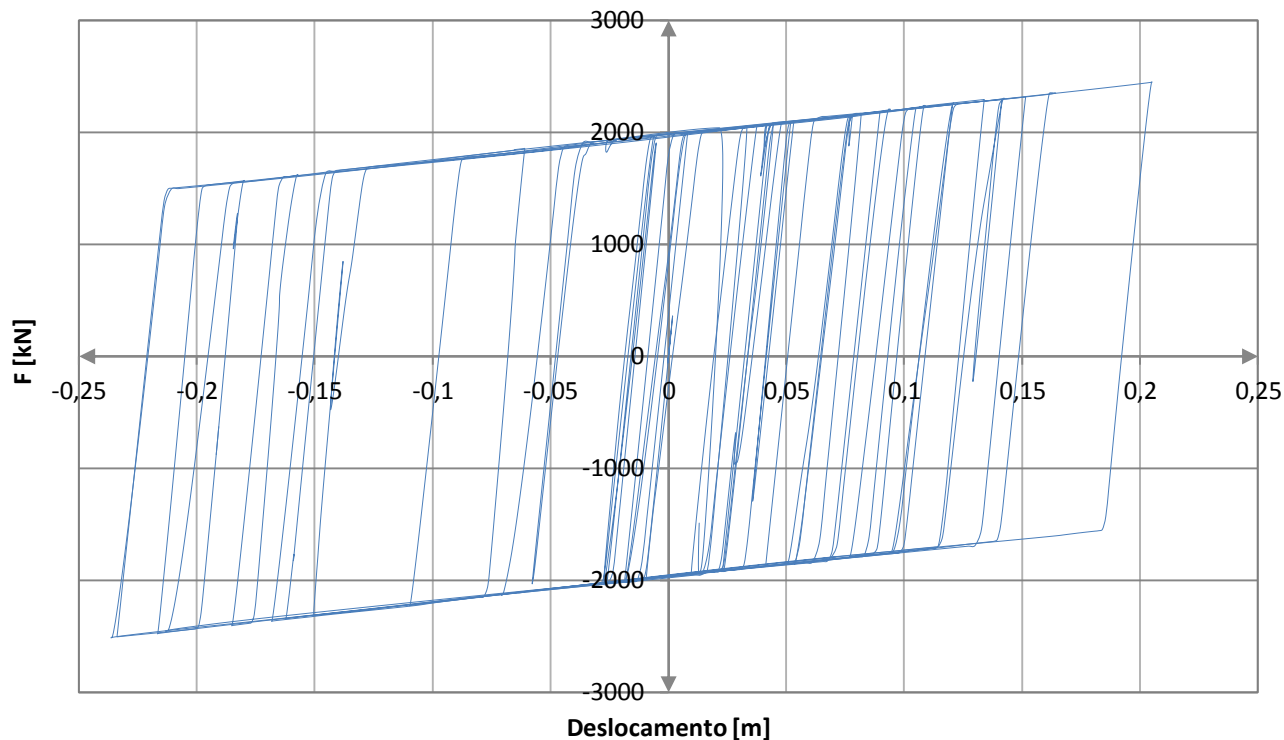


Figura 55 - Ciclo de histerese do dissipador histerético para o caso do sismo 4

#### 4.4.4 TMD

Nesta secção apresenta-se o estudo realizado para testar uma solução de proteção sísmica recorrendo a um TMD. O principal objetivo desta análise prende-se com perceber até que ponto um TMD pode ser eficaz na proteção sísmica de uma ponte deste tipo para uma solicitação com as características aleatórias de um sismo. Em condições normais um TMD é muito eficaz quando a solicitação é harmónica. Optou-se pela colocação do TMD no tabuleiro e testou-se também uma alternativa em que o dispositivo era colocado no topo das duas torres. Esta última solução surgiu pelo fato de a torre e o tabuleiro se deslocarem em sintonia. Pretendia-se perceber se no caso de redução do deslocamento do topo da torre também se obtinha uma redução ao nível do tabuleiro. No capítulo dedicado exclusivamente aos dispositivos TMD foi dada a explicação em detalhe da forma como foi feita sua modelação. Neste capítulo pretende-se apenas compreender e analisar os resultados obtidos. Em primeiro lugar testou-se a colocação do TMD no tabuleiro da ponte. Foram testadas soluções de dispositivos com massa até 10% da massa total oscilante do primeiro modo de vibração (modo longitudinal). A massa total oscilante do primeiro modo de vibração foi extraída do programa *SAP2000* e é de 19385 ton.

**Tabela 25 - Deslocamentos máximos na estrutura da ponte em função da massa do TMD**

TMD(% massa)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		Sismo 4		Sismo 5	
	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]
0,00%	0,566	0,641	0,749	0,873	0,601	0,694	0,517	0,579	0,393	0,455
0,50%	0,557	0,632	0,735	0,857	0,573	0,657	0,48	0,537	0,415	0,483
1,00%	0,548	0,621	0,707	0,825	0,546	0,616	0,47	0,525	0,413	0,48
1,50%	0,539	0,611	0,683	0,798	0,52	0,577	0,45	0,514	0,408	0,475
2,00%	0,53	0,601	0,662	0,775	0,496	0,55	0,45	0,503	0,403	0,468
2,50%	0,521	0,591	0,645	0,755	0,473	0,524	0,44	0,492	0,395	0,473
3,00%	0,512	0,581	0,631	0,739	0,451	0,499	0,431	0,481	0,348	0,488
3,50%	0,504	0,571	0,619	0,725	0,431	0,474	0,422	0,472	0,412	0,501
4,00%	0,495	0,562	0,609	0,714	0,413	0,453	0,414	0,462	0,421	0,512
4,50%	0,487	0,552	0,601	0,705	0,399	0,442	0,405	0,452	0,428	0,52
5,00%	0,479	0,543	0,598	0,698	0,401	0,455	0,397	0,443	0,433	0,526
6,00%	0,463	0,525	0,601	0,688	0,419	0,475	0,382	0,427	0,437	0,532
8,00%	0,433	0,491	0,62	0,7	0,441	0,5	0,356	0,34	0,427	0,521
10,00%	0,405	0,459	0,571	0,731	0,449	0,509	0,381	0,431	0,398	0,488

**Tabela 26 - Deslocamentos máximos na estrutura da ponte em função da massa do TMD (Continuação)**

TMD(% massa)	Sismo 6		Sismo 7		Sismo 8		Sismo 9		Sismo 10	
	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]
0,00%	0,632	0,733	0,276	0,310	0,411	0,453	0,543	0,631	0,501	0,565
0,50%	0,609	0,706	0,299	0,336	0,461	0,516	0,538	0,611	0,494	0,555
1,00%	0,58	0,673	0,303	0,34	0,468	0,522	0,534	0,605	0,492	0,552
1,50%	0,552	0,641	0,307	0,345	0,47	0,525	0,532	0,607	0,49	0,55
2,00%	0,525	0,61	0,313	0,353	0,47	0,524	0,534	0,608	0,488	0,547
2,50%	0,51	0,59	0,319	0,359	0,466	0,519	0,529	0,602	0,485	0,545
3,00%	0,521	0,584	0,326	0,366	0,461	0,515	0,52	0,589	0,483	0,542
3,50%	0,548	0,593	0,332	0,373	0,453	0,508	0,514	0,589	0,481	0,54
4,00%	0,567	0,614	0,339	0,381	0,444	0,501	0,52	0,611	0,479	0,537
4,50%	0,579	0,628	0,345	0,388	0,433	0,493	0,538	0,63	0,476	0,535
5,00%	0,587	0,636	0,351	0,395	0,422	0,484	0,553	0,646	0,474	0,532
6,00%	0,589	0,638	0,361	0,406	0,398	0,463	0,575	0,67	0,47	0,527
8,00%	0,555	0,599	0,373	0,42	0,348	0,418	0,595	0,691	0,461	0,517
10,00%	0,497	0,59	0,379	0,44	0,304	0,375	0,587	0,682	0,451	0,506

Foi analisada a resposta da estrutura da ponte para os dez sismos gerados artificialmente, e apuraram-se as possibilidades de redução de deslocamentos que se obtinham. Foram sempre controlados os deslocamentos também no topo das torres no sentido de perceber se a hipótese de estas se moverem em conjunto com o tabuleiro poderia ser verdadeira. Os resultados obtidos apresentam-se nas tabelas 25 e 26.

Pela análise das tabelas 25 e 26 fica-se já com uma boa noção de que as reduções de deslocamento conseguidas pela utilização de um TMD não são muito interessantes. Pela análise dos resultados médios dos 10 sismos esta hipótese vem mesmo ser confirmada (ver tabela 27).

