

Estudo de Dissipadores Histeréticos de Aço

Modelação de uma consola de secção variável

Ricardo Palma Noriega Carvalheira

Dissertação para a obtenção de Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Júri:

Presidente: Prof. António Manuel Figueiredo Pinto da Costa

Orientador: Prof. Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Prof. Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Outubro de 2017

Agradecimentos

O meu profundo reconhecimento a todos aqueles que, das mais variadas formas, contribuíram para a realização e a efectivação deste projeto e, hoje, se congratulam com o trabalho realizado, nomeadamente a minha família e amigos.

Ao Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro, quero expressar o meu sincero agradecimento, pela sua orientação científica, pela revisão crítica desta tese e pelo seu contributo para o resultado final deste trabalho, bem como as palavras de apreço e paciência, generosamente dirigidas, fonte de renovado estímulo para a concretização desta tese.

Resumo

Muitas estruturas de Engenharia Civil têm problemas de vibrações originados pela actuação de diversos tipos de acções dinâmicas. O procedimento tradicional para mitigar os efeitos destas acções é baseado na introdução ou reforço de elementos estruturais na estrutura. Contudo esta solução apresenta limitações, uma alternativa ao método tradicional é recorrer a sistemas de controlo de vibrações.

Entre estes sistemas, os sistemas passivos são os mais utilizados. Estes consistem em um ou mais dispositivos, independentes de fontes de energia externa que incorporados nas estruturas, consomem ou absorvem parte da energia transmitida a esta pelas acções dinâmicas. Considerando o benefício destes sistemas, neste trabalho abordou-se o estudo de um tipo específico de sistemas de controlo de vibrações passivo, os dissipadores metálicos. Estes dissipadores tiram partido da capacidade dúctil dos metais, para dissipar energia proveniente das acções dinâmicas.

Estudados os diferentes tipos de sistemas de controlo passivo, com especial atenção para os dissipadores metálicos, desenvolveu-se um modelo de um dissipador metálico. Este dissipador consistia numa viga em consola com a secção variável, de forma a que durante a acção sísmica, todas as secções iniciassem a plastificação ao mesmo tempo.

Analisaram-se os efeitos das acções dinâmicas nas propriedades do aço. Aplicou-se este tipo de dissipador a dois casos de estudo para perceber a sua eficácia em mitigar os efeitos da acção sísmica. Através dos resultados obtidos é seguro afirmar que estes dissipadores, quando aplicados em pontes, apresentaram tanto maior sucesso em reduzir os deslocamentos longitudinais quanto maior for o período da estrutura.

Palavras-chave: Sistemas de controlo passivo, Dissipadores Histeréticos de aço, Endurecimento, Consola com secção variável.

Abstract

Many Civil Engineering structures have problems of vibrations originated by the actuation of diverse types of dynamic actions. The traditional procedure to mitigate the effects of these actions is based on the introduction or reinforcement of structural elements in the structure. However, this solution has limitations, an alternative to the traditional method is to use vibration control systems.

Among these systems, passive systems are the most used. These consist of one or more devices, independent of external energy sources that incorporated in the structures, consume or absorb part of the energy transmitted to it by the dynamic actions. Considering the benefit of these systems, this work has addressed the study of a specific type of passive vibration control systems, the metal dampers. These metallic dampers take advantage of the ductile capacity of metals to dissipate energy from dynamic actions.

Having studied the different types of passive control systems, with special attention to metallic dampers, a metal damper was designed. This damper consisted of a cantilever beam with variable section, so that during the seismic action all sections enter plastic deformation at the same time.

The effects of the dynamic actions on the steel properties were analyzed. This type of damper was applied to two case studies to understand its effectiveness in mitigating the effects of seismic action. From the results obtained, it is safe to say that these dampers, when applied to bridges, have been so much more successful in reducing longitudinal displacements the longer the structure period.

Keywords: Passive control systems, Hysteretic dampers, Hardening, variable section cantiliver.

INDICE

Índice de Capítulos

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Efeitos das Vibrações nas Estruturas	1
1.2.	Sistemas de Controlo de Vibrações	3
1.3.	Objectivo do trabalho	5
1.4.	Organização do trabalho	6
2.	SISTEMAS DE CONTROLO PASSIVO.....	7
2.1.	Isolamento de Base.....	7
2.1.1.	Aparelhos de Isolamento de Base	9
2.2.	Absorsores de Vibração Dinâmicos	11
2.2.1.	Aparelhos Absorsores de Vibração Dinâmicos.....	12
2.3.	Dissipadores Passivos	15
2.3.1.	Dissipadores Viscosos	16
2.3.2.	Dissipadores Viscoelásticos	19
2.3.3.	Dissipadores por Atrito	22
3.	DISSIPADORES METÁLICOS	27
3.1.	Propriedades Mecânicas dos Metais	27
3.1.1.	Efeito de Bauschinger	29
3.1.2.	Velocidade de Deformação	31
3.1.3.	Endurecimento	33
3.2.	Modelo Constitutivo	38
3.3.	Aparelhos de Dissipação Metálicos	44
4.	PROJECTO DE UM DISSIPADOR EM CONSOLA COM SECÇÃO VARIÁVEL	55
4.1.	Pré-dimensionamento da consola.....	55
4.2.	Modelação da consola	59
4.2.1.	Comportamento Monotónico	59
4.2.2.	Comportamento Cíclico.....	64

4.3.	Aplicação prática das consolas numa ponte	70
4.3.1.	Caso de estudo 1	70
4.3.2.	Caso de estudo 2	73
5.	CONCLUSÃO	78
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	80
A.1.	Acelerações dos Sismos em Lisboa para um solo B	I
A.1.1.	Sismos Tipo 1:.....	I
A.1.2.	Sismos Tipo 2:.....	IV
A.2.	Deslocamentos nos dissipadores para o C.E. 1	VII
A.2.1.	Descolamentos nos dissipadores devido ao sismo #08:	VII
A.2.2.	Descolamentos nos dissipadores devido ao sismo #04:	IX
A.3.	Deslocamentos nos dissipadores para o C.E. 2	XI
A.3.1.	Descolamentos nos dissipadores devido ao sismo #08:	XI
A.3.2.	Descolamentos nos dissipadores devido ao sismo #04:	XIII

Índice de Figuras

Figura 1.1:	Sistemas de Controlo de Vibrações.....	4
Figura 2.1:	Espectro de resposta elástico de acelerações (A) e deslocamentos (B). Adaptado de (Amaral, 2013).....	8
Figura 2.2:	Padrão de deformação de uma estrutura convencional não isolada (A) e uma estrutura isolada (B). Adaptado de (Amaral, 2013).....	8
Figura 2.3:	Constituição de um apoio LDRB e HDRB. Adaptado de (Amaral, 2013)	9
Figura 2.4:	Constituição de um apoio LRB. Adaptado de (Amaral, 2013)	10
Figura 2.5:	Constituição de um apoio FPB. Adaptado de (Amaral, 2013).....	10
Figura 2.6:	Absorção de Frahm. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)	11
Figura 2.7:	Edifício Taipei 101 em Taiwan e respectivo TMD instalado. Adaptado de (Moutinho, 2007)	12
Figura 2.8:	Esquematização das partes constituintes de um AI. Adaptado de (Falcão, 2010) ..	13
Figura 2.9:	Sloshing Linear (esq.) Sloshing não-Linear (dir.). Adaptado de (Falcão, 2010).....	14
Figura 2.10:	Vista geral da ponte Toda e sistema ALS instalado. Adaptado de (Moutinho, 2007)	15
Figura 2.11:	Comportamento do dissipador viscoso em função o valor de α . Adaptado de (Guerreiro, 1997)	16

Figura 2.12: Relação força-deformação de um dissipador viscoso. Adaptado de (Guerreiro, 1997)	17
Figura 2.13: Relação entre o parâmetro α e o amortecimento conferido à estrutura. Adaptado de (Guerreiro, 1997)	17
Figura 2.14: Diagrama típico da relação Força-Deslocamento do dissipador para um valor de $\alpha=0,1$ e para um valor de C entre 2000 e 3000. Adaptado de (Guerreiro, 1997)	17
Figura 2.15: Cylindrical Pot Fluid Damper (a) e Viscous Damping Wall (b). Adaptado de (Constantinou et al., 1998)	18
Figura 2.16: Orificed Fluid Damper. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)	19
Figura 2.17: Diferenças entre um comportamento viscoso (dir.) e um comportamento viscoelástico (esq.). Adaptado de (Constantinou et al., 1998)	19
Figura 2.18: Influência da temperatura nos amortecedores viscoelásticos. Adaptado de (Fruet, 2005)	20
Figura 2.19: Influência da velocidade de deformação nos amortecedores viscoelásticos. Adaptado de (Fruet, 2005)	20
Figura 2.20: Aparelhos viscoelásticos instalados nas Twin Towers. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)	21
Figura 2.21: Amortecedor viscoelástico típico. Adaptado de (Serafim, 2011)	21
Figura 2.22: Configuração em K dos aparelhos viscoelásticos utilizados no edifício em São Diego. Adaptado em (Constantinou et al., 1998)	21
Figura 2.23: Ciclos de histerese para placas de aço com tratamentos diferentes. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)	23
Figura 2.24: Amortecedor de Pall. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)	24
Figura 2.25: Amortecedor de Pall aplicado a vários tipos de contraventamento. Adaptado de (Tjahyadi, 2001)	24
Figura 2.26: Principais componentes dos amortecedor SBC. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)	25
Figura 2.27: Esquema de montagem de um amortecedor SSBC. Adaptado de (Nikoukalam et al., 2014)	25
Figura 2.28: Amortecedor de Sumitomo. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)	26
Figura 2.29: Amortecedor VSL. Adaptado de ("VSL Damping systems for stays," 2013)	26
Figura 3.1: Gráfico tensão-deformação do aço devido a um ensaio de tracção monotónico. Adaptado de (Natal & Dinis, 2005)	27
Figura 3.2: Modelo elástico-perfeitamente plástico. Adaptado de (Natal & Dinis, 2005)	28
Figura 3.3: Ensaio de carga cíclico no aço. Adaptado de (Abrahão, Bittencourt, & Tsuruta, 2008)	28
Figura 3.4: Efeito de Bauschinger. Adaptado de (Natal & Dinis, 2005)	29
Figura 3.5: Curvas Tensão-Deformação dos metais para velocidades de deformação ascendentes. Adaptado de (Curadelli, 2003)	31

Figura 3.6: Curva frequência-tensão em diferentes níveis de deformação. Adaptado de (Curadelli, 2003)	32
Figura 3.7: Variação da relação entre a tensão de cedência dinâmica e quase-estática com a velocidade de deformação e temperatura homóloga no Aço. Adaptado de (Curadelli, 2003) ...	32
Figura 3.8: Curvas de histerese do aço para frequências de 10^{-4} s^{-1} e 10^{-2} s^{-1} . Adaptado de (Curadelli, 2003)	33
Figura 3.9: Gráfico tensão-deformação com descarregamento e carregamento. Adaptado de (Araujo, 2002).....	34
Figura 3.10: Endurecimento isotrópico (esq.) Endurecimento cinemático (dir.). Adaptado de (Natal & Dinis, 2005)	34
Figura 3.11: Curva tensão-deformação de um ensaio de tracção uniaxial. Adaptado de (Natal & Dinis, 2005)	36
Figura 3.12: Endurecimento cinemático de Prager. Adaptado de (P. Kelly, 2012)	37
Figura 3.13: Endurecimento cinemático de Ziegler. Adaptado de (P. Kelly, 2012)	37
Figura 3.14: Modelo de Ramberg-Osgood invertido. Adaptado de (Chan & Chui, 2001)	39
Figura 3.15: Modelo Bi-linear. Adaptado de (Chan & Chui, 2001).....	40
Figura 3.16: Modelo tri-linear. Adaptado de (Chan & Chui, 2001)	40
Figura 3.17: (a) Teoria do escoamento plástico associativa (b) Teoria do escoamento plástico não associativa. Adaptado de (Natal & Dinis, 2005).....	41
Figura 3.18: Calibração do modelo de endurecimento cinemático. Adaptado de (Nip et al., 2010)	42
Figura 3.19: Calibração do endurecimento isotrópico. Adaptado de (Nip et al., 2010)	43
Figura 3.20: Placa submetida à torção. Adaptado de (Skinner et al., 1977) e (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980).	44
Figura 3.21: Consola submetida à flexão com secção circular. Adaptado de (Skinner et al., 1977) e (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980).....	45
Figura 3.22: Consola submetida à flexão com secção rectangular. Adaptado de (Skinner et al., 1977) e (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980)	45
Figura 3.23: Viga à flexão. Adaptado de (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980).....	46
Figura 3.24: Barras de aço dobradas. Adaptado de (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980)	46
Figura 3.25: Placas moldadas em U. Adaptado de (Skinner et al., 1977) e (J. M. Kelly et al., 1972)	47
Figura 3.26: Dissipador metálico ADAS. Adaptado de (Akkar & Sucuoğlu, 2014).	48
Figura 3.27: Estrutura de suporte típica utilizada para amortecedores ADAS. Adaptado de (Akkar & Sucuoğlu, 2014).....	48
Figura 3.28: Instalação de um dissipador do tipo SPD. Adaptado de (Chen et al., 2013)	49
Figura 3.29: Reforços nos dissipadores do tipo SPD. Adaptado de (Chen et al., 2013)	49
Figura 3.30: Dissipadores do tipo Honeycomb. Adaptados de (Lee et al., 2017)	50
Figura 3.31: Curva força-deslocamento dos dissipadores Honeycomb em função da razão h/b. Adapatado de (Lee et al., 2017).....	50

Figura 3.32: Amortecedores BRBs. Adaptado de (Jones et al., 2017)	51
Figura 3.33: Elementos de BRBs misto. Adaptado de (Jones et al., 2017).....	52
Figura 3.34: Amortecedores de chapa de aço vazada. Adaptado de (Jiao et al., 2017)	52
Figura 3.35: Deformada dos amortecedores de chapa vazada. Adaptado de (Jiao et al., 2017)	53
Figura 3.36: Esquema de instalação de amortecedor de chapa vazada. Adaptado de (Oh et al., 2009).	53
Figura 4.1: Momento aplicado no pré-dimensionamento da viga	55
Figura 4.2: Modelo de Elementos finitos da consola 3	59
Figura 4.3:Tensões de Von Mises (kN/m ²) na consola 1 para um deslocamento de 0.0015 m. 60	
Figura 4.4:Tensões de Von Mises (kN/m ²) na consola 1 para um deslocamento de 0.03 m.....	60
Figura 4.5: Tensões de Von Mises (kN/m ²) na consola 1 para um deslocamento de 0.1065 m 61	
Figura 4.6: Tensões de Von Mises (kN/m ²) na consola 2 para um deslocamento de 0.0015 m.61	
Figura 4.7:Tensões de Von Mises (kN/m ²) na consola 2 para um deslocamento de 0.084 m... 62	
Figura 4.8:Tensões de Von Mises (kN/m ²) na consola 3 para um deslocamento de 0.0015 m. 63	
Figura 4.9:Tensões de Von Mises (kN/m ²) na consola 3 para um deslocamento de 0.147 m... 63	
Figura 4.10: Tensões de Von Mises (kN/m ²) na consola para um ensaio cíclico, quando o deslocamento é mínimo.	65
Figura 4.11: Tensões de Von Mises (kN/m ²) na consola para um ensaio cíclico, quando o deslocamento é máximo.	65