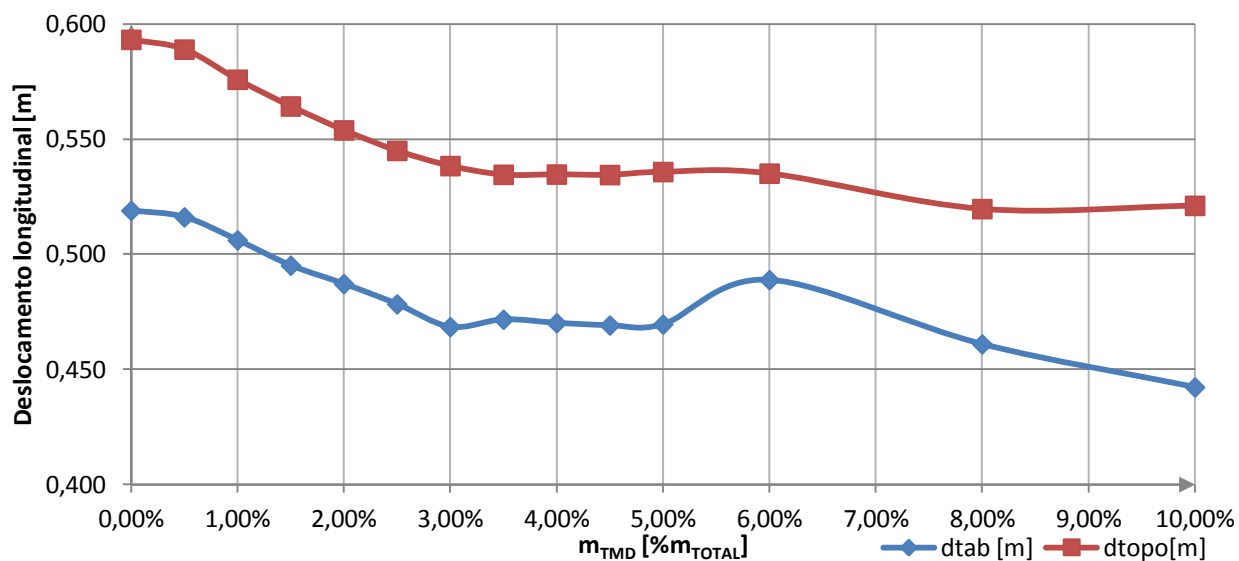
**Tabela 27 - Deslocamentos médios para os 10 sismos e respetivas variações de deslocamentos**

TMD=%massa	Média dos 10 sismos		
	dtab [m]	dtopo[m]	Variação do deslocamento do tabuleiro em relação à estrutura livre
0,00%	0,519	0,593	-
0,50%	0,516	0,589	-1%
1,00%	0,506	0,576	-2%
1,50%	0,495	0,564	-5%
2,00%	0,487	0,554	-6%
2,50%	0,478	0,545	8%
3,00%	0,468	0,538	-10%
3,50%	0,472	0,535	-9%
4,00%	0,470	0,535	-9%
4,50%	0,469	0,535	-10%
5,00%	0,470	0,536	-10%
6,00%	0,489	0,535	-6%
8,00%	0,461	0,520	-11%
10,00%	0,442	0,521	-15%

Conclui-se portanto que a redução obtida para um TMD com qualquer uma das massas testadas não se revela eficaz na redução do deslocamento longitudinal do tabuleiro. Em relação à hipótese de o tabuleiro e a torre oscilarem juntos suspeita-se que esta pode ser verdadeira já que os seus deslocamentos e variações são equivalentes.

Através da análise dos resultados apresentados na figura 56 podem ser retiradas as mesmas conclusões. No âmbito da presente dissertação e para a ponte caso de estudo qualquer TMD localizado no tabuleiro da ponte foi considerado ineficaz.





**Figura 56- Variação de deslocamentos no tabuleiro e na torre em função da massa do TMD localizado no tabuleiro**

De seguida foi feita a mesma análise mas desta vez testando a localização do TMD no topo das duas torres. Neste caso foi colocado um TMD em cada torre dividindo por dois a massa usada nos casos análogos da experiência anterior com o TMD no tabuleiro. As expectativas em relação a esta experiência baixaram consideravelmente depois de se constatar que para o TMD localizado no tabuleiro a redução de deslocamento não é satisfatória. No entanto foram recolhidos os resultados obtidos (ver tabelas 28 e 29).

**Tabela 28 - Deslocamentos máximos na estrutura da ponte em função da massa do TMD**

TMD= %massa	Sismo1		Sismo 2		Sismo 3		Sismo 4		Sismo 5	
	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	Dtopo [m]	dtab [m]	Dtopo [m]	dtab [m]	Dtopo [m]	dtab [m]	Dtopo [m]
0,00%	0,566	0,641	0,749	0,873	0,601	0,694	0,517	0,579	0,393	0,455
0,50%	0,554	0,628	0,725	0,843	0,562	0,639	0,477	0,535	0,415	0,481
1,00%	0,542	0,614	0,693	0,806	0,532	0,592	0,462	0,52	0,411	0,476
1,50%	0,531	0,601	0,666	0,774	0,499	0,551	0,449	0,506	0,404	0,467
2,00%	0,519	0,587	0,645	0,751	0,471	0,522	0,436	0,492	0,396	0,474
2,50%	0,508	0,574	0,628	0,732	0,443	0,49	0,424	0,479	0,41	0,492
3,00%	0,497	0,562	0,615	0,717	0,418	0,464	0,411	0,466	0,425	0,508
3,50%	0,486	0,549	0,604	0,705	0,397	0,446	0,4	0,455	0,435	0,52
4,00%	0,475	0,537	0,599	0,697	0,413	0,459	0,389	0,443	0,443	0,529
4,50%	0,465	0,525	0,6	0,69	0,425	0,472	0,378	0,433	0,446	0,533
5,00%	0,455	0,513	0,604	0,686	0,436	0,484	0,368	0,423	0,449	0,536
6,00%	0,436	0,491	0,614	0,7	0,451	0,501	0,35	0,406	0,444	0,532
8,00%	0,399	0,451	0,644	0,735	0,462	0,514	0,37	0,438	0,41	0,497
10,00%	0,366	0,432	0,674	0,77	0,457	0,509	0,4	0,48	0,372	0,442

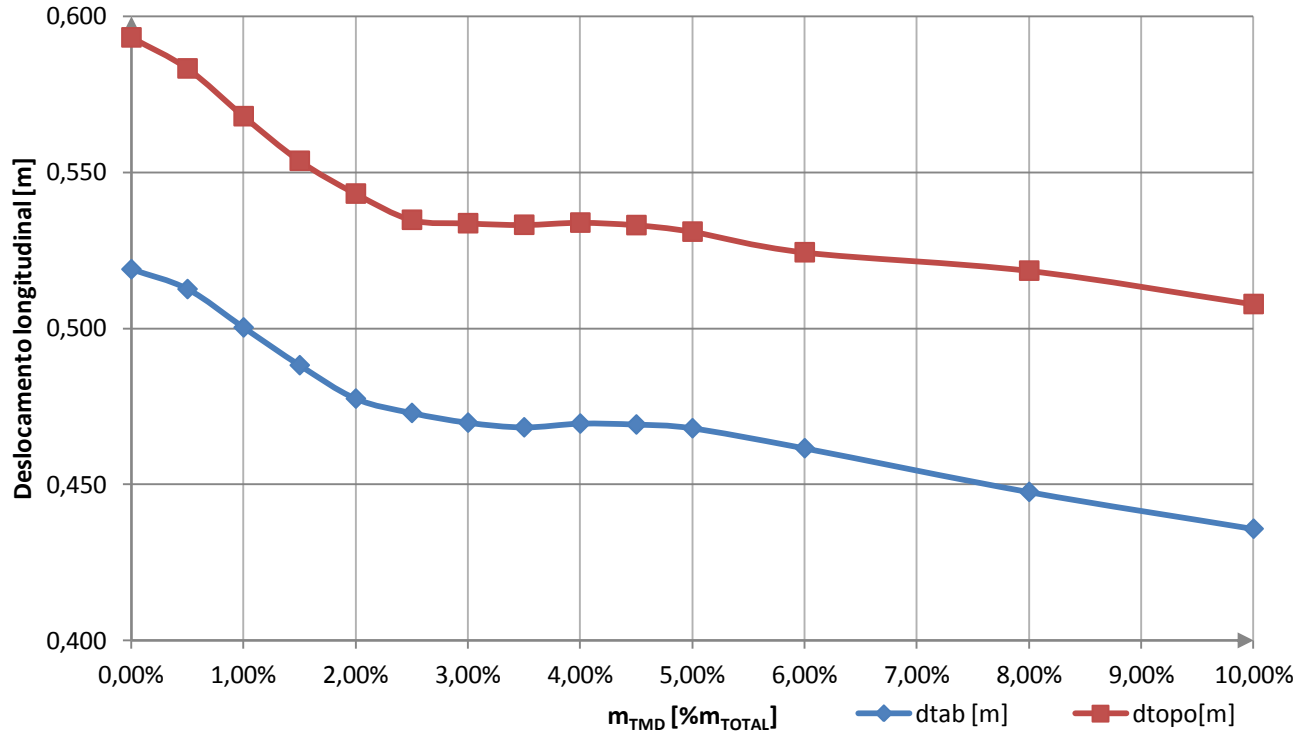
**Tabela 29 - Deslocamentos máximos na estrutura da ponte em função da massa do TMD (Continuação)**

TMD= %massa	Sismo 6		Sismo 7		Sismo 8		Sismo 9		Sismo 10	
	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]	dtab [m]	dtopo [m]
0,00%	0,632	0,733	0,276	0,310	0,411	0,453	0,543	0,631	0,501	0,565
0,50%	0,601	0,695	0,299	0,336	0,462	0,516	0,537	0,608	0,494	0,552
1,00%	0,564	0,652	0,306	0,343	0,472	0,524	0,531	0,604	0,49	0,549
1,50%	0,529	0,611	0,313	0,351	0,472	0,522	0,532	0,609	0,487	0,545
2,00%	0,508	0,59	0,322	0,36	0,471	0,518	0,523	0,596	0,484	0,542
2,50%	0,526	0,582	0,33	0,369	0,463	0,509	0,516	0,583	0,481	0,538
3,00%	0,55	0,604	0,339	0,379	0,455	0,503	0,51	0,6	0,478	0,534
3,50%	0,567	0,622	0,346	0,388	0,442	0,492	0,531	0,624	0,475	0,531
4,00%	0,573	0,628	0,354	0,395	0,429	0,482	0,548	0,642	0,472	0,527
4,50%	0,574	0,628	0,359	0,401	0,414	0,469	0,562	0,656	0,469	0,524
5,00%	0,567	0,619	0,364	0,406	0,4	0,457	0,572	0,666	0,465	0,52
6,00%	0,542	0,595	0,369	0,403	0,369	0,43	0,582	0,674	0,459	0,512
8,00%	0,482	0,584	0,379	0,432	0,313	0,378	0,571	0,658	0,446	0,498
10,00%	0,434	0,53	0,39	0,44	0,302	0,361	0,529	0,607	0,434	0,507

**Tabela 30 - Deslocamentos médios para os 10 sismos e respetivas variações de deslocamentos**

TMD=%massa	Média dos 10 sismos		
	dtab [m]	dtopo[m]	Variação do deslocamento do tabuleiro em relação à estrutura livre
0,00%	0,519	0,593	
0,50%	0,513	0,583	-1%
1,00%	0,500	0,568	-4%
1,50%	0,488	0,554	-6%
2,00%	0,478	0,543	-8%
2,50%	0,473	0,535	-9%
3,00%	0,470	0,534	-9%
3,50%	0,468	0,533	-10%
4,00%	0,470	0,534	-10%
4,50%	0,469	0,533	-10%
5,00%	0,468	0,531	-10%
6,00%	0,462	0,524	-11%
8,00%	0,448	0,519	-14%
10,00%	0,436	0,508	-16%

Na tabela 30 e na figura 57 são apresentados os valores médios dos deslocamentos obtidos.



**Figura 57 - Variação de deslocamentos no tabuleiro e na torre em função da massa do TMD localizado no topo da torre**

A conclusão a retirar é inequívoca. O caso de estudo com a instalação de um dispositivo TMD no seu tabuleiro ou no topo das duas torres não sofre qualquer tipo de melhoria em termos de deslocamentos longitudinais no caso da ocorrência de um sismo. No entanto pretende-se perceber se a causa desta ineficiência está na estrutura da ponte, ou se por outro lado está precisamente no tipo de solicitação. Neste caso é provável que a ineficiência possa estar no fato de a solicitação ser um sismo.

Numa abordagem puramente académica, testou-se se um dispositivo TMD poderia ser eficaz na estrutura em estudo no caso de uma solicitação do tipo sinusoidal. Para o efeito gerou-se uma função de acelerações horizontais e longitudinais do solo (expressão [9]).

$$a = \sin(2\pi ft) \text{ [9]}$$

Em que,

a - é a aceleração longitudinal horizontal do terreno no instante t;

f -é a frequência da oscilação.

Neste caso pretende-se sintonizar a oscilação com a estrutura de forma a esta provocar a maior resposta possível em termos de deslocamentos. Para o efeito considerou-se que a frequência f da oscilação é igual à frequência própria da estrutura, ou seja, 0,18 Hz. De seguida definiu-se uma ação com as

características da função sinusoidal atrás referida. O resultado obtido em termos de deslocamento máximo foi de 6,49 m. Como é natural este deslocamento não tem significado físico já que não houve qualquer cuidado na definição da amplitude da ação considerada. Interessa portanto definir uma ação que possa ser comparável com a estrutura a oscilar em regime livre em resposta aos 10 sismos artificiais. O critério definido para calibrar a função, foi que o seu deslocamento máximo fosse exatamente igual ao deslocamento máximo da média dos 10 sismos gerados artificialmente. Na prática definiu-se então que o deslocamento máximo da estrutura em resposta à função sinusoidal fosse de 0,519 m. Aplicou-se à função definida no *software SAP2000* um fator de escala igual a  $\frac{0,519}{6,49}$  (aproximadamente 0,08).

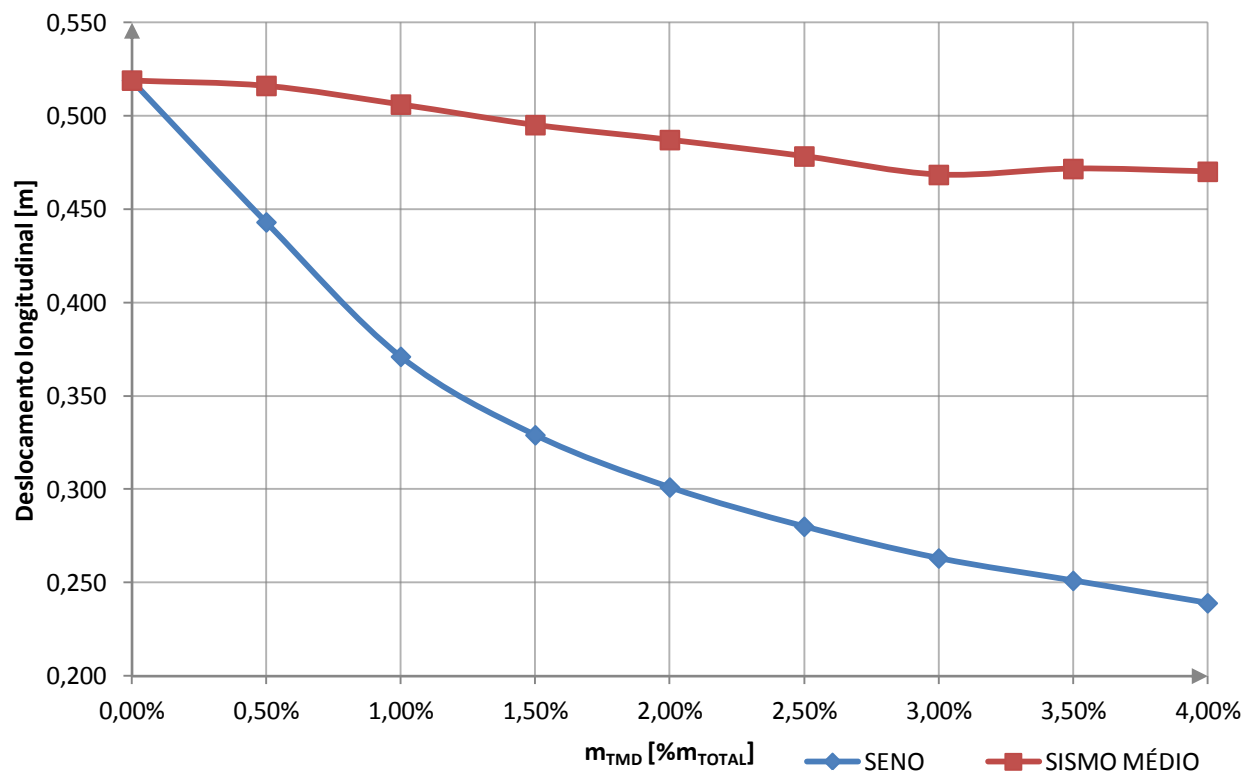
Os resultados obtidos foram os pretendidos já que o deslocamento máximo da estrutura nessa situação se revelou exatamente 0,519 m. Nesta fase existiam já condições para comparar a resposta da estrutura aos sismos e também à função harmónica.