Índice de Tabelas

Tabela 4.1:Constantes de pré-dimensionamento da consola.....	56
Tabela 4.2:Pré-dimensionamento da altura das secções transversais	57
Tabela 4.3:Altura das três consolas pré-dimensionadas	57
Tabela 4.4: Parâmetros de endurecimento isotrópicos e cinemáticos	68
Tabela 4.5: Comparação entre a Energia dissipada da consola 3 para diferentes modelos de plasticidade.....	70
Tabela 4.6: Características da Ponte para o caso de estudo 1	70
Tabela 4.7: Comparação entre os deslocamentos e forças geradas na ponte com e sem dissipadores para o caso de estudo 1	71
Tabela 4.8: Características da Ponte para o caso de estudo 2	73
Tabela 4.9: Comparação entre os deslocamentos e forças geradas na ponte com e sem dissipadores para o caso de estudo 2	74
Tabela 4.10: Características da ponte com os dissipadores instalados para o sismo tipo 1 #08 no caso de estudo 2	76
Tabela 4.11: Características da ponte com os dissipadores instalados para o sismo tipo 2 #04 no caso de estudo 2	76

Índice de Gráficos

Gráfico 4.1: Altura da Consola 1	58
Gráfico 4.2: Altura da Consola 2	58
Gráfico 4.3: Altura da Consola 3	58
Gráfico 4.4: Reacções no encastramento em função do deslocamento monotónico aplicado na extremidade livre das consolas	64
Gráfico 4.5: Amplitude do Carregamento Cíclico.....	65
Gráfico 4.6: Curvas de Histerese das consolas quando o aço tem um comportamento perfeitamente plástico	67
Gráfico 4.7: Dissipação de Energia das consolas ao longo do tempo	67
Gráfico 4.8: Comparação entre os ciclos de histerese da consola 3 com diferentes modelos de plasticidade.....	69
Gráfico 4.9: Comparação entre a energia dissipada da consola 3 com diferentes modelos de plasticidade.....	69
Gráfico 4.10: Curvas de Histerese dos dissipadores para o sismo tipo 1 #08 no caso de estudo 1	72
Gráfico 4.11: Energia Dissipada pelos Dissipadores para o sismo #08 no caso de estudo 1....	72
Gráfico 4.12: Curvas de Histerese dos Dissipadores para o sismo tipo 2 #04 no caso de estudo 1.....	73
Gráfico 4.13: Curvas de Histerese dos dissipadores para o sismo #08 no caso de estudo 2....	75
Gráfico 4.14: Energia dissipada nos dissipadores para o sismo #08 no caso de estudo 2.....	75
Gráfico 4.15: Curvas de Histerese dos dissipadores para o sismo #04 no caso de estudo 2....	77
Gráfico 4.16: Energia dissipada nos dissipadores para o sismo #04 no caso de estudo 2	77

1. INTRODUÇÃO

1.1. Efeitos das Vibrações nas Estruturas

O problema de vibrações em estruturas, dependem do tipo de acção que estamos a analisar, neste subcapítulo iremos examinar os efeitos que estas acções dinâmicas têm nas estruturas.

O efeito que os sismos provocam nos edifícios consiste num movimento imposto na base que introduz acelerações transmitidas aos vários pisos da estrutura. De acordo com a 2ª Lei de Newton, o produto da massa pela sua aceleração gera uma força de inércia, a acção sísmica pode ser desta forma interpretada como um conjunto de forças horizontais variáveis no tempo, são estas forças de inércia que vão introduzir esforços na estrutura.

As estruturas de edifícios devem ser concebidas para possuir um comportamento adequado face às cargas verticais e horizontais. Uma boa concepção sísmica traduz-se nos primeiros modos de vibração apresentarem essencialmente movimentos de translacção com uma reduzida componente de torção.

A componente de torção nas estruturas de edifícios está normalmente relacionada com a assimetria da estrutura em planta. Este efeito é normalmente inconveniente, porque os pilares mais afastados do centro de rotação sofrem esforços e deslocamentos mais elevados, o que pode dificultar o seu dimensionamento e a adequada pormenorização.

Os pisos dos edifícios desempenham um papel fundamental, uma vez que compatibilizam os deslocamentos em todos os elementos verticais, distribuindo os esforços horizontais pelos elementos, proporcionalmente à sua rigidez. Este facto resulta da grande rigidez das lajes no plano horizontal, sendo desta maneira possível admitir um comportamento de diafragma rígido. Contudo edifícios com plantas em L, T ou U, não garantem o comportamento de diafragma rígido, sendo necessário conceber uma distribuição de rigidez adequada e diminuir a concentração de esforços nas zonas das reentrâncias ou, alternativamente, pode-se dividir a estrutura em subestruturas independentes, com uma forma em planta mais conveniente (Ruivo, 2010).

A uniformidade em altura dos edifícios também é um factor importante na resistência à acção sísmica. Os esforços devido à acção sísmica crescem de cima para baixo, o que implica que, a existir uma variação de rigidez em altura, esta deverá acompanhar a variação dos esforços e nunca o oposto, contudo isto nem sempre é possível, por vezes, à necessidade de suprimir alguns pilares nos pisos inferiores, devido a exigências arquitectónicas e estas variações terão de ser compensadas com o aumento de rigidez dos elementos verticais entre os pisos (Ruivo, 2010).

Os danos em pontes devido à acção sísmica podem ser divididos em dois grupos, de acordo com o fenómeno que está na sua origem, os danos gerados por rotura do solo de fundação ou os danos provocados pelas vibrações impostas à estrutura (Guerreiro, 2011).

Os danos originados pela rotura do solo de fundação, que não são objecto neste estudo, dependem essencialmente do nível de deformação do solo, como o movimento de falhas, liquefação e deslizamento de terrenos.

Os danos devidos aos efeitos dinâmicos dependem das características dinâmicas das pontes e da sua capacidade para resistir a acções cíclicas. Em pilares do tipo “coluna curta” pode ocorrer uma insuficiência de armadura transversal, provocada pela ligação de estruturas adicionais a meia altura dos pilares ou a inclusão de capitéis não estruturais (Guerreiro, 2011). Outro dos problemas que as pontes apresentam é a capacidade para acomodar os deslocamentos longitudinais do tabuleiro. Normalmente as soluções estruturais mais adequadas conduzem normalmente a estruturas com uma rigidez longitudinal pequena, estas soluções apesar de mostrarem ser favoráveis para os pilares e fundações, induzem deslocamentos longitudinais significativos, que necessitam de ser acomodados por juntas de dilatação nos vãos, solução que é de evitar uma vez que as juntas de dilatação são dispendiosas, têm um período de vida curto e são de difícil manutenção (Guerreiro, Luís; Branco, F; Azevedo, 1997).

No que diz respeito, à acção dinâmica do vento nas estruturas, os fenómenos que, provoca dependem em grande parte do tipo de estrutura e apesar de os problemas que causam estarem normalmente associados ao E.L.S, a acção do vento também pode causar problemas ligados ao E.L.U. Em edifícios altos, ou estruturas esbeltas tais como torres ou chaminés a acção do vento pode originar níveis de vibração elevados na direcção transversal à acção directa do vento, quando ocorrem a libertação de vórtices com uma frequência de formação coincidente com as frequências naturais da estrutura, este fenómeno é conhecido por “Turbilhões de Kármán” (Barros, 2002).

No caso de pontes, a acção dinâmica do vento pode provocar diferentes fenómenos. Nos tabuleiros devido à sua geometria laminar e os modos de vibração de torção estarem acoplados aos modos de vibração por flexão, a acção do vento pode despoletar um fenómeno conhecido por “flutter”, este fenómeno é caracterizado pelo anulamento do amortecimento global, em consequência do efeito aeroplástico resultante da interacção entre o tabuleiro e o escoamento do ar (Martins, 2016). Além disso a excitação do vento pode afectar os tirantes das pontes suspensas ou atirantadas, estes elementos podem ser excitados pelo efeito de galope ou pela interferência de esteira, fenómeno associado à proximidade entre tirantes ou entre tirantes e outros elementos estruturais (Martins, 2016).

Relativamente à possibilidade de ocorrência de vibrações excessivas em estruturas solicitadas por cargas móveis, os efeitos dinâmicos são normalmente exclusivos de pontes, contudo é importante distinguir entre pontes rodoviárias e ferroviárias. No caso das pontes rodoviárias o efeito de ressonância provocado pela interacção ponte-veículo é inferior ao efeito em pontes

ferroviárias. Especialmente em pontes ferroviárias de alta velocidade, ocorrem efeitos de ressonância particularmente significativos, motivados pela frequência de excitação originada pela passagem sucessiva dos rodados de comboios muito longos nas várias secções da estrutura (Moutinho, 2007). A acção dos rodados sobre a ponte pode ser caracterizada pela aplicação de funções de carga com uma frequência que depende da velocidade do comboio e da distância entre eixos. Quando se trata, de comboios muito longos, essa acção prolonga-se por um período de tempo suficiente para induzir níveis elevados de vibração, caso a frequência de passagem dos rodados coincida, com uma das frequências naturais da estrutura.

Em pontes pedonais a excitação que os peões induzem é uma fonte importante de vibrações na estrutura. Devido à passagem de peões a estrutura excitada pode vibrar em qualquer direcção, contudo do ponto de vista do utilizador, as vibrações laterais são mais incómodas do que as vibrações verticais. Quando os peões estão sujeitos a oscilações laterais, estes reagem ajustando o seu equilíbrio às mesmas, esse reajustamento provoca uma amplificação das vibrações e consequente instabilidade dinâmica da estrutura, este fenómeno é denominado por “lock-in” (Costa, 2012).

Determinados equipamentos instalados em edifícios ou utilizados em construções nas proximidades como, ventiladores, motores ou bate-estacas, são alguns dos exemplos de fontes de vibrações que podem ser prejudiciais numa estrutura. Este problema deve-se ao facto que, hoje em dia, as estruturas são mais leves e mais esbeltas, tendo por isso menor capacidade de amortecimento e frequências naturais mais reduzidas. Isto deixa as estruturas mais susceptíveis, já que as suas frequências naturais passam a estar próximas das frequências de excitação de determinados equipamentos (Silva, 2010).

Os efeitos das vibrações induzidas por equipamentos podem variar, sendo a distinção básica feita entre os efeitos sobre a estrutura ou elementos estruturais e sobre o conforto humano. Os efeitos sobre as estruturas, podem ser por exemplo o aparecimento de fendas no betão ou problemas de fadiga em vigas de aço e são normalmente provocados por equipamentos de construção pesados, utilizados em construções próximas. Os problemas associados a equipamentos instalados no interior dos edifícios estão relacionados usualmente com o conforto humano, o barulho provocado ou as vibrações induzidas nos pavimentos, podem em certos casos causar demasiado desconforto aos habitantes (Bachmann & Ammann, 1987).

1.2. Sistemas de Controlo de Vibrações

Como é possível observar os efeitos das vibrações nas estruturas são diversos e podem originar frequentemente problemas de desempenho, dano ou até colapso da estrutura. O método tradicional frequentemente utilizado para atenuar o efeito das vibrações é a introdução ou o reforço dos elementos estruturais presentes na estrutura, de forma a aumentar a sua rigidez, contudo este método apresenta várias limitações ou em certos casos é impraticável,

nomeadamente em situações de reabilitação de estruturas (Moutinho, 2007). Além disso, para certas situações, como é o caso da acção sísmica, o aumento da rigidez pode intensificar os efeitos negativos das vibrações que se pretendem mitigar (Falcão, 2010).

É também importante referir que o método tradicional para o controlo de vibrações quando a estrutura está sujeita a acção sísmica passa por tirar partido da deformação inelástica dos elementos estruturais para dissipar a energia, através da formação de rótulas plásticas, provocando danos consideráveis nas estruturas. Esta abordagem pode constituir um problema caso se pretenda que a estrutura mantenha a sua operacionalidade após a ocorrência do desastre natural, como é o caso de hospitais, centros de comunicação ou infraestruturas vitais de transporte (Falcão, 2010).

Em alternativa ao método tradicional de prevenção utilizado hoje em dia pode-se recorrer a outros sistemas de controlo de vibrações. Estes sistemas não têm como intuito reforçar a estrutura, mas reduzir as forças geradas pelas acções dinâmicas, reduzindo desta forma os esforços a que as estruturas ficam sujeitas e podem ser divididos em quatro grupos diferentes.

Sistemas de Controlo de Vibrações	Passivo
	Activo
	Híbrido
	Semi-Activo

Figura 1.1: Sistemas de Controlo de Vibrações

Os sistemas de controlo de vibrações passivos consistem em um ou mais dispositivos que incorporados à estrutura, absorvem ou amortecem parte da energia transmitida pelas acções aplicadas, reduzindo a dissipação dessa energia nos elementos estruturais, evitando assim possíveis danos (Soong & Dargush, 1997), além disso são sistemas caracterizados por não necessitar de qualquer fonte de energia para exercer a acção de controlo. Estes sistemas estão especialmente adaptados para controlar os efeitos da acção sísmica, uma vez que estão dimensionados para lidar com forças de elevada amplitude e por possuírem uma maior capacidade para dissipar energia que os outros sistemas de controlo de vibrações (Moutinho, 2007), não obstante estes sistemas também podem ser usados para controlar outros tipos de vibrações.

Outra das vantagens dos sistemas de controlo passivos é que comparativamente aos outros sistemas, possuem maior fiabilidade, menor custo e necessitam de menos manutenção. Aliás na

fase de ponderar se é viável a implementação de um sistema de controlo de vibrações, os sistemas passivos devem ser sempre os primeiros a ser considerados (Moutinho, 2007).

Os sistemas de controlo activo, ao contrário dos sistemas passivos, necessitam de energia para funcionar e aplicam força à estrutura. Estes sistemas estão normalmente integrados a controladores e sensores que actuam simultaneamente com a excitação para melhorar o comportamento estrutural (Carneiro, 2009), por esta razão são os sistemas que potencialmente conseguem atingir maiores níveis de eficácia, uma vez que aplicam continuamente à estrutura as forças necessárias para que esta se mantenha em repouso (Moutinho, 2007).

Apesar de serem mais eficazes que os sistemas passivos, apresentam um custo directo mais elevado e necessitam de uma manutenção mais cuidada. No entanto o seu principal inconveniente é não estarem adaptados para a acção sísmica, uma vez que durante um sismo de grande escala, normalmente existem falhas na alimentação de energia e como os sistemas activos dependem de energia para funcionarem adequadamente, a falta de energia torna-os inoperativos (Moutinho, 2007).

Quando os sistemas passivos não são capazes de suprimir as vibrações provocadas pelas diferentes acções a que uma estrutura pode estar sujeita e a estrutura se encontra numa zona de sismicidade elevada em que os sistemas activos são ineficazes, a alternativa pode ser, recorrer a sistemas de controlo híbridos ou semi-activos. Os sistemas de controlo híbrido não é mais que um sistema de controlo que combina uma parcela activa com uma parcela passiva, que funcionam isoladamente. A parcela passiva entra em funcionamento somente quando a parcela activa falha.

Já os sistemas de controlo semi-activos são caracterizados, tal como os sistemas passivos, por não adicionar energia mecânica à estrutura, contudo recorrendo a pequenas quantidades de energia, é possível modificar as propriedades de amortecimento ou rigidez dos elementos (Spencer, Dyke, Sain, & Carlson, 1997). A capacidade de modificar as propriedades dos sistemas semi-activos, alia a confiança e a simplicidade típica dos sistemas passivos com a versatilidade dos sistemas activos, além disso não têm o potencial de destabilizar a estrutura, porque absorvem somente a energia nunca adicionam energia, como é o caso dos sistemas activos (Jansen & Dyke, 2000).

1.3. Objectivo do trabalho

O objectivo desta dissertação de mestrado é estudar os sistemas de controlo de vibrações passivos existentes, nomeadamente os dissipadores metálicos e desenvolver um tipo de dissipador passivo. Perceber a diferença de se adoptar um modelo constitutivo para o aço com base no ensaio monotónico ou num ensaio cíclico, influencia os resultados obtidos para este tipo de dissipadores, quando estes são utilizados para mitigar os efeitos da acção sísmica e testar a eficácia destes dissipadores para dois casos de estudo.

1.4. Organização do trabalho

Esta dissertação está organizada em duas partes. A primeira parte é composta pela fundamentação teórica e está dividida em dois capítulos. Um capítulo referente aos sistemas de controlo passivo existentes e outro capítulo dedicado exclusivamente aos dissipadores metálicos. A segunda parte desta dissertação é relativa, ao trabalho prático desenvolvido, com o desenvolvimento de um aparelho de dissipação metálico. Neste capítulo é realizada uma introdução, onde se enquadra o problema das vibrações nas estruturas e se discute, de um modo geral, os tipos de sistemas de controlo de vibrações que existem e como eles podem melhorar o comportamento das estruturas, quando estas ficam sujeitas a vibrações.

O capítulo 2 está subdividido em 3 subcapítulos onde se descrevem os tipos de sistemas de controlo de vibrações passivos que existem hoje em dia, expõem-se os fundamentos teóricos por detrás do seu funcionamento e descrevem-se algumas das implementações que foram já realizadas. No capítulo 3, estuda-se em pormenor os dissipadores metálicos. Começa-se por explicar os fundamentos teóricos por detrás dos dissipadores metálicos, assim como os efeitos que influenciam as propriedades mecânicas que afectam o aço quando este é sujeito a acções dinâmicas. Em seguida descreve-se o modelo constitutivo dinâmico que se irá adoptar para a parte prática. O último subcapítulo, é referente aos diferentes tipos de aparelhos de dissipação metálicos desenvolvidos e os princípios do seu funcionamento.

A segunda parte desta dissertação, relativa ao trabalho prático, esta exposta no capítulo 4. Neste capítulo é feito o pré-dimensionamento do aparelho de dissipação estudado, analisa-se as diferenças no seu comportamento quando este é sujeito a um carregamento monotónico e a um carregamento cíclico e por fim tenta-se perceber como este se comporta quando introduzido numa estrutura. No último capítulo deste trabalho, o capítulo 5, são retiradas as conclusões do trabalho desenvolvido e perspectivam-se os desenvolvimentos futuros que o tema poderá vir a ter.

Em anexo apresenta-se a informação complementar ao trabalho prático desenvolvido. O anexo 6 é referente aos acelerogramas utilizados na análise. No anexo A.2 e A.3, expõem-se os deslocamentos longitunais nos aparelhos de dissipação para os casos de estudo 1 e 2, respectivamente.

2. SISTEMAS DE CONTROLO PASSIVO

Neste capítulo descrevem-se em pormenor algumas implementações reais, especialmente em Portugal e os desenvolvimentos levados a cabo durante as últimas décadas na criação de sistemas de controlo passivo de vibrações. Dado o elevado número de aplicações nesta área e de propostas que têm surgido, é impraticável num trabalho como este descrever pormenorizadamente as diversas soluções encontradas. Por esta razão, nas secções seguintes procura-se fazer um breve resumo dos sistemas passivos mais conhecidos, procurando associá-los a exemplos de aplicação.

Neste capítulo não se faz referência aos dissipadores metálicos. Devido a uma questão de organização e por necessitarem de uma atenção especial, estes dissipadores só serão abordados no capítulo seguinte.

Os sistemas de controlo passivo são os sistemas de controlo de vibrações que nas últimas décadas têm sido alvo do maior número de estudos e desenvolvimento nos últimos anos. Estes sistemas consistem em um ou mais dispositivos independentes de fontes de energia externa, que incorporados na estrutura, absorvem ou consomem parte da energia transmitida a esta, pelo carregamento dinâmico. Dentro dos sistemas de controlo passivos é possível agrupá-los de acordo com o seu modo de funcionamento:

- Isolamento de base.
- Absorvedores de vibrações dinâmicos
- Dissipadores de Energia.

2.1. Isolamento de Base

O isolamento de base é um sistema de controlo de vibrações concebido essencialmente para conferir protecção a estruturas no caso de ocorrer um sismo de grande intensidade. Durante a acção sísmica os movimentos do solo dão origem a forças de inércia que por vezes superam a capacidade resistente da estrutura (Guerreiro, 2003b). O pretendido pelo isolamento de base é separar os movimentos horizontais da estrutura dos movimentos do solo através de um plano de descontinuidade composto por dispositivos de apoio dotados de baixa rigidez lateral (Guerreiro, 1997), mantendo a capacidade de suporte para as cargas verticais que a estrutura teria se os aparelhos de apoio não estivessem instalados (Guerreiro, 2003b).

Estes aparelhos de apoio, devido à sua baixa rigidez lateral, permitem diminuir a frequência própria da estrutura. A diminuição da frequência própria da estrutura provoca a diminuição das acelerações na estrutura e conseqüentemente as forças sísmicas (Barbat & Bozzo, 1997), contudo também aumenta os deslocamentos relativos do solo. Estas mudanças estão exemplificadas na Figura 2.1.

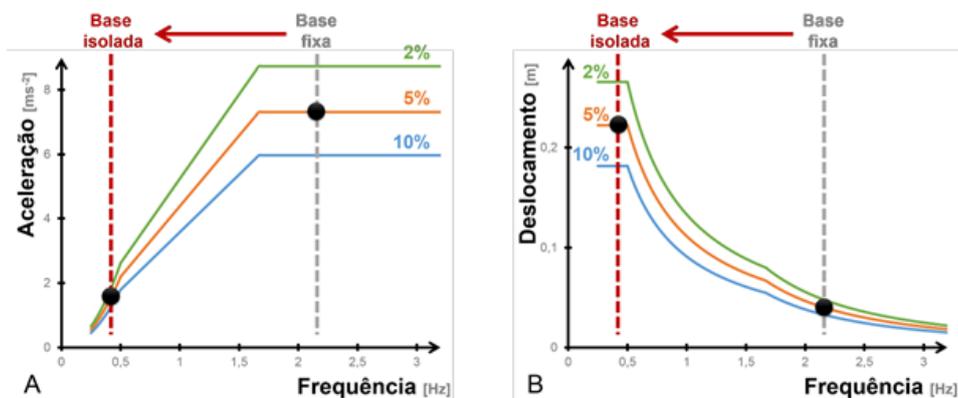


Figura 2.1: Espectro de resposta elástica de acelerações (A) e deslocamentos (B). Adaptado de (Amaral, 2013)

O aumento dos deslocamentos vai condicionar o custo das juntas e ligações da estrutura, mas uma vez que a frequência de excitação deixa de estar próxima da frequência própria, a estrutura deixa de amplificar a sua resposta, anulando os esforços e deslocamentos entre pisos, passando a comportar-se como um corpo rígido (Amaral, 2013). Na Figura 2.2 pode observar-se o comportamento típico das estruturas isoladas e não-isoladas durante a ocorrência de um sismo.

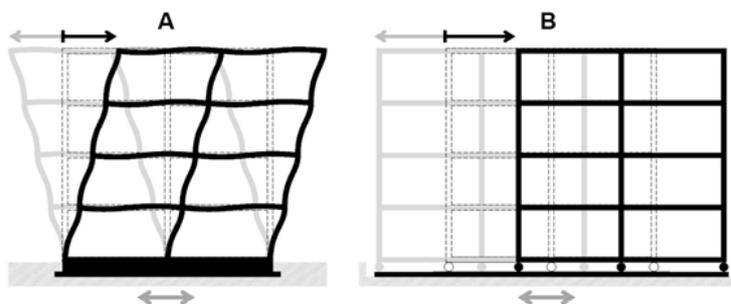


Figura 2.2: Padrão de deformação de uma estrutura convencional não isolada (A) e uma estrutura isolada (B). Adaptado de (Amaral, 2013)

O principal problema do isolamento de base está relacionado com o tipo de solo. Os solos deformáveis ou brandos tendem a produzir acelerações do solo com frequências mais baixas. Como o isolamento de base tende a baixar a frequência própria da estrutura, a sua aplicação, pode resultar em respostas superiores às que resultariam numa estrutura não-isolada, uma vez que a frequência própria da estrutura aproximar-se-ia da frequência de excitação (Symans & Constantinou, 1999).

2.1.1. Aparelhos de Isolamento de Base

Os aparelhos de isolamento de base podem ser distinguidos, de acordo com a sua natureza, em apoios elastoméricos e apoios deslizantes.

Os apoios elastoméricos variam de acordo com o nível de amortecimento que se pretende atingir, os apoios com menor capacidade de amortecimento são os apoios de borracha ordinária (LDRB), seguidos dos apoios com borracha de alto amortecimento (HDRB) e por fim os apoios de borracha com núcleo de chumbo.

Os apoios LDRB e HDRB são constituídos por camadas finas de um elastómero, interpostas por placas de aço, dispostas horizontalmente (ver Figura 2.3), a única diferença entre eles reside na composição do elastómero. Para os apoios LDRB utiliza-se borracha ordinária, enquanto para os apoios HDRB, utiliza-se uma borracha com aditivos que aumenta a capacidade de amortecimento de 5% para valores entre 10% a 20% (Guerreiro, 2003b).



Figura 2.3: Constituição de um apoio LDRB e HDRB. Adaptado de (Amaral, 2013)

Como cada bloco é constituído pela justaposição de camadas de elastómero, a deformação horizontal do conjunto é o somatório das deformações individuais de cada camada. A deformação de cada camada, devido à sua pequena espessura é essencialmente por corte (Guerreiro, 2003a).

A frequência de vibração também influencia o valor da rigidez dos blocos, para frequências superiores a rigidez dos blocos tem tendência a aumentar. Felizmente este efeito só é significativo para frequências de vibração muito superiores às que ocorrem normalmente neste aparelhos (Guerreiro, 2003a). Outro fenómeno a ter em consideração é a influência da deformação no *módulo de distorção* (G). verifica-se uma diminuição do valor de G com o aumento da distorção, sendo essa diminuição muito acentuada para valores de distorção próximos de 50 % (Guerreiro, 2003a).

Os apoios LRB tal como os LDRB e HDRB são compostos por camadas finas de elastómero interpostas por placas de aço, contudo nos LRB é introduzido um núcleo cilíndrico de chumbo (ver Figura 2.4). Este núcleo aumenta a rigidez inicial do apoio e a sua capacidade de dissipar energia, sendo possível obter níveis de amortecimento da ordem dos 30% (Figueiredo, 2007).

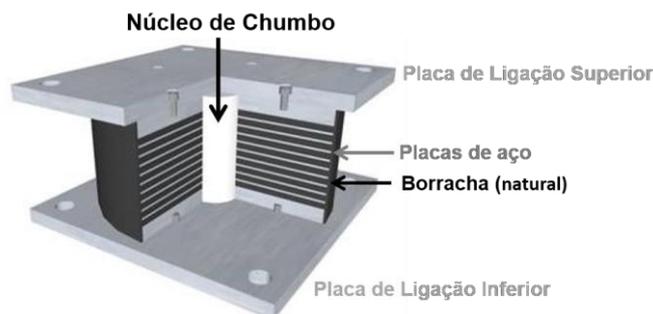


Figura 2.4: Constituição de um apoio LRB. Adaptado de (Amaral, 2013)

Em alternativa aos apoios elastoméricos pode recorrer-se a apoios deslizantes. Os apoios deslizantes podem ser planos ou curvos dependendo da superfície de deslizamento. Os apoios deslizantes planos (FSB), hoje em dia encontram-se em desuso, uma vez que requerem mecanismos suplementares para restituir o sistema à posição inicial (Symans, 2004), enquanto os apoios pendulares com atrito (FPB) utilizam uma superfície de deslizamento curvo que através da força da gravidade, restitui o aparelho à sua posição neutra (Hacheem & Al-Shimmari, 2010).

Os apoios pendulares com atrito são constituídos por duas peças deslizantes (ver Figura 2.5), uma extremidade articulada e uma superfície curva côncava, que deslizam uma sobre a outra (Al-Hussaini, Zayas, & Constantinou, 1994). As peças são fabricadas em aço inoxidável, contudo a peça articulada é revestida por um material com baixo coeficiente de atrito, ao passo que a superfície curva côncava é polida (Maurer, 2003). A extremidade articulada é responsável pelo encaminhamento das cargas verticais no sistema estrutural e graças a sua articulação mantém o eixo da estrutura vertical (Amaral, 2013).



Figura 2.5: Constituição de um apoio FPB. Adaptado de (Amaral, 2013)

O atrito estático entre as duas superfícies é responsável pela resistência lateral para as cargas de serviço, quando este é vencido inicia-se o movimento pendular. Após se iniciar o movimento, o atrito dinâmico entre as superfícies actua como força de amortecimento do sistema e absover energia, sendo possível atingir níveis de amortecimento da ordem dos 10% a 40% (Hacheem & Al-Shimmari, 2010)

2.2. Absorvedores de Vibração Dinâmicos

Os absorvedores de vibração dinâmicos tal como os sistemas de isolamento de base, têm como objectivo reduzir a energia transmitida aos elementos estruturais, provenientes das acções externas. Esta redução, no caso destes sistemas, é conseguida através da absorção de parte da energia de vibração pelos aparelhos que compõem os sistemas.

O conceito moderno dos absorvedores de vibrações em engenharia civil, tem a sua origem nos estudos efectuados por Frahm, em 1909. Frahm observou que ao adicionar uma massa m com uma mola de rigidez k , com uma frequência natural sintonizada com a frequência de excitação harmónica, o sistema estrutural principal pode ser mantido estacionário (Islam, 2012) (ver Figura 2.6). A maioria dos primeiros estudos e aplicações limitavam-se ao uso destes sistemas em engenharia mecânica. No entanto a partir da década de 60 adaptou-se a aplicação destes sistemas à engenharia civil, com as alterações necessárias para tornar estes sistemas eficientes em estruturas submetidas a acções externas com vários graus de liberdade.