Os resultados da comparação estão indicados na tabela 31.

**Tabela 31 - Comparação entre média dos 10 sismos e função harmónica de acelerações do solo**

TMD=%massa	SENO	Variação	Média dos 10 sismos	
	dtab [m]		dtab [m]	Variação
0,00%	0,519	-	0,519	-
0,50%	0,443	-15%	0,516	-1%
1,00%	0,371	-29%	0,506	-2%
1,50%	0,329	-37%	0,495	-5%
2,00%	0,301	-42%	0,487	-6%
2,50%	0,28	-46%	0,478	-8%
3,00%	0,263	-49%	0,468	-10%
3,50%	0,251	-52%	0,472	-9%
4,00%	0,239	-54%	0,470	-9%

Por análise da tabela 31 e do gráfico da figura 58 pode concluir-se que o TMD se revela muito eficaz no caso de uma solicitação harmónica. Por exemplo, para um TMD com uma massa igual a 3% da massa oscilante da estrutura, a resposta à função harmónica é cerca de metade da resposta livre sendo que no caso do sismo a sua redução é de apenas 10%. Confirma-se portanto a extrema eficácia deste dispositivo para resposta a funções harmónicas. No caso da ação sísmica tudo aponta para que não seja uma boa solução, aconselhando-se a escolha de um dissipador viscoso ou histerético



**Figura 58- Deslocamento longitudinal em função da massa do TMD para a média dos 10 sismos artificiais e para a função harmónica**

## 4.5 Análise comparativa

Nesta secção pretende-se comparar os resultados obtidos na análise da estrutura protegida com os vários dispositivos testados. Como se verificou na secção anterior o dispositivo TMD não se revelou eficaz a diminuir os deslocamentos da estrutura em resposta à ação sísmica. Resta portanto comparar as soluções obtidas para dissipadores do tipo viscoso e histerético. Não se pretende definir uma solução preferencial entre os dois mas sim comparar os resultados obtidos pela otimização estrutural de cada um deles. Em verdade a decisão final passará sempre pelo dono de obra e pelas vantagens económicas de escolher um ou outro. Compilam-se na tabela 32 os parâmetros obtidos para os dois dissipadores otimizados.

**Tabela 32 - Dissipadores viscoso e hysterético otimizados**

Dissipador hysterético	Dissipador viscoso
$n=20$ $K_1 = 250000 \frac{kN}{m}$ $\frac{K_2}{K_1} = 1\%$ $F_y = 2000 kN$	$\alpha=0,2$ $C = 3500 \frac{kN}{m/s}$ $K = 6 \times 10^8 \frac{kN}{m}$

Em primeiro lugar comparam-se os deslocamentos longitudinais obtidos no caso dos dois dissipadores bem como as forças transmitidas à estrutura por cada um deles (ver tabela 33).

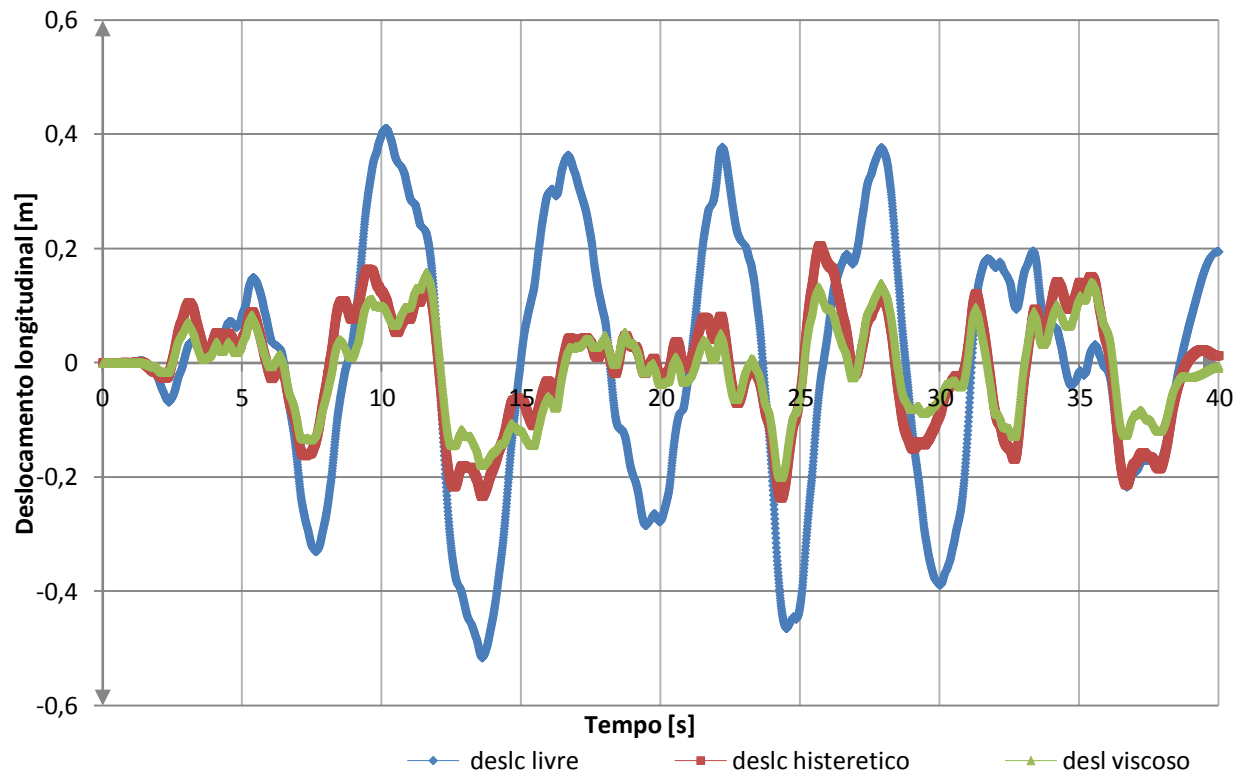
**Tabela 33- Comparação entre dissipador viscoso e hysterético para a média dos 10 sismos**

	Dissipador viscoso	Dissipador hysterético
Deslocamento longitudinal [m]	0,23	0,28
Força transmitida à estrutura [kN]	3048	2634

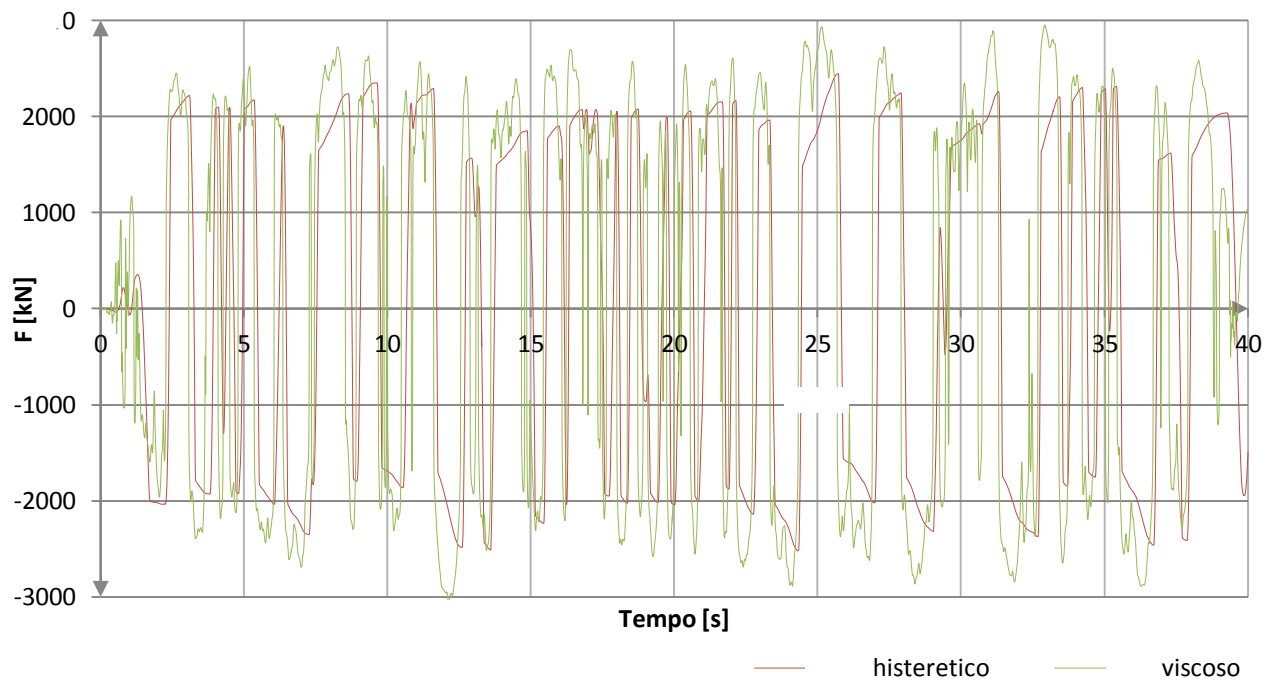
Pode-se concluir que o dissipador viscoso otimizado atinge uma maior redução dos deslocamentos mas à custa de mais força transmitida à estrutura original. De referir que para a média das respostas aos dez sismos usados se alcançaram reduções de deslocamento longitudinal de 56% e 47% respetivamente no caso do dissipador viscoso e hysterético. Consideram-se estas taxas de redução extremamente interessantes e recomenda-se a utilização de ambos os tipos de dispositivo.