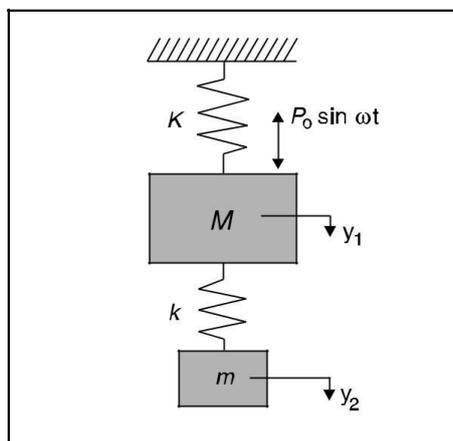


Figura 2.6: Absorvedor de Frahm. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)

Estes sistemas passivos são principalmente utilizados para atenuar as vibrações devido à acção do vento, dado que a sua aplicação para reduzir os efeitos da acção sísmica é limitado. Estas limitações devem-se à dificuldade dos absorvedores não conseguirem controlar eficazmente a resposta da estrutura para vibrações não harmónicas (Constantinou, Soong, & Dargush, 1998).

2.2.1. Aparelhos Absorvedores de Vibração Dinâmicos

No que diz respeito a sistemas de absorção de vibração dinâmicos, podem destacar-se dois tipos básicos, os primeiros são os amortecedores de massa sintonizada ou *TMDs* (*Tuned Mass Dampers*), que na sua forma mais simples, consistem num sistema massa-mola-amortecedor ligado à estrutura principal, os segundos são os amortecedores líquidos sintonizados ou *TLDs* (*Tuned Liquid Dampers*) e geralmente, envolvem a substituição da massa sólida do sistema pelo efeito ondulatório de um líquido contido num reservatório ou a passagem de líquido por orifícios (Carneiro, 2009). Na Figura 2.7 é possível observar o *TMD* instalado no edifício Taipei 101, em Taiwan.



Figura 2.7: Edifício Taipei 101 em Taiwan e respectivo TMD instalado. Adaptado de (Moutinho, 2007)

As desvantagens dos *TMDs* é só serem capazes de atenuar a resposta de um modo de vibração específico e terem de estar devidamente sintonizados, caso contrário verifica-se uma perda de eficiência mesmo para pequenos desvios de vibração (Moutinho, 2007).

Devido às desvantagens dos *TMDs*, tem sido investigado, como alternativa os amortecedores de massa sintonizados múltiplos ou *MTMDs* (*Multiple Tuned Mass Dampers*). Estes dispositivos são compostos por um conjunto de aparelhos massa-mola-amortecedor em que as massas podem ser ligadas directamente à estrutura (*MTMD* não interligado) ou apenas a primeira massa do *MTMD* está ligada à estrutura, enquanto as restantes estão ligadas entre si (*MTMD* interligado) (Bandivadekar & Jangid, 2012). Isto permite que as frequências do *MTMD* possam ser distribuídas em torno da frequência natural correspondente ao modo a ser controlado, diminuindo desta forma, a sensibilidade da calibração.

Outra das alternativas aos *TMDs*, são os amortecedores de impacto (*AI*). Estes dispositivos têm normalmente a forma de pequenas massas rígidas suspensas no topo de uma estrutura secundária montada junto à estrutura principal, de acordo com a representação da Figura 2.8.

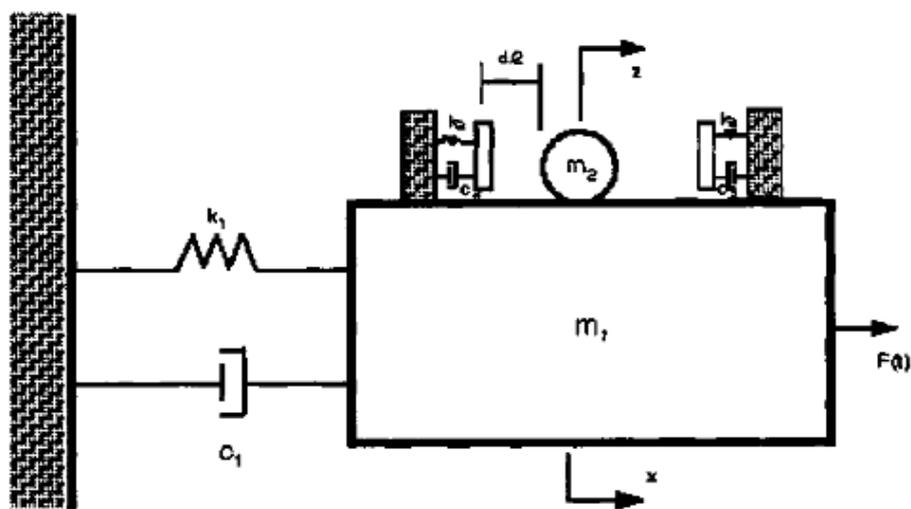


Figura 2.8: Esquemática das partes constituintes de um *AI*. Adaptado de (Falcão, 2010)

A estrutura secundária é constituída com dimensões específicas, de modo a que exista espaço suficiente para que a massa suspensa colida com a estrutura secundária, quando o sistema é sujeito a uma acção vibratória. Os parâmetros que definem estes sistemas são, o espaço de intervalo, o comprimento de suspensão e o tamanho da massa suspensa (Falcão, 2010).

Os *AI* são particularmente eficazes em mastros ou torres com oscilações num plano, estando a ser amplamente utilizados em mastros e antenas colocadas no topo de telhados, contudo a sua aplicabilidade em estruturas de edifícios e pontes é ainda relativamente limitada (Koss & Melbourne, 1995).

Como já foi referido, nos amortecedores de líquido sintonizado (*TLDs*), os princípios básicos de aplicação são semelhantes aos *TMDs*. No entanto a utilização de um líquido, no lugar de uma massa sólida, torna a resposta destes amortecedores não-linear, uma vez que o amortecimento associado a estes dispositivos resulta do fenómeno de *Sloshing*, Quebra de Onda e do próprio impacto do líquido nas paredes do recipiente (Yalla & Kareem, 2002).

O *Sloshing* é o movimento do fluido que ocorre na direcção oposta à acção imposta na estrutura, devido à sua inércia gravítica, que é acompanhado pela variação da altura da superfície livre do líquido. Este fenómeno depende essencialmente da razão entre a altura do fluido e a largura ou o raio do recipiente, caso os reservatórios sejam rectangulares ou circulares, respectivamente. Nestes casos o *sloshing* é linear (ver Figura 2.9), contudo quando a frequência de excitação se aproxima da frequência natural do fenómeno de *Sloshing* ou a acção provoca grandes amplitudes de movimento na superfície livre do líquido, geram-se fenómenos complexos, não-lineares, como a *Quebra de Onda* (Ibrahim, 2005). A *Quebra de Onda* é o fenómeno que ocorre quando uma

crista de onda da superfície do líquido se eleva demasiado e atinge uma condição de instabilidade (Falcão, 2010).

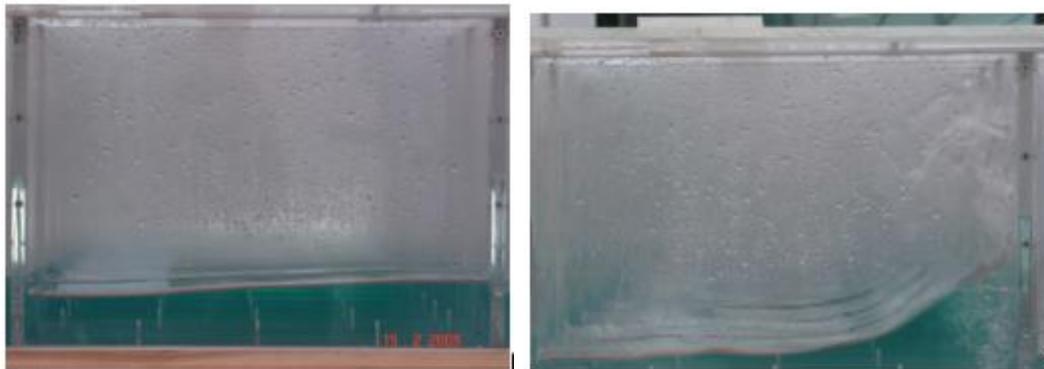


Figura 2.9: *Sloshing Linear* (esq.) *Sloshing não-Linear* (dir.). Adaptado de (Falcão, 2010)

O comportamento dos *TLDs* pode ser descrito através de um modelo matemático ou de um modelo mecânico equivalente. Os modelos matemáticos, baseados na teoria linear de onda, definem um conjunto de expressões que contabilizam os fenómenos lineares e não-lineares que ocorrem na superfície do líquido. Os modelos mecânicos, estabelecem uma equivalência entre cada um dos fenómenos gerados durante o movimento da superfície livre do fluido contido dentro do reservatório, com modelos mecânicos do tipo massa-mola-amortecedor ou um conjunto de pêndulos (Ibrahim, 2005).

A vantagem dos modelos matemáticos é que permitem simular com maior realismo os fenómenos não-lineares, todavia até que os esquemas numéricos utilizados pelos modelos matemáticos se encontrem mais desenvolvidos é mais adequado recorrer-se aos modelos mecânicos, uma vez que estes fornecem uma solução igualmente fiável (Falcão, 2010).

A utilização de modelos mecânicos lineares é válida desde que a frequência de excitação não se aproxime da frequência do fenómeno de *Sloshing*. Os modelos mecânicos não-lineares equivalentes, permitem simular com bastante aproximação os fenómenos exibidos pela superfície do fluido, porém as não-linearidades traduzidas por estes modelos são fracas, deixando de ser adequadas quando as solicitações dinâmicas tem um amplitude elevada e provocam um impacto violento entre a superfície do líquido e as paredes do reservatório (Falcão, 2010).

Estudos efectuados nos *TLDs*, permitiram concluir que a utilização de líquidos com elevada viscosidade não era preferível à utilização de água pura, como forma de aumentar o amortecimento. Contudo o aumento da eficiência destes sistemas pode ser conseguido através da introdução de dispositivos que restrinjam o fluxo do fluido como, partículas em suspensão, telas, grelhas ou saliências (Constantinou et al., 1998).

Comparativamente aos *TMDs*, os *TLDs* tem um menor custo inicial, a sintonização da sua frequência natural é mais fácil, podendo ser ajustada pela simples alteração do volume de líquido contido no interior dos reservatórios e não necessitam de uma força para restaurar o dispositivo à sua posição inicial como acontece em alguns casos nos *TMDs* (Constantinou et al., 1998). Além disso os *TLDs* fornecem uma excelente reserva de água no topo dos edifícios para situações de incêndio (Falcão, 2010). Na Figura 2.10 está representado o TLD utilizado para controlar as vibrações da ponte de Toda, no Japão.



Figura 2.10: Vista geral da ponte Toda e sistema ALS instalado. Adaptado de (Moutinho, 2007)

2.3. Dissipadores Passivos

Os dissipadores passivos, são uma classe de sistemas de controlo de vibrações que tem como objectivo contribuir para a dissipação de energia mecânica introduzida pelas acções exteriores, servindo de complemento aos mecanismos de dissipação de energia desenvolvidos pelos elementos estruturais (Constantinou et al., 1998)..

Embora actualmente se conheçam muitas aplicações relacionadas com a redução das vibrações em estruturas na fase de serviço, grande parte das implementações destes sistemas estão dirigidos para os problemas da engenharia sísmica (Moutinho, 2007).

As vantagens em utilizar dissipadores passivos são aquelas que normalmente se atribuem a sistemas passivos em geral, elevada fiabilidade, reduzido custo directo e diminuta manutenção. Comparativamente aos sistemas de isolamento de base, os dissipadores passivos apresentam algumas desvantagens, pois não impedem a propagação das deformações nas estruturas de uma forma tão eficiente, contudo são uma boa solução para o reforço de estruturas existentes, pois são muito pouco intrusivos e podem ser colocados em zonas críticas devidamente seleccionadas.

Estes dissipadores tiram partido de um qualquer mecanismo de amortecimento ou dissipação de energia que pode ser conseguido de várias formas, quer seja viscoso, viscoelástico, por atrito ou histerético

2.3.1. Dissipadores Viscosos

Os dissipadores viscosos, tal como os *TLDs*, utilizam fluidos de forma a alcançar o controlo passivo das vibrações numa estrutura. Estes dissipadores tiravam partido das propriedades viscosas de um fluido e apresentam como principal característica a relação constitutiva cuja força é função da velocidade (Freire, 2014). Esta relação é expressa pela seguinte equação:

$$F = C \cdot |v|^\alpha \cdot \text{sign}(v) \quad (1)$$

Onde C é a constante que varia em função do diâmetro do dissipador, α é uma constante que pode variar de acordo com a viscosidade do fluido e v é a velocidade do deslocamento relativo entre as extremidades do dissipador. Através da análise da equação (1) podemos concluir que a relação força-velocidade que um dissipador viscoso irá apresentar depende essencialmente da viscosidade do fluido, que se traduz pelo valor da constante α (Abreu, 2007). Na Figura 2.11 é possível observar os diversos comportamentos dos dissipadores para diferentes valores de α .

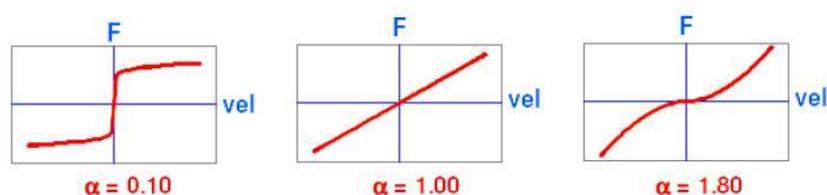


Figura 2.11: Comportamento do dissipador viscoso em função o valor de α . Adaptado de (Guerreiro, 1997)

Para valores inferiores a 1 a força cresce abruptamente para velocidades baixas e tende para um limite máximo, obrigando o dissipador a comportar-se aproximadamente como um “aparelho fixo”. Em contrapartida, para valores superiores a 1, verifica-se que o dissipador permite grandes deslocamentos para velocidades reduzidas, não mobilizando também qualquer tipo de força e com o aumento da velocidade a taxa de aumento da força cresce, nestes casos, os dissipadores são normalmente denominados por *shock absorbers* e permitem que a estrutura se desloque livremente para acções lentas mas que exerça força no caso de acções instantâneas (Monteiro, 2011).

O amortecimento de um determinado dissipador é medido pela capacidade de dissipação de energia de cada ciclo e como é de esperar, diferentes valores de α , vão produzir uma capacidade diferente de dissipar energia, uma vez que a quantidade de energia dissipada pode ser avaliada através do cálculo da área interior do ciclo (ver Figura 2.12), medida na curva que relaciona a força do dissipador com a sua deformação viscosa (Guerreiro, 1997).

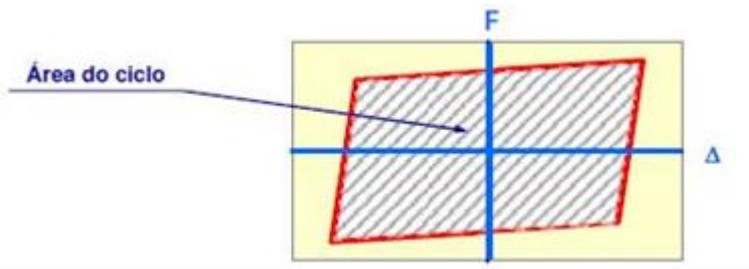


Figura 2.12: Relação força-deformação de um dissipador viscoso. Adaptado de (Guerreiro, 1997)

É desta forma fundamental que a escolha do parâmetro α seja a mais apropriada para a capacidade de amortecimento do dissipador viscoso. Em termos gerais, quanto menor for o valor de α , maior será a área interior do ciclo (ver Figura 2.13).