A título de exemplo são mais uma vez apresentados resultados ao longo do tempo (apenas para o caso do sismo 4). Na verdade, em qualquer outro dos 10 sismos utilizados os resultados podem ser ligeiramente diferentes pelo que retirar conclusões exaustivas não se revela muito interessante. Importantes são os resultados médios obtidos e apresentados na tabela 33. Não se considerou pertinente ser exaustivo em termos de gráficos apresentados e assumiu-se que os resultados para o sismo 4 eram representativos em relação ao objetivo do trabalho.

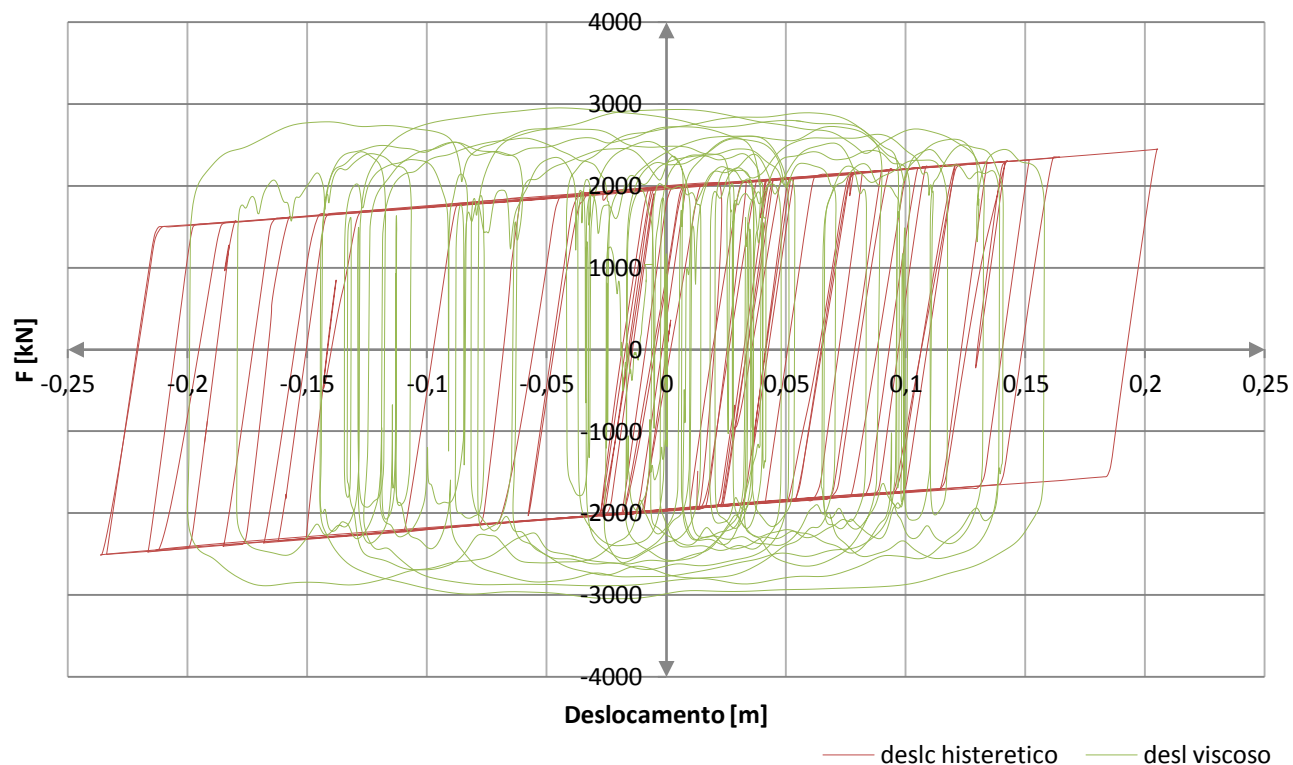
Em relação aos deslocamentos longitudinais (ver figura 59) confirma-se a boa redução de deslocamento alcançada e também a equivalência de resultados entre os dois dissipadores. Em termos de forças geradas no dissipador e transmitidas à estrutura e também de ciclos de histerese gerados os resultados comparativos entre os dois dispositivos para o sismo 4 são respetivamente apresentados nas figuras 60 e 61.



**Figura 59 - Deslocamentos longitudinais: dissipador hysterético e viscoso otimizados e estrutura livre**



**Figura 60 - Forças transmitidas à estrutura: dissipador hysterético e viscoso**



**Figura 61 - Ciclo de histerese: dissipador histerético e viscoso**

Mais uma vez não se pode considerar apenas o sismo 4 para retirar conclusões. No entanto é notório que o dissipador viscoso transmite mais forças à estrutura e que dissipa também mais energia.

Como conclusão consideram-se os dois dissipadores muito eficazes. Aparentemente e à luz dos critérios de otimização definidos o dissipador viscoso apresenta-se como o mais eficiente. No entanto os critérios definidos foram meramente estruturais e não contabilizaram qualquer componente económica. Apenas uma conjugação de variáveis estruturais e económicas podem conduzir a uma escolha mais cuidada.



# 5. Conclusões

Neste último capítulo é resumido o trabalho desenvolvido no âmbito da presente dissertação de mestrado e são apresentadas as suas principais conclusões.



## 5.1 Conclusões e trabalhos futuros

As pontes de tirantes de grandes dimensões são estruturas com uma rigidez longitudinal reduzida. Por essa razão constituem um desafio no que diz respeito ao seu projeto em zonas de sismicidade elevada. Partindo destes dois pressupostos desenvolveu-se o presente trabalho.

Definiu-se a dissipação de energia como sendo a estratégia a privilegiar na proteção sísmica de uma ponte. Para o efeito foram escolhidos dissipadores de energia amplamente estudados no passado. Foi escolhido um dissipador viscoso, um dissipador histerético e ainda um TMD. Estudou-se então a sua eficácia na redução do deslocamento longitudinal de uma ponte de tirantes. Esse estudo foi feito através de um caso de estudo e de uma ação sísmica do tipo 1 (afastada) gerada artificialmente. O caso de estudo escolhido foi uma ponte desenvolvida como alternativa à ponte Vasco da Gama em Lisboa.

Antes da aplicação de qualquer dispositivo ao caso de estudo foi analisada a sua estrutura livre em resposta à ação sísmica. Verificou-se que os deslocamentos longitudinais do tabuleiro eram de facto elevados. Foi interessante constatar que o topo das torres apresentava deslocamentos da mesma ordem de grandeza do tabuleiro. Concluiu-se que numa ponte destas características o tabuleiro oscila transportando consigo também as suas torres. Esta conclusão contrariou a ideia inicial de que a torre se poderia manter indeformável e de que o tabuleiro oscilava isoladamente. Foi ainda identificada a oportunidade para instalação de dissipadores de energia na ligação entre a torre e o tabuleiro já que existia um considerável deslocamento relativo entre eles.

A análise da eficácia de um dissipador foi feita comparando as suas vantagens em termos de redução do deslocamento longitudinal com os esforços introduzidos na estrutura. Dessa forma foi possível desenvolver um processo iterativo de dimensionamento de cada um deles. Os dissipadores foram sempre dimensionados tendo como critério a sua eficácia estrutural. Desta forma foi tida em conta indiretamente uma parcela do fator económico, já que um dissipador excessivamente penalizador em termos de esforços para a estrutura se irá revelar demasiado oneroso.