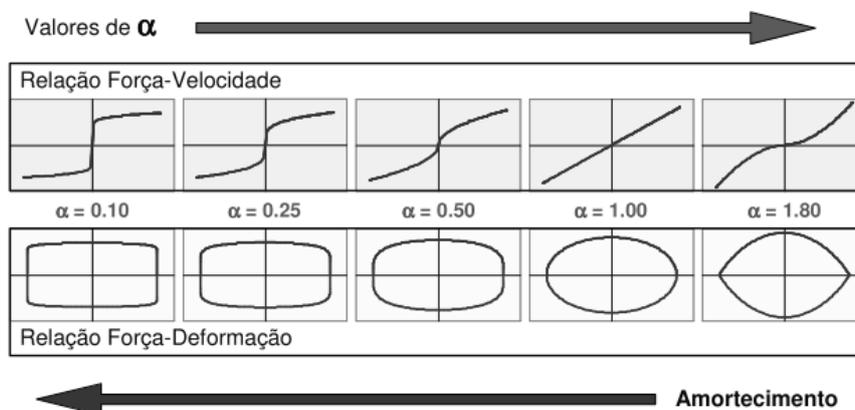


Figura 2.13: Relação entre o parâmetro α e o amortecimento conferido à estrutura. Adaptado de (Guerreiro, 1997)

O parâmetro C , não altera a forma do ciclo força-deslocamento, mas sim a área interna do ciclo. Para valores iguais de α , o aumento da constante C , é expresso por uma maior área interior do ciclo (ver Figura 2.14), mas em contrapartida aumenta a força no dissipador. É desta forma fundamental definir um compromisso entre as vantagens de aumentar a quantidade de energia dissipada com as desvantagens de aumentar os esforços na estrutura (Guerreiro, 1997).

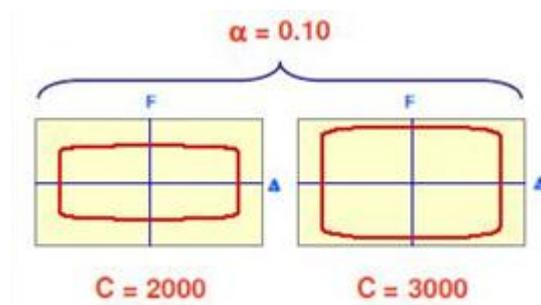


Figura 2.14: Diagrama típico da relação Força-Deslocamento do dissipador para um valor de $\alpha=0,1$ e para um valor de C entre 2000 e 3000. Adaptado de (Guerreiro, 1997)

2.3.1.1. Aparelhos de Dissipação Viscosos

Hoje em dia, existem vários tipos de aparelhos de dissipação viscosos, como o *Cylindrical Pot Viscous Damping Wall* ou *Fluid Damper* (ver Figura 2.15 e Figura 2.16).

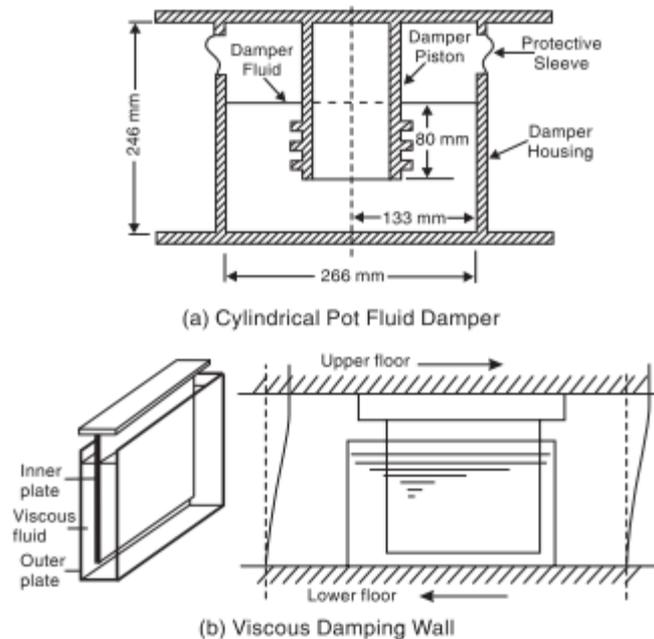


Figura 2.15: Cylindrical Pot Fluid Damper (a) e Viscous Damping Wall (b). Adaptado de (Constantinou et al., 1998)

O primeiro, o *Cylindrical Pot Fluid Damper*, dissipa energia convertendo energia mecânica em calor à medida que o pistão contido no seu interior, deforma uma substância altamente viscosa, como por exemplo um gel de silicone. O segundo, a *Viscous Damping Wall*, mais eficaz que o primeiro, consiste numa parede composta por êmbolo metálico, obrigado a deslocar-se no plano da parede, contido dentro de um recipiente de aço rectangular estreito cheio com fluido viscoso, capaz de dissipar energia devido ao deslocamento relativo entre pisos.

Os dois aparelhos descritos, dissipam energia recorrendo à deformação de um fluido viscoso contido num recipiente aberto, o que constitui um problema, uma vez que é preciso empregar materiais com grandes viscosidades, materiais estes, que normalmente, apresentam um comportamento susceptível a variações com a frequência e temperatura (Constantinou et al., 1998). Existe, contudo, uma classe de dissipadores viscosos, em que o fluido que os compõem, está contido num recipiente fechado e que desta forma apresentam uma capacidade superior para dissipar energia (Constantinou et al., 1998). Estes são os dissipadores, que hoje em dia, se utilizam normalmente.

Os dissipadores viscosos, com um fluido contido num recipiente fechado são denominados por *Orificed Fluid Damper*. Estes dissipadores são compostos, como se pode observar pela Figura 2.16, por um cilindro contendo um fluido e um pistão livre que se movimenta em ambos os sentidos, criando duas câmaras. O seu funcionamento é simples, durante uma acção externa, a força gerada é transmitida ao dissipador, no qual existe um “circuito hidráulico” apropriadamente projectado, que controla a passagem do fluido pelo pistão através de orifícios no mesmo (Monteiro, 2011).

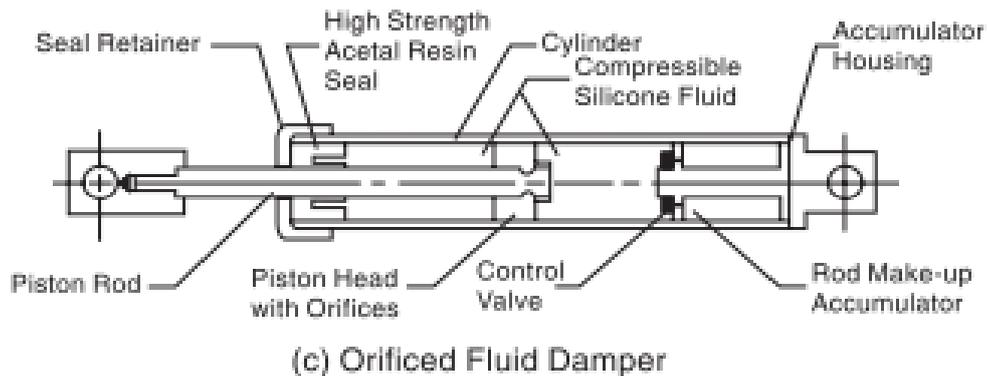


Figura 2.16: Orificed Fluid Damper. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)

2.3.2. Dissipadores Viscoelásticos

Os amortecedores viscoelásticos têm como principal componente um polímero. Estes polímeros têm um comportamento mecânico de um sólido de Hooke (elástico) e de um fluido Newtoniano (viscoso), razão pela qual o seu comportamento é denominado viscoelástico (Fruet, 2005). Na Figura 2.17 é possível comparar as diferenças entre um material viscoso e um material viscoelástico

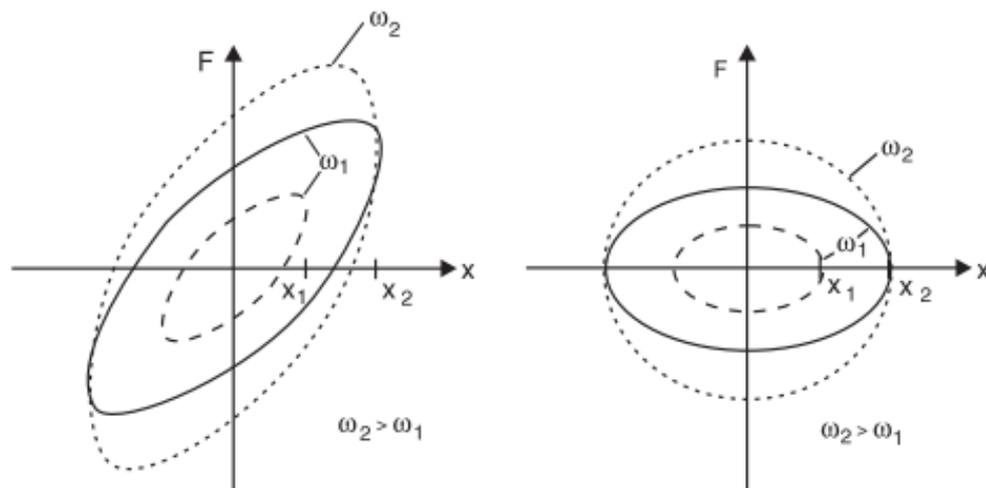


Figura 2.17: Diferenças entre um comportamento viscoso (dir.) e um comportamento viscoelástico (esq.). Adaptado de (Constantinou et al., 1998).

A predominância do carácter viscoso ou elástico da resposta a uma solicitação mecânica, depende essencialmente da frequência de excitação e da temperatura (Fruet, 2005). Quanto maior for a temperatura menor é o módulo de elasticidade, a tensão de cedência e de ruptura diminuem, mas aumenta a capacidade de deformação plástica. Este comportamento pode ser constatado pela Figura 2.18, onde se apresenta as curvas tensão-deformação para um polímero com uma variação de temperatura entre $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $70\text{ }^{\circ}\text{C}$. A diminuição da velocidade de deformação tem o mesmo efeito que o aumento de temperatura, fazendo com que o material se comporte de forma mais dúctil (Figura 2.19).

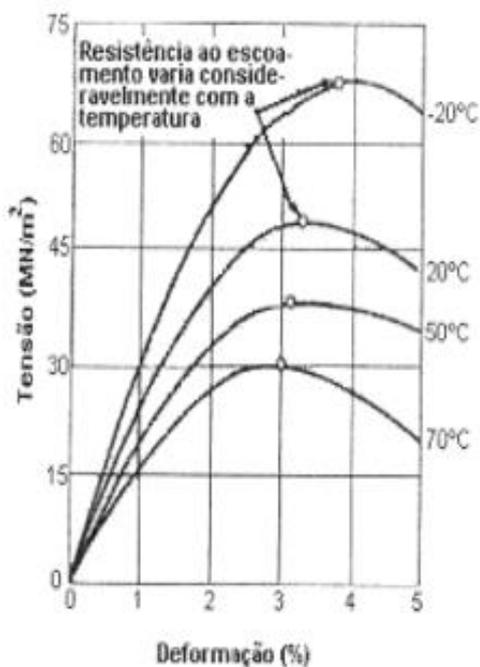


Figura 2.18: Influência da temperatura nos amortecedores viscoelásticos. Adaptado de (Fruet, 2005)

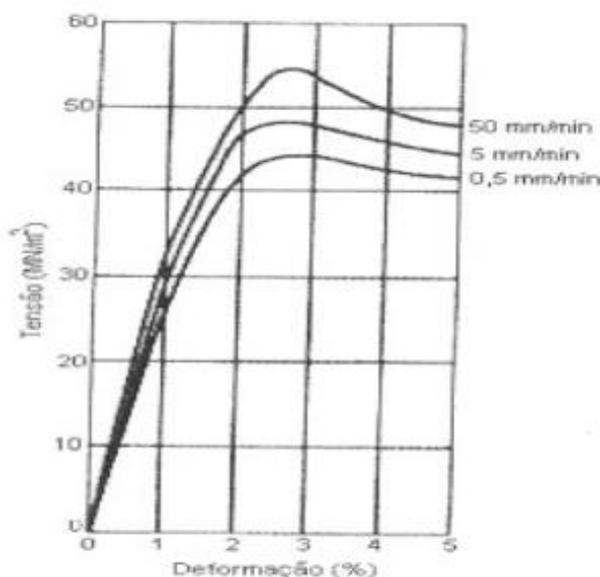


Figura 2.19: Influência da velocidade de deformação nos amortecedores viscoelásticos. Adaptado de (Fruet, 2005)

2.3.2.1. Aparelhos de Dissipação Viscoelásticos

O típico amortecedor viscoelástico consiste em duas chapas metálicas separadas por um polímero com comportamento viscoelástico, sobre o qual se exerce uma força de corte (ver Figura 2.21). Este tipo de amortecedores foi instalado, pela primeira vez, nas *Twin Towers* em Nova Iorque, como parte integrante do sistema estrutural. Estes foram colocados entre as vigas metálicas que sustentam os pisos e os pilares do edifício, tal como mostra a Figura 2.20 e tinham como objectivo reduzir o efeito do vento sobre as fachadas (Constantinou et al., 1998).

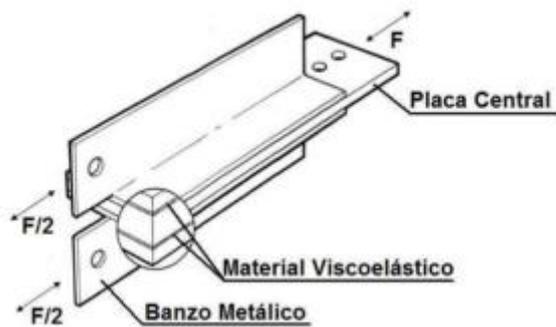
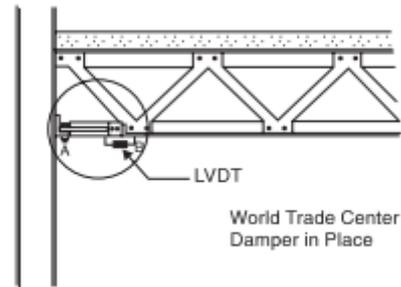


Figura 2.21: Amortecedor viscoelástico típico. Adaptado de (Serafim, 2011).



Damper Position

Figura 2.20: Aparelhos viscoelásticos instalados nas Twin Towers. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)

Os amortecedores viscoelásticos também já foram utilizados com sucesso no reforço sísmico de estruturas, como é o caso de um edifício em São Diego. Uma extensa avaliação sísmica do edifício revelou que o edifício não tinha capacidade suficiente para suportar a carga sísmica e desta forma decidiu-se recorrer a amortecedores viscoelásticos, para reduzir os deslocamentos entre pisos. A solução escolhida foi colocar 64 amortecedores entre os pilares da estrutura numa configuração em K (Constantinou et al., 1998).