O dissipador de energia viscoso e o dissipador de energia histerético revelaram-se muito eficazes no controlo do deslocamento. Em contrapartida transmitem forças importantes à estrutura. A definição das características de um dissipador como a que foi feita deve ser complementada com um adequado projeto de materialização e implantação do dissipador. Apenas dessa forma o trabalho teórico desenvolvido pode ser válido em termos da estrutura real.

No caso do dispositivo TMD a sua eficácia revelou-se reduzida. Confirmou-se que este tipo de sistema não se revela eficaz na proteção de uma ponte deste tipo para o caso de uma ação sísmica. Numa abordagem puramente académica foi constatado que numa situação limite de uma ação puramente

sinusoidal, o dispositivo TMD seria extremamente eficaz. Concluiu-se, portanto, que as limitações de utilização de um dissipador deste tipo numa ponte de tirantes prendem-se, acima de tudo, com o tipo de ações a que estão sujeitas, e não tanto com a estrutura em si.

O objetivo do trabalho foi alcançado sendo selecionados os dissipadores viscosos e histeréticos como aqueles que podem eficazmente reduzir a resposta da ponte de tirantes. Sendo que o objetivo da sua instalação era dissipar energia ao longo de um sismo analisaram-se os ciclos de histerese de cada um deles. Ambos os dispositivos apresentaram os ciclos de histerese esperados e uma considerável capacidade de dissipar energia.

A construção de juntas de dimensões consideráveis pode ser uma alternativa aos dispositivos de dissipação de energia. No entanto estas juntas podem ser de difícil ou mesmo impossível materialização. Conclui-se ser recomendável que em pontes de grandes dimensões sejam tomadas medidas para garantir a dissipação de energia, que permitam a construção de juntas de menores dimensões. Considera-se pertinente que em trabalhos futuros se analisem conjuntamente a dimensão da junta a projetar e as características do dispositivo a instalar.

O estudo futuro do tema pode passar pela combinação de vários tipos de dispositivos numa mesma ponte, ou ainda por outras alternativas à sua localização. A inovação tecnológica dos dissipadores estudados ou mesmo de outros que venham a surgir pode também ser um fator de evolução. A análise exaustiva de outros casos de estudo com outras geometrias e materiais diferentes é também com certeza um foco de evolução do tema.

Por último considera-se pertinente que no futuro se desenvolvam trabalhos no sentido de fazer uma análise integrada das várias variáveis que influenciam a escolha de um dissipador de energia. Essas variáveis são o deslocamento longitudinal, a força transmitida à estrutura, o controlo do deslocamento nas outras direções, o custo do dispositivo e sua construção, o custo da junta e sua construção e também os custos de manutenção dos vários sistemas ao longo da vida útil de uma ponte de tirantes.

# Referências bibliográficas

- (Antunes, 2006) Antunes, André – “ Aplicação de Tuned Mass Dampers no controlo de vibrações em pontes pedonais ”, Trabalho Final de Curso, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2006
- (Appleton et al, 2007) Appleton, Júlio; Costa, A.; Figueiredo, Marco; Santos, Miguel – “ Reforço Sísmico de Pontes – Soluções Alternativas e Exemplos de Aplicação ”, 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Porto, Portugal, Setembro de 2007
- (Caetano et al , 2007) Caetano, E.; Cunha, A.; Magalhães, F. – “ Novas Perspectivas na Análise do Comportamento Dinâmico de Estruturas ”, Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões – Mecânica Experimental nº18, Porto, Portugal, 2010
- (Capra et al, 1998) Capra, Alain; Leveille, Alain - “ Vasco da Gama Main Bridge Seismic Design ”, Fédération Internationale du Béton, 1998
- (CEN, 2004) CEN, European Committee for Standardization – “ Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings ”, EN 1998-1, Dezembro de 2004
- (Cunha et al, 2004) Cunha, Álvaro; Caetano, Isabel; Moutinho, Carlos – “ Análise Experimental da Eficiência de TMDS para a Atenuação da Resposta Sísmica de Estruturas de Edifícios ”, 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, Portugal, 2004
- (Gattel, 1999) Gattel – “ Ponte Vasco da Gama ”, Ministério do Equipamento, do Planeamento e da Administração do Território, Secretaria de Estado e das Obras Públicas, 1ª Edição, 1999
- (Gimsing, 1983) Gimsing, N.J. – “ Cable Supported Bridges – Concept and Design ” – John Wiley & Sons, 1998
- (Guerreiro et al, 1998) Guerreiro, L.; Branco, F.; Azevedo, J. – “ Seismic Displacement Control of the Vasco da Gama Bridge ”, Fédération Internationale du Béton, 1998

- (Guerreiro, 2006)                      Guerreiro, L. – “ Sistemas de Dissipação de Energia ”, Dinâmica e Engenharia Sísmica, Departamento de Engenharia Civil,2006
- (Guerreiro, 2007)                      Guerreiro, L. – “ Sistemas de Proteção Sísmica de Estruturas ”, Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Maio de 2007
- (Guerreiro, 2009)                      Guerreiro, L. – “ Estratégias para a Melhoria do Comportamento Sísmico de Edifícios ”, Seminário – Reabilitação Sísmica de Edifícios, Algarve, Portugal,2009
- (Borges, 2009)                          Borges, José – “ 15 Grandes Questões sobre Sismos ”, Diário de Notícias,Portugal,2009
- (Lopes et al, 2008)                      Lopes, M.; Carvalho, E. C. – “ Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Acordo com o Eurocódigo 8” in Lopes, M. (ed) “Sismos e Edifícios ”, Portugal, Edições Orion, Setembro de 2008
- (Oliveira et al, 2012)                      Oliveira, F.; Morais, P.; Suleman, A. – “ Sistemas Semi-Activos na Proteção Sísmica de Estruturas ”, Jornadas de Investigação e Inovação Cidades e Desenvolvimento LNEC, Lisboa, Portugal, Junho de 2012
- (Oliveira Pedro, 2007)                      Oliveira Pedro, José – “ Pontes Atirantadas Mistas. Estudo do Comportamento Estrutura I”, Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Julho de 2007
- (Oliveira Pedro, 2010)                      Oliveira Pedro, José – “ Pontes de Tirantes – Conceção, Dimensionamento e Constituição ”, Elementos de Apoio à Disciplina de Pontes de Tirantes do Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Junho de 2010
- (Oliveira Pedro, 2014)                      Oliveira Pedro, José – “ Projecto da 3ª Travessia do Bosphoro ”, Lisboa, Portugal, Julho de 2014
- (Proença et al, 2011)                      Proença, J. M.; Gago, A. Sousa – “ Enquadramento e Justificação ”, [www.parque-escolar.pt](http://www.parque-escolar.pt), consultado em Abril de 2014
- (Ravara, 1981)                              Ravara, A. – “ Engenharia Sísmica de Pontes ”, RPEE nº12, Portugal,1981
- (Reis, 2006)                                Reis, A. J. – “ Folhas da Disciplina de Pontes ”, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal,2006

- (Skinner et al, 1993) Skinner, R. I.; Robinson, W.H.; McVerry, G. H. – “ An Introduction to Seismic Isolation ”, DSIR Physical Sciences, Wellington, New Zealand, John Wiley & Sons, 1993
- (Symans et al, 1997) Symans, M. D.; Constantinou, Michael C. – “ Semi-Active control systems for Seismic Protection of Structures: a State-of-the-Art Review ”, Engineering Structures, Vol. 21, Dezembro de 1997
- (Taylor, 1994) Taylor, P. R. – “ Composite Cable-Stayed Bridges ”, International Conference AIPC-FIP, Proceedings –Vol.1, Deauville, Outubro de 1994
- (Sousa Oliveira, 2008) Sousa Oliveira, Carlos – “ Efeitos Naturais, Impacte e Mitigação ” in Lopes, M. (ed) “Sismos e Edifícios”, Portugal, Edições Orion, Setembro de 2013
- (Romão et al, 2011) Romão, Xavier; Paupério, Pedro – “ Ação Sísmica sobre Edifícios ”, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, Outubro de 2011
- (Zayas, 1987) Zayas, Victor, inventor – “ Earthquake Protective Column Support ”, US Patent 4644714 A, 24 de Fevereiro de 1987
- (N1) Structurae – “ Pont Edgar Cardoso ”, [www.structurae.info/ouvrages/pont-edgar-cardoso](http://www.structurae.info/ouvrages/pont-edgar-cardoso), consultado em Julho de 2014
- (N2) Waymarking – “ Ponte Edgar Cardoso – Figueira da Foz ” [www.waymarking.com/gallery/image.aspx?f=1&guid=8f9226e6-0ec8-42ca-a4dd-838e778b23b0](http://www.waymarking.com/gallery/image.aspx?f=1&guid=8f9226e6-0ec8-42ca-a4dd-838e778b23b0), consultado em Julho de 2014
- (N3) Engenharia Portugal – “ Ponte Vasco da Gama ” [www.engenhariapt.com/tag/ponte/](http://www.engenhariapt.com/tag/ponte/), consultado em Julho de 2014
- (N4) Mega Engenharia – “ Ponte da Normandia – França ” [www.megaengenharia.blogspot.pt/2013/08/ponte-da-normandia-franca.html](http://www.megaengenharia.blogspot.pt/2013/08/ponte-da-normandia-franca.html), consultado em Julho de 2014
- (N5) e (N6) LMC – “ Ponte da Normandia ”; <http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/normandia.htm>
- (N7) IOP SCIENCE – “ Unimodal Optimal Passive Electromechanical Damping of Elastic Structures ”, [www.iopscience.iop.org/0964-1726/22/8/085029/article](http://www.iopscience.iop.org/0964-1726/22/8/085029/article). Consultado em Julho de 2014

(N8)

Trevi – “ Ponte Vasco da Gama”,  
[www.trevispa.com/viewdoc.asp?co\\_id=190](http://www.trevispa.com/viewdoc.asp?co_id=190), consultado em Setembro de  
2014



# Anexo 1

## Acelerogramas artificiais

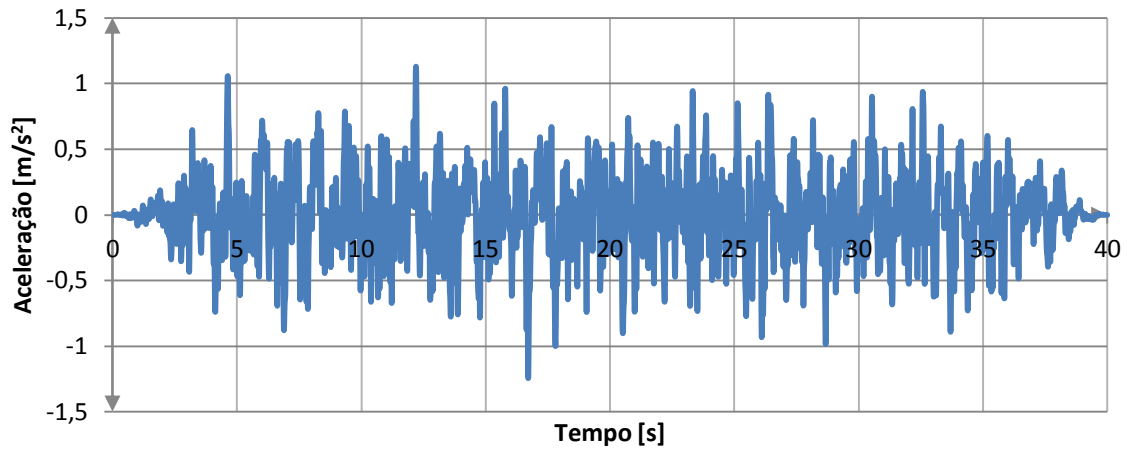


# Ação sísmica: Tipo 1

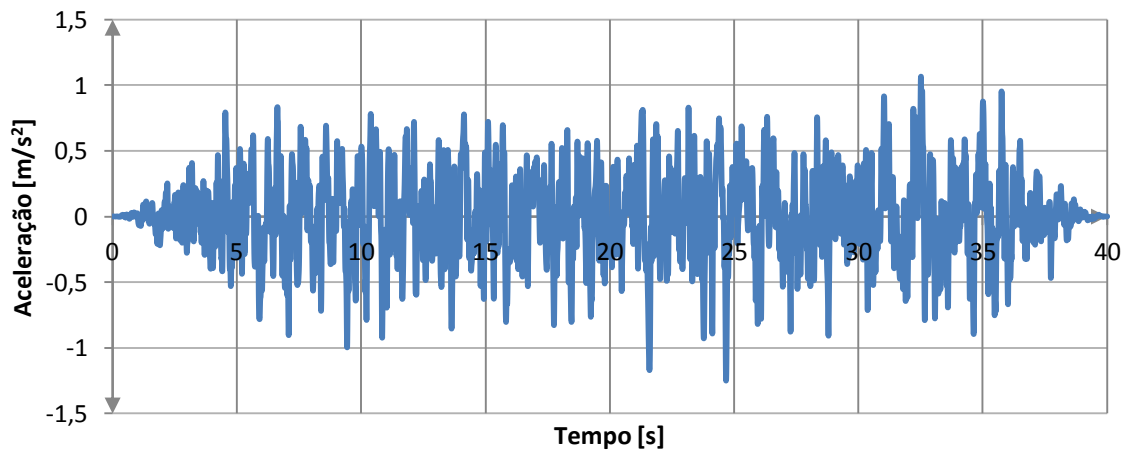
Zona: 1.3

Solo: Tipo B

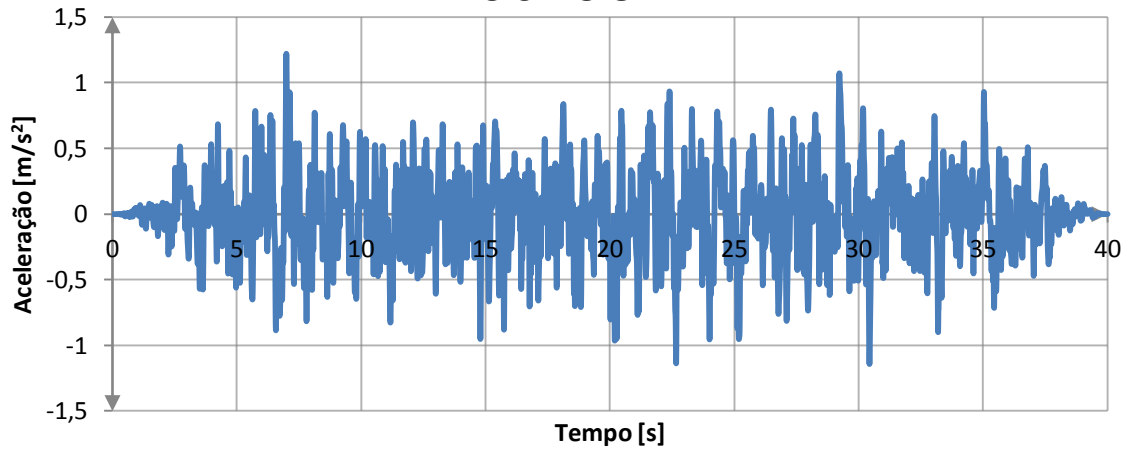