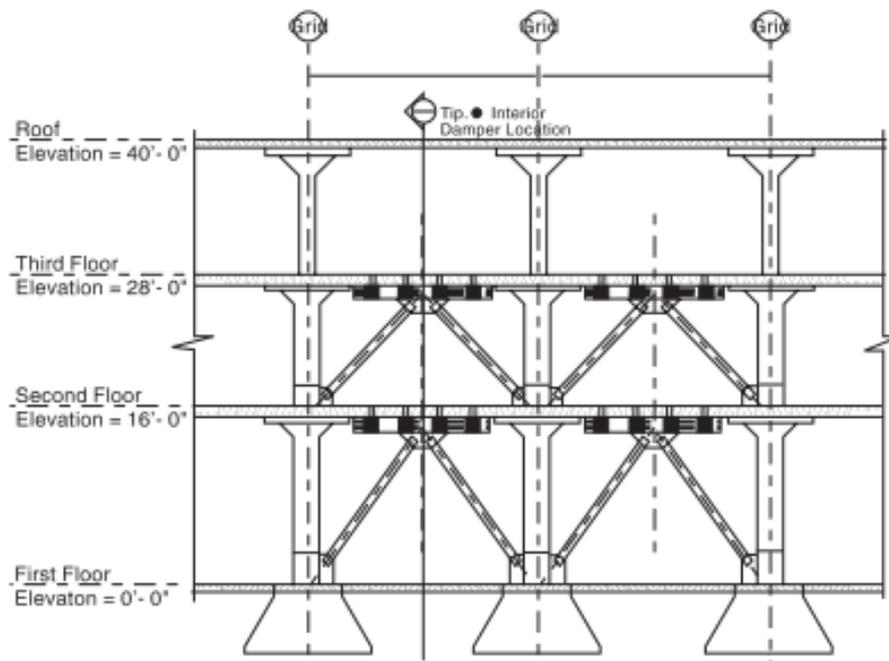


Figura 2.22: Configuração em K dos aparelhos viscoelásticos utilizados no edifício em São Diego. Adaptado em (Constantinou et al., 1998)

2.3.3. Dissipadores por Atrito

Os amortecedores por atrito dissipam energia através da força de atrito. Esta força, é uma força de contacto, que actua quando duas superfícies sólidas deslizam uma sobre a outra, gerando uma força paralela às superfícies, contrária ao movimento relativo entre as superfícies, que depende apenas da rugosidade do material e da força normal às superfícies.

$$F_t = \mu * F_n \quad (2)$$

O coeficiente de atrito (μ) apesar de ser uma constante, não deve ser visto como tal, uma vez que depende não só do material, mas também das condições superficiais. Esta ultima condição, aumenta em grande medida a complexidade na concepção destes dispositivos, uma vez que as superfícies dos materiais estão continuamente a sofrer alterações físicas e químicas (Constantinou et al., 1998).

Com o passar do tempo, se o material não for devidamente tratado, estes dispositivos podem sofrer perdas no seu coeficiente de atrito devido à relaxação ou a perda de tensão na interface ou até ganhos se houver alterações químicas nos seus componentes. Além disso, quando estes dispositivos são sujeitos a uma acção sísmica intensa, podem apresentar danos permanentes, sendo necessário a substituição de alguns dos seus componentes (Falcão, 2010).

A principal componente dos amortecedores por atrito, utilizados em engenharia civil, são uma série de placas de aço, com as suas superfícies especialmente tratadas, ligadas por parafusos de aço, que estão calibrados para permitir o movimento das placas quando se atinge a força para a qual os amortecedores foram dimensionados (Pall & Pall, 1996).

Devido à dificuldade em definir o valor do coeficiente de rugosidade, Avtar Pall, efectuou vários testes experimentais, para determinar qual o tratamento mais adequado a dar às superfícies dos materiais (Constantinou et al., 1998). A resposta dos diferentes tratamentos pode ser observada na Figura 2.23.

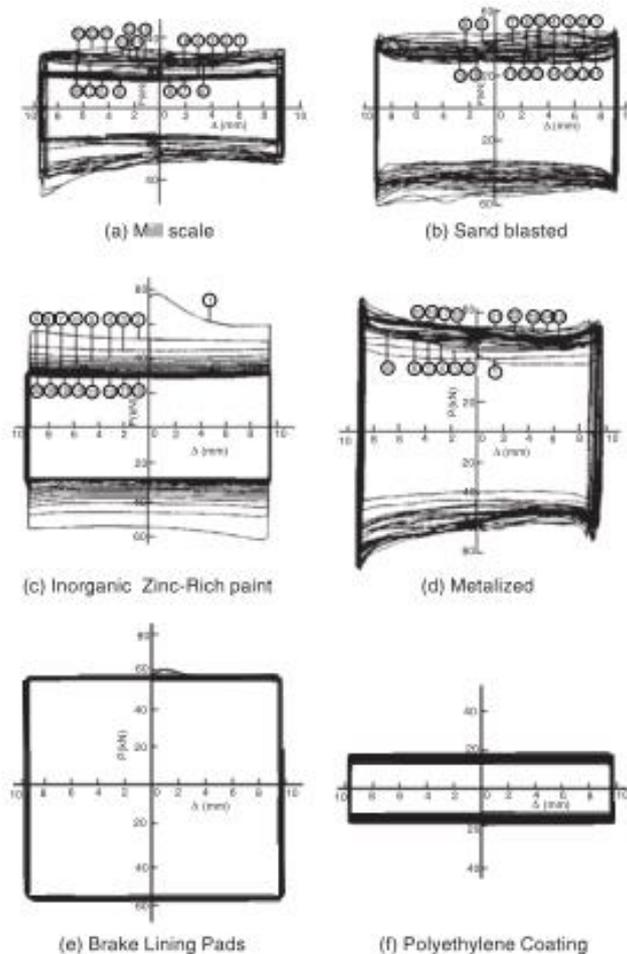


Figura 2.23: Ciclos de histerese para placas de aço com tratamentos diferentes. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)

O objectivo destes testes não foi determinar o tratamento que permitisse a dissipação de energia mais elevada, mas sim o tratamento que demonstrasse maior consistência ao longo de vários ciclos de histerese. Os testes de laboratório efectuados com estes amortecedores, também demonstram que os ciclos de histerese têm áreas superiores aos ciclos de histerese dos amortecedores viscosos, ou seja, são capazes de dissipar maiores quantidades de energia, são insensíveis a variações de temperatura e são adaptáveis a um intervalo grande de frequências de vibração (Moutinho, 2007).

2.3.3.1. Aparelhos de Dissipação por Atrito

Os amortecedores de Pall foram os primeiros amortecedores por atrito desenvolvidos e aplicados em estruturas. Estes amortecedores são compostos por um conjunto de placas de aço, aparafusadas entre si, de forma a que as placas de aço deslizem umas sobre as outras, quando se aplica uma força capaz de vencer o atrito estático (ver Figura 2.24).

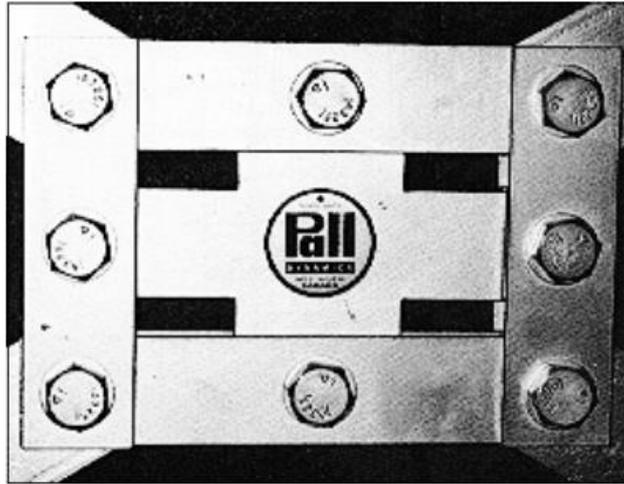


Figura 2.24: Amortecedor de Pall. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)

Estes amortecedores foram dimensionados, numa primeira fase, para serem instalados num contraventamento em X típico, contudo hoje em dia podem ser instalados em diversos tipos de contraventamento. Um esquema com os diferentes tipos de contraventamento, onde se podem aplicar os amortecedores de Pall, pode ser observado na Figura 2.25.

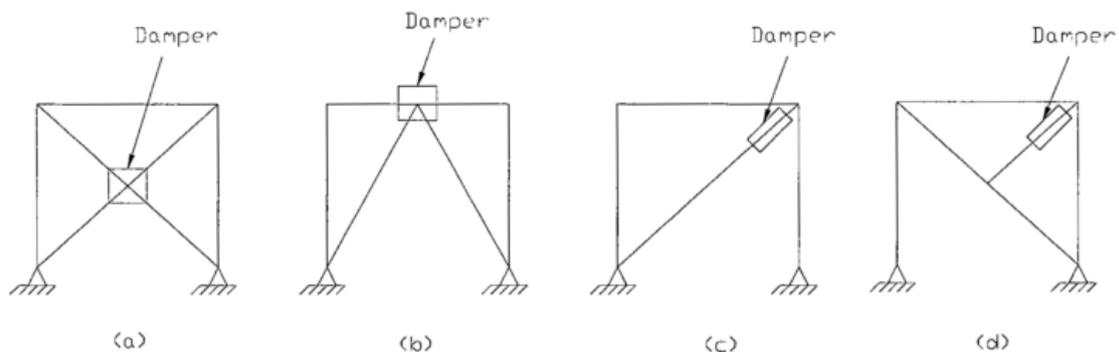


Figura 2.25: Amortecedor de Pall aplicado a vários tipos de contraventamento. Adaptado de (Tjahyadi, 2001)

Os *Slotted Bolted Connection* (SBC) são outro tipo de amortecedores por atrito que têm chamado a atenção da comunidade científica nos últimos anos, estes dispositivos são uma solução alternativa aos amortecedores de Pall, uma vez que o seu mecanismo é bastante mais simples e pode ser instalado em diversos pontos da estrutura, sem existir a necessidade de recorrer a uma estrutura de suporte (Nikoukalam, Mirghader, & Dolatshahi, 2014).

As componentes principais deste mecanismo, como se pode observar pela Figura 2.26, consistem em três chapas de aço, aparafusadas entre si, de forma a que, quando aplicada uma força suficientemente alta, a chapa intermédia deslize entre as outras duas.

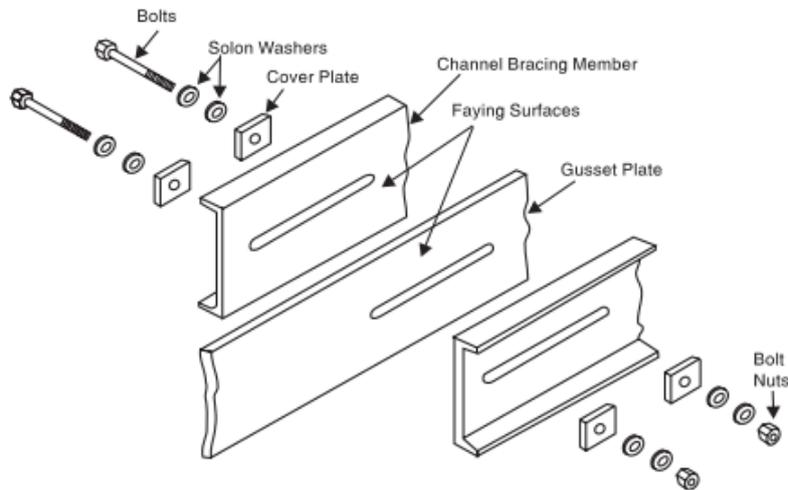


Figura 2.26: Principais componentes dos amortecedor SBC. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)

Como já foi referido, os SBC podem ser instalados em diferentes partes dos elementos estruturais de acordo com os esforços que se pretendem mitigar. As primeiras aplicações dos SBC foram em elementos estruturais de contraventamento, tal como os amortecedores de Pall e funcionavam apenas para esforços axiais, contudo hoje em dia, os SBC podem ser instalados, por exemplo nas almas ou banzos de estruturas metálicas, para reduzir os esforços de corte ou momento flector, respectivamente, sem haver a necessidade de recorrer a uma estrutura de suporte. Quando os SBC são utilizados para reduzir os esforços de corte, são denominados por *Shear Slotted Bolted Connection (SSBC)*, se forem dimensionados para diminuir os esforços devido ao momento flector, são designados por *Rotational Slotted Bolted Connection (RSBC)* (Nikoukalam et al., 2014). A montagem de um SSBC, está esquematizada na Figura 2.27.

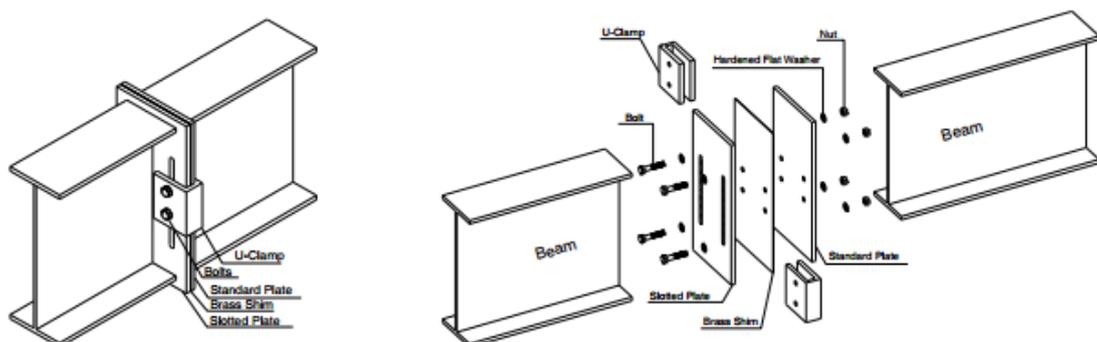


Figura 2.27: Esquema de montagem de um amortecedor SSBC. Adaptado de (Nikoukalam et al., 2014)

Os amortecedores friccionais de Sumitomo, utilizam um sistema um pouco mais sofisticado, semelhante aos dissipadores viscosos, contudo em vez de dissipação de energia depender da viscosidade do líquido que se encontra no seu interior, a dissipação de energia é obtida através do atrito entre as molas e superfície interior do cilindro, revestida numa liga de cobre (“Sumitomo Electric Industries, Ltd. | Newsletter "SEI WORLD" TRC damper™, a seismic vibration control system for wooden buildings,” n.d.). Na Figura 2.28 é possível observar, em detalhe, as várias componentes deste mecanismo.

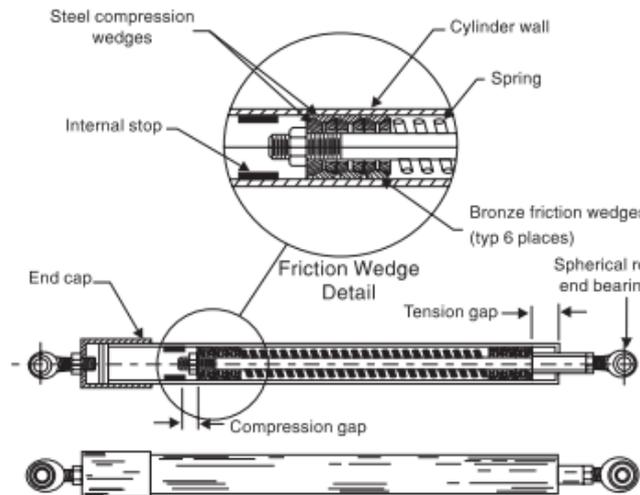


Figura 2.28: Amortecedor de Sumitomo. Adaptado de (Constantinou et al., 1998)

Os amortecedores VSL, são normalmente utilizados em pontes de tirantes, para dissipar a energia de torção nos cabos. O seu funcionamento aplica os mesmos princípios usados nos travões de disco de um carro, com uma placa metálica circular entre dois elastómeros que impedem a rotação livre da placa metálica (“VSL | Damping systems for stays,” 2013). Na Figura 2.29 é possível observar estes dissipadores.

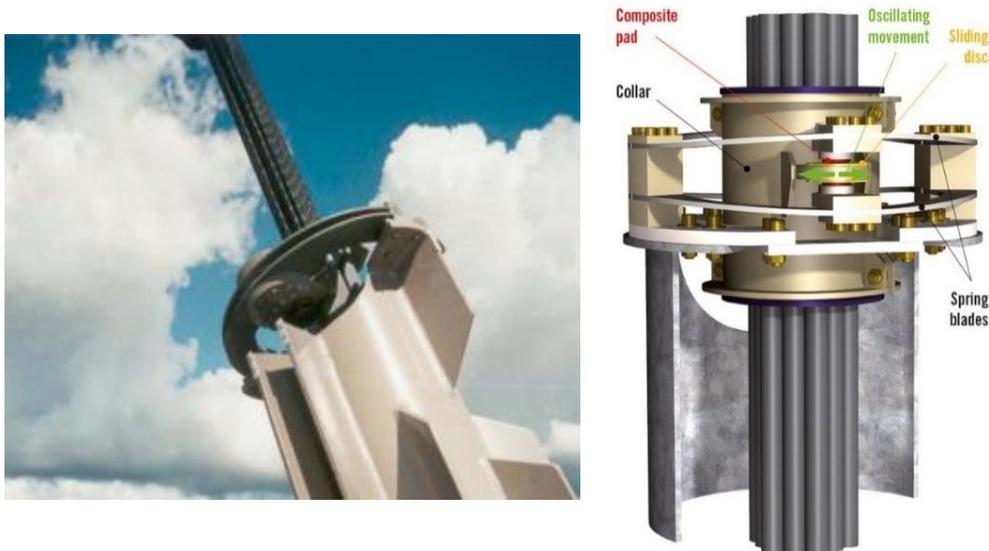


Figura 2.29: Amortecedor VSL. Adaptado de (“VSL | Damping systems for stays,” 2013)

3. DISSIPADORES METÁLICOS

A utilização de elementos metálicos com capacidade dúctil é uma das formas mais eficazes para dissipar a energia proveniente de um sismo, aliás o método tradicional de prevenção sísmica, tira partido da ductilidade do aço para dissipar a energia proveniente do sismo (Constantinou et al., 1998). Contudo o método tradicional tem a desvantagem de permitir que se desenvolvam danos estruturais. No início dos anos setenta, começaram a ser desenvolvidos mecanismos metálicos que tinham como função dissipar grande parte da energia proveniente do sismo e impedir que a estrutura ficasse danificada (Skinner, Heine, & Tyler, 1977).

Desde essa altura, o número de sistemas de dissipação metálicos tem vindo a crescer e foram desenvolvidos vários mecanismos que apesar das diferenças na sua configuração geométrica, apresentam o mesmo princípio de dissipação de energia, que resulta da deformação plástica de um metal. Como os dissipadores metálicos se baseiam no mesmo princípio de deformação não-linear é necessário entender a resposta de tensão-deformação típica dos metais e construir um modelo matemático de força-deslocamento que caracterize o seu comportamento quando sujeito a acções cíclicas, como o sismo.

3.1. Propriedades Mecânicas dos Metais

A capacidade para dissipar energia nos dissipadores metálicos está associada à sua ductilidade, como já foi referido anteriormente. O metal normalmente utilizado é o aço, uma vez que é um metal com grande capacidade de se deformar em regime plástico, embora em alguns casos, o chumbo ou o alumínio sejam aplicados. Na Figura 3.1 é possível observar a resposta típica do aço quando este é sujeito a um ensaio de tracção monotónico.

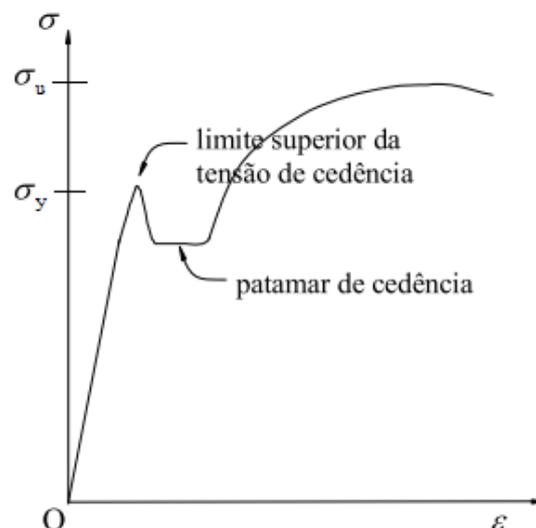


Figura 3.1: Gráfico tensão-deformação do aço devido a um ensaio de tracção monotónico. Adaptado de (Natal & Dinis, 2005)

Podemos observar pela Figura 3.1 que aço tem um comportamento aproximadamente elástico linear, até ao limite superior da *tensão de cedência* (σ_y), após ser atingida essa tensão, o aço passa a ter uma deformação plástica. Esta deformação plástica é caracterizada, numa primeira fase, por uma ligeira quebra na tensão que muitas vezes não é perceptível e de seguida verifica-se que a deformação aumenta para um valor de tensão constante, esta região é conhecida como *patamar de cedência*. Na segunda fase, a tensão aumenta com o aumento da deformação até a ruptura (ponto máximo da curva), este pico de tensão é conhecido como *tensão última* (σ_u) e este fenómeno é denominado por *Endurecimento* (Natal & Dinis, 2005).

De uma forma simplificada, quando se faz a análise estática linear de uma estrutura, admite-se que o aço tem um comportamento elástico linear até a tensão de cedência e de seguida tem um comportamento perfeitamente plástico (ver a Figura 3.2), desprezando-se o endurecimento do material.

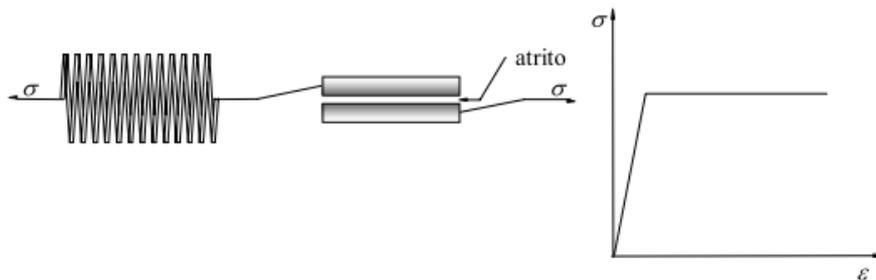


Figura 3.2: Modelo elástico-perfeitamente plástico. Adaptado de (Natal & Dinis, 2005)

Contudo se submetermos um provete de aço a um ensaio de carga cíclico obtém-se a resposta ilustrada na Figura 3.3.

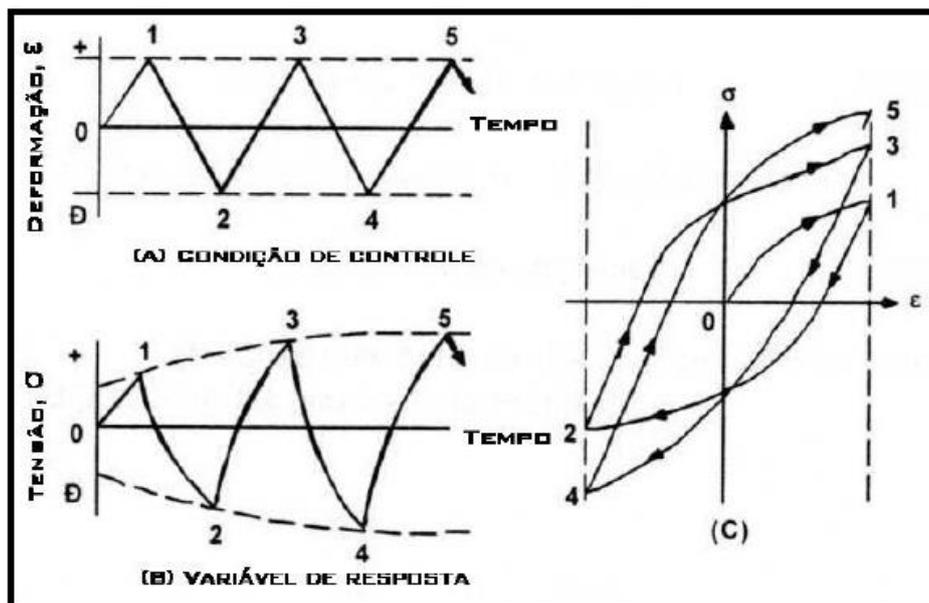


Figura 3.3: Ensaio de carga cíclico no aço. Adaptado de (Abrahão, Bittencourt, & Tsuruta, 2008)

Ao observarmos a Figura 3.3 é possível concluir que existem diferenças no comportamento do aço. A primeira é que deixou de ser evidente a quebra de tensão, quando o aço passa de regime elástico para regime plástico, passando essa transição a ser gradual, em vez de haver uma quebra brusca de tensão. A segunda é que em regime plástico, o incremento de deformação é sempre acompanhado de um incremento de tensão, ou seja, desaparece o patamar de cedência de tensão constante, o que significa que em regime plástico o aço deixa de ter um comportamento perfeitamente plástico, passando a apresentar endurecimento. Além de mais, os testes efectuados, demonstraram que eventualmente se obtém uma curva tensão-deformação estável, seja qual for a amplitude do deslocamento ou histórico de carregamento (Constantinou et al., 1998).

Estas diferenças devem-se ao facto que as deformações no aço na realidade são dependentes de vários factores que não se traduzem quando a carga aplicada é quase-estática, como o efeito de Bauschinger, a velocidade de deformação ou o endurecimento e é necessário, caso esses factores sejam relevantes, para os dissipadores metálicos, definir modelos constitutivos diferentes dos usualmente utilizados numa análise linear estática.

3.1.1. Efeito de Bauschinger

O efeito de Bauschinger é um fenómeno mecânico que ocorre nos metais quando estes são sujeitos a um carregamento cíclico. Como se pode observar pela Figura 3.4, quando um provete é submetido a um esforço de tracção, suficientemente alto para ultrapassar a tensão de cedência e de seguida se aplica um esforço de compressão com a mesma intensidade, as tensões de cedência não coincidem, verificando-se que a tensão de cedência à tracção é superior à tensão de cedência à compressão ($\sigma_{y0}^T > \sigma_{y0}^C$) (Natal & Dinis, 2005).

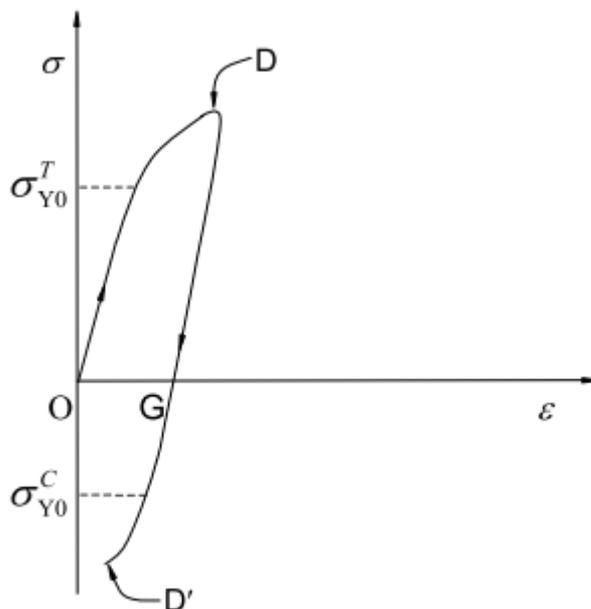


Figura 3.4: Efeito de Bauschinger. Adaptado de (Natal & Dinis, 2005)

Inicialmente acreditava-se que a causa do efeito de Bauschinger eram as tensões residuais macroscópicas que se desenvolviam devido à deformação não homogênea de metais policristalinos (Vasconcelos, 2015). Esta causa era explicada pelo modelo composto, que partia do pressuposto, que na sua composição, os metais não eram homogêneos, mas sim compostos por mais que um elemento. Estes elementos podiam apresentar a mesma constante de elasticidade, mas uma tensão de cedência diferente (Haus, 2011).

Contudo este modelo composto é muito enfraquecido quando se tem em conta os resultados experimentais que demonstram a existência do efeito de Bauschinger em ligas metálicas monocristalinas (Haus, 2011). Apesar deste modelo não estar incorrecto não explica na totalidade o efeito de Bauschinger, por esta razão passou a referir-se a esta causa como “pseudo-efeito de Bauschinger” (Tavangar, 2010).

Portanto uma teoria diferente é necessária para explicar este efeito, a teoria dos deslocamentos. Esta sugere que durante a deformação inicial, se formam tensões residuais localizadas a nível microscópico, provocadas por uma serie de defeitos pontuais microscópicos. Quando o metal é carregado na direcção inversa as tensões que se formaram (*back stress*) irão facilitar o carregamento e desta forma a tensão de cedência diminui.

Com a inversão do carregamento também se irão formar tensões residuais nessa direcção, mas com sinal contrário, que irão anular parcialmente as tensões formadas anteriormente. Ao aumentar a deformação plástica, as tensões residuais que se formam vão diminuindo, o que significa que o efeito de Bauschinger tende a estabilizar, com o aumento da deformação plástica (Haus, 2011).

Apesar de o efeito de Bauschinger ser complexo do ponto vista mecânico não é difícil de quantificar. A maneira usual de o medir para os aços é através do coeficiente de Bauschinger que não é mais que a relação entre a redução da tensão de cedência e a tensão de cedência inicial, o que de acordo com a Figura 3.4, é dado por:

$$\beta = \frac{\Delta\sigma}{\sigma_i} = \frac{\sigma_{Y0}^T - \sigma_{Y0}^C}{\sigma_{Y0}^T} \quad (3)$$

3.1.2. Velocidade de Deformação

Geralmente em Engenharia Civil, não se considera o efeito do tempo para caracterizar o comportamento mecânico dos metais, uma vez que normalmente as deformações ocorrem num regime quase-estático. Contudo as estruturas, por vezes são submetidas a acções dinâmicas como é o caso da excitação sísmica, em que a velocidade de deformação é muito superior à velocidade de deformação dos ensaios mecânicos (Natal & Dinis, 2005). Testes efectuados para velocidades de deformação ascendentes, demonstram que as tensões variam ao longo de uma linha de deformação constante (ver Figura 3.5) o que permite concluir que a velocidade de deformação influencia o comportamento mecânico dos metais (Curadelli, 2003).