## Sismo 1



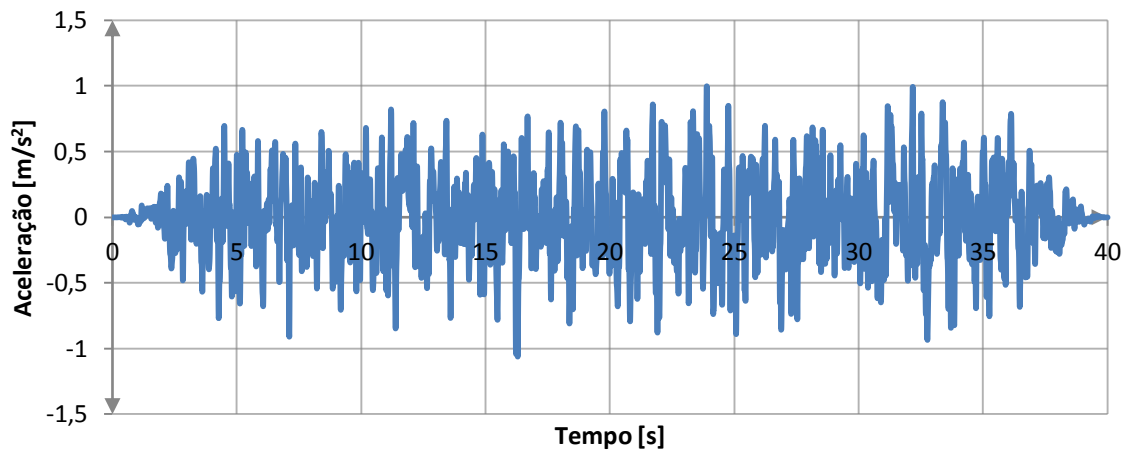
## Sismo 2



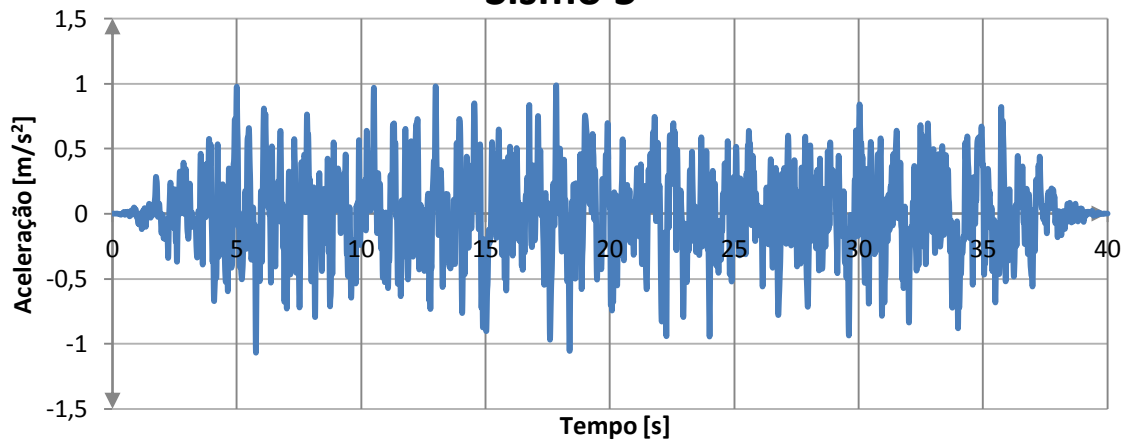
### Sismo 3



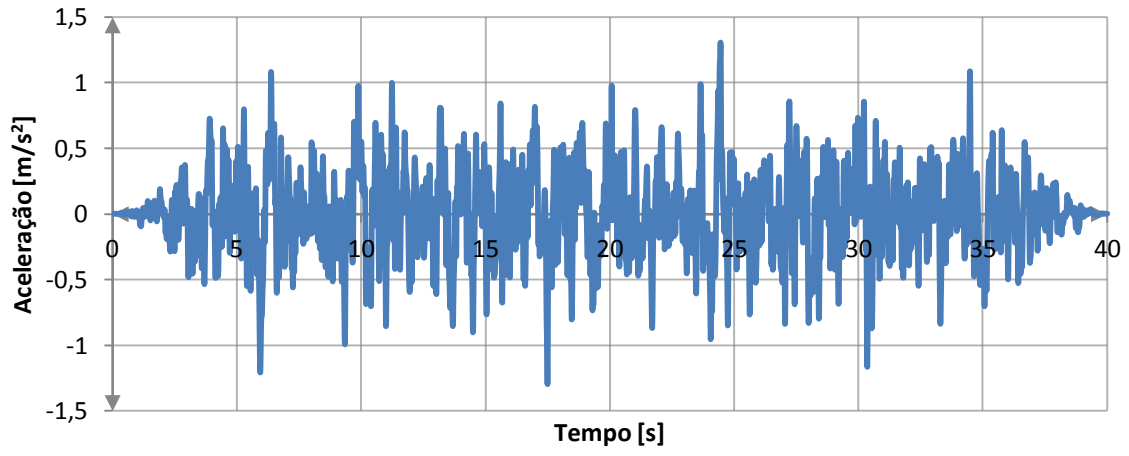
### Sismo 4



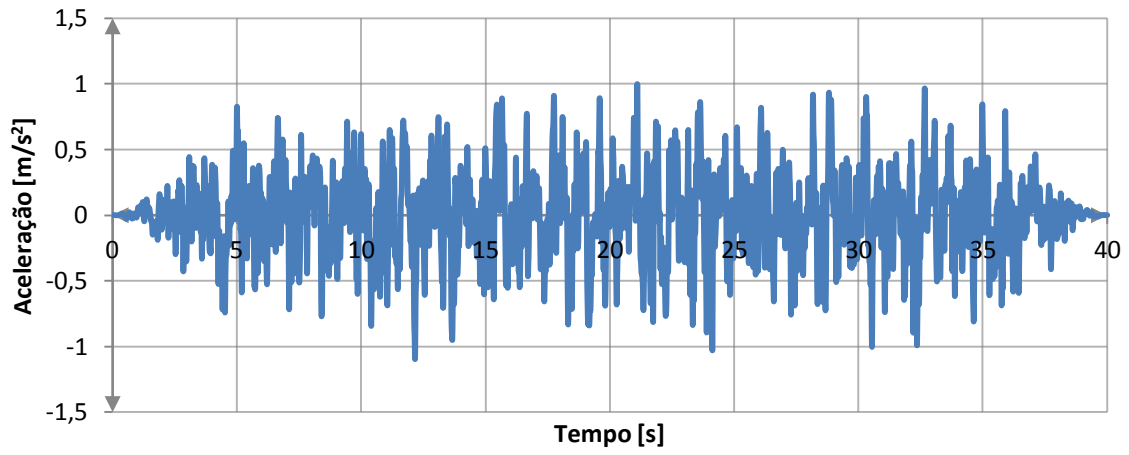
### Sismo 5



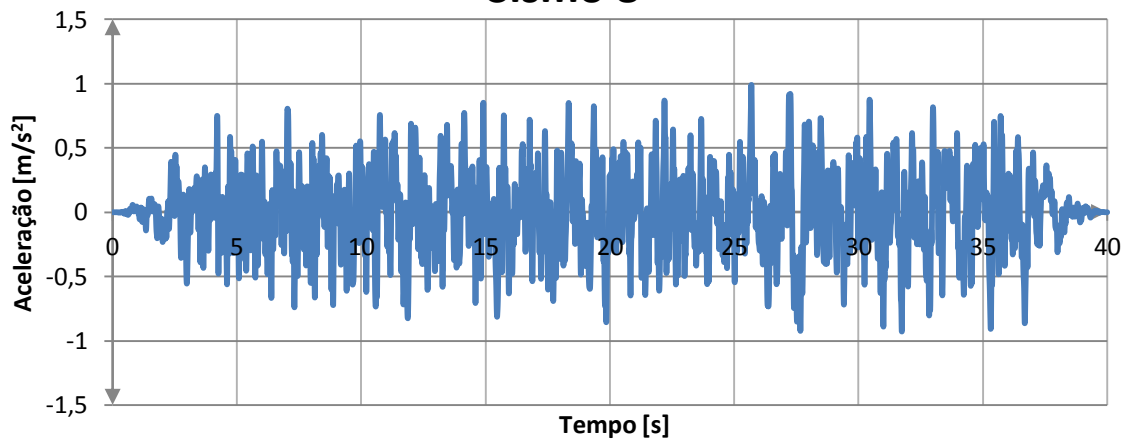
### Sismo 6



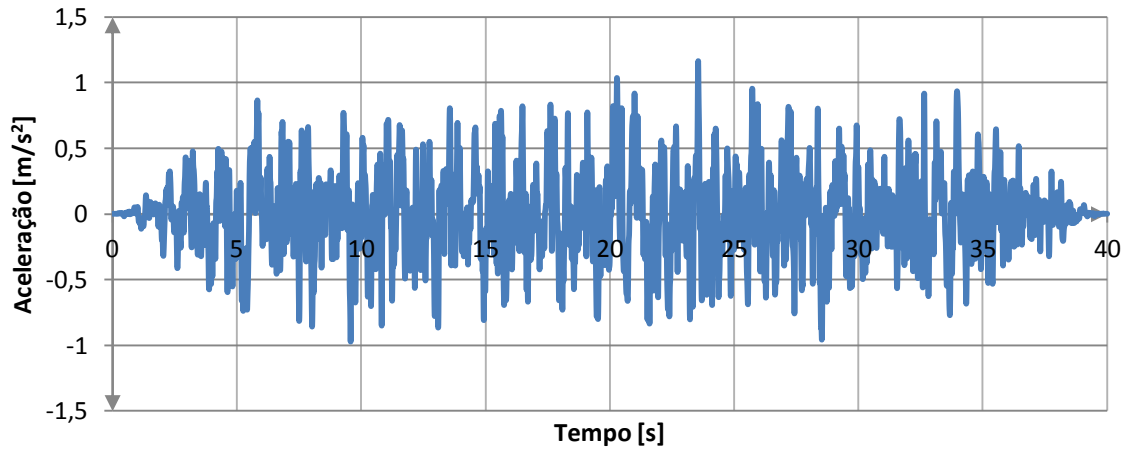
### Sismo 7



### Sismo 8



### Sismo 9



### Sismo 10