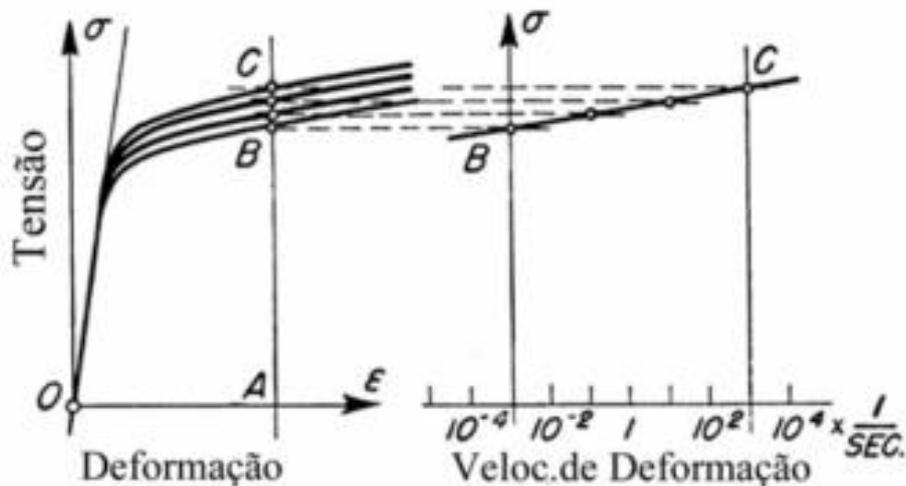


Figura 3.5: Curvas Tensão-Deformação dos metais para velocidades de deformação ascendentes. Adaptado de (Curadelli, 2003)

Em particular no aço, foram realizados vários estudos para perceber se a influência da velocidade de deformação era significativa. O primeiro trabalho para determinar os efeitos da velocidade de deformação no aço foi realizado em 1944 por M.J. Manjoine (Curadelli, 2003).

Como pode ser observado pela Figura 3.6, Manjoine verificou que, com o aumento da velocidade de deformação, ocorria um aumento em valor absoluto da tensão de cedência e da tensão de ruptura do aço, contudo esse aumento era superior para a tensão de cedência, comparativamente ao aumento verificado na tensão de ruptura, diminuindo desta forma a ductilidade do aço. Além disso foi possível constatar que o módulo de elasticidade era independente da velocidade de deformação (Gioncu & Mazzolani, 2002).

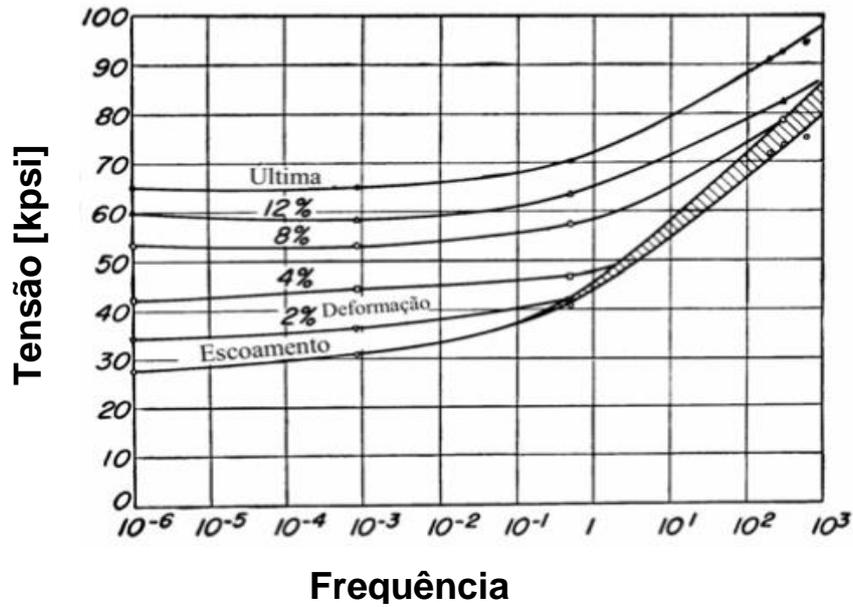


Figura 3.6: Curva frequência-tensão em diferentes níveis de deformação. Adaptado de (Curadelli, 2003)

Contudo estudos efectuados por Slater em 1971, que consideravam não só a velocidade de deformação mas também a influência da temperatura para um aço com 0.55 % de carbono e uma deformação de 0.15 %, demonstraram que a influencia da velocidade de deformação não era importante para temperaturas homólogas menores que 0.5. Só para valores superiores a 0.6, se observava que a relação entre as tensões de cedência quase-estática e a tensão de cedência dinâmica aumentava exponencialmente (ver Figura 3.7) (Curadelli, 2003). Onde a temperatura homóloga era a relação entre a T a temperatura do ensaio e T_m a temperatura de fusão do aço.

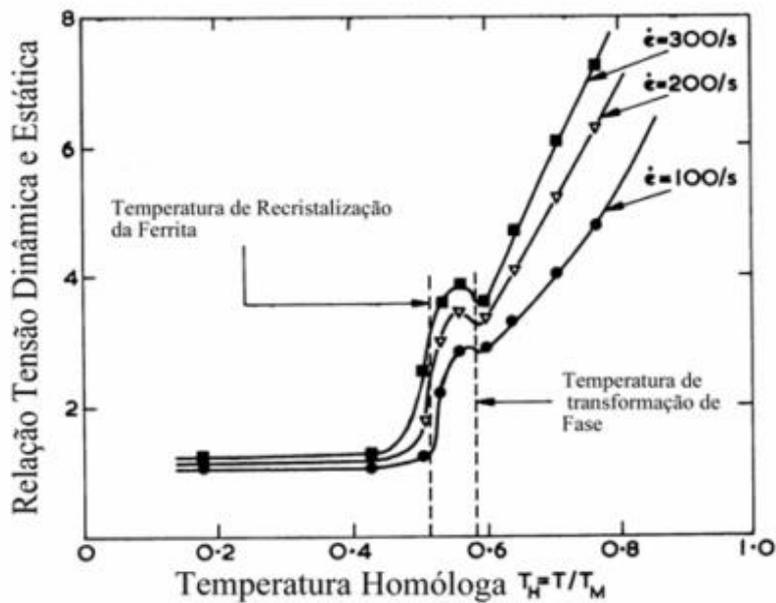


Figura 3.7: Variação da relação entre a tensão de cedência dinâmica e quase-estática com a velocidade de deformação e temperatura homóloga no Aço. Adaptado de (Curadelli, 2003)

De forma a definir o efeito da velocidade de deformação para cargas cíclicas, R. C. Chang em 1987, realizou testes experimentais para frequências compreendidas entre 10^{-4} s^{-1} e 10^{-2} s^{-1} e como se pode observar pela Figura 3.8, o patamar plástico no aço aumenta sensivelmente 8% (Curadelli, 2003). Além disso os testes efectuados permitiram concluir que os ciclos de histerese eram únicos para uma dada frequência, independentemente da frequência dos carregamentos aplicados anteriormente (Curadelli, 2003).

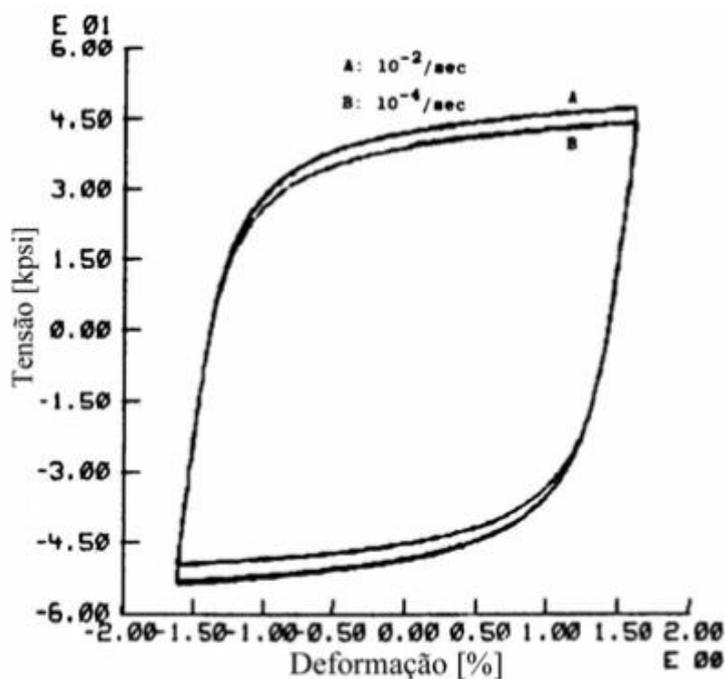


Figura 3.8: Curvas de histerese do aço para frequências de 10^{-4} s^{-1} e 10^{-2} s^{-1} . Adaptado de (Curadelli, 2003)

A partir destes dados experimentais podemos concluir que apesar de existir alguma influência da velocidade de deformação nos limites de elasticidade e ruptura do aço, esta influência só é significativa quando o aço está sob o efeito de uma carga com uma variação de frequência de grande amplitude, o que não é o caso para a acção sísmica, onde as frequências variam apenas entre 0 e 10 Hz. Além disso o aumento da frequência aumenta a tensão de cedência do aço, ou seja, desprezar a sua influência no modelo constitutivo adoptado para o aço é conservativo.

3.1.3. Endurecimento

Quando um metal é sujeito a um carregamento, capaz de atingir a região plástica e o incremento de deformação plástico é acompanhado por um incremento de tensão, diz-se que ocorreu um endurecimento do metal. Se o metal for descarregado e logo de seguida carregado, a região plástica inicia-se para a tensão de cedência maior (ponto D), como se pode observar pela Figura 3.9 (Araujo, 2002). Desta forma podemos concluir que o fenómeno de endurecimento, além de aumentar a resistência à deformação plástica do material, também altera a sua superfície de cedência (Natal & Dinis, 2005).

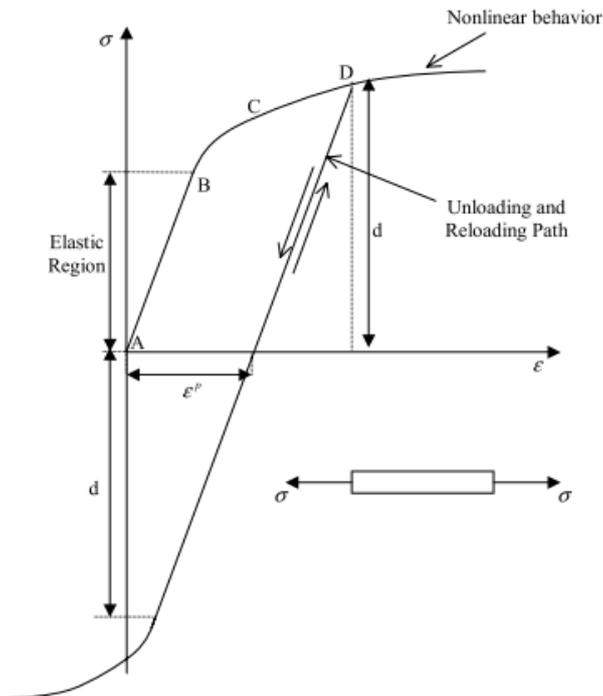


Figura 3.9: Gráfico tensão-deformação com descarregamento e carregamento. Adaptado de (Araujo, 2002)

Esta variação na superfície de cedência pode ser classificada de acordo com dois modelos elementares de endurecimento, o isotrópico e o cinemático. Se a superfície de cedência apenas sofre uma expansão uniforme, conservando a sua forma e origem, então o endurecimento é designado por isotrópico. Se a superfície de cedência alterada, mantiver a mesma forma e área, mas é transladada no espaço de tensões, o tipo de endurecimento é cinemático (Souza, 2015). Na Figura 3.10 estão representados os efeitos dos dois tipos de endurecimento na superfície de cedência.

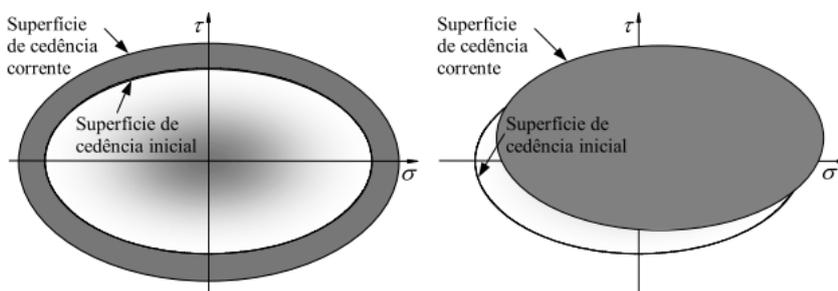


Figura 3.10: Endurecimento isotrópico (esq.) Endurecimento cinemático (dir.). Adaptado de (Natal & Dinis, 2005)

De acordo com o critério de Von Mises, a passagem do regime elástico para o plástico pode ser expressa por uma função, denominada por função de cedência (Natal & Dinis, 2005) que tem a seguinte forma:

$$F(\sigma, \alpha) = f_0(\sigma) - f(K_i) = 0 \quad (4)$$

A parcela $f_0(\sigma)$ representa a função de cedência elástica do material, ao passo que $f(K_i)$ é a expressão que controla a influência, na tensão de cedência, devido ao endurecimento do material, quando este tem um comportamento plástico e K_i são os parâmetros que governam o endurecimento do material. Se separarmos os dois tipos de endurecimento a expressão anterior pode ser reformulada da seguinte forma:

$$F(\sigma, \alpha) = f(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) - \sigma_Y(\bar{\varepsilon}^p) = 0 \quad (5)$$

Em que α_{ij} é um tensor, usualmente conhecido por tensor das tensões de recuperação, que define o endurecimento cinemático e $\sigma_Y(\bar{\varepsilon}^p)$ é a função que descreve o endurecimento isotrópico (Natal & Dinis, 2005). Sendo ambos dependentes da deformação plástica efectiva ($\bar{\varepsilon}^p$), dada aproximadamente pela seguinte equação:

$$\bar{\varepsilon}^p = \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \varepsilon_{ij}^p \cdot \varepsilon_{ij}^p} \quad (6)$$

No caso de endurecimento ser isotrópico, apenas o valor escalar da deformação plástica efectiva ($\bar{\varepsilon}^p$) é necessário para a sua modelação matemática. Este modelo de endurecimento é um modelo muito simples, pelo que não consegue reproduzir alguns comportamentos reais dos materiais como por exemplo o efeito de Bauschinger (Bragança, 2012). Se admitirmos que as tensões, na região plástica, para o modelo de endurecimento isotrópico são dadas pela seguinte lei:

$$\sigma_Y = \sigma_{Y0} + h(\bar{\varepsilon}^p) \quad (7)$$

$$d\sigma_Y = H(\bar{\varepsilon}^p) d\bar{\varepsilon}^p \quad (8)$$

Em que H é a derivada da função geral h que define o andamento da curva tensão-deformação, podendo esta ser quadrática ou linear, então através do ensaio de tracção é possível obter o modelo de endurecimento isotrópico, em função da tangente da curva tensão-deformação do material (Natal & Dinis, 2005), tal como mostra a Figura 3.11.

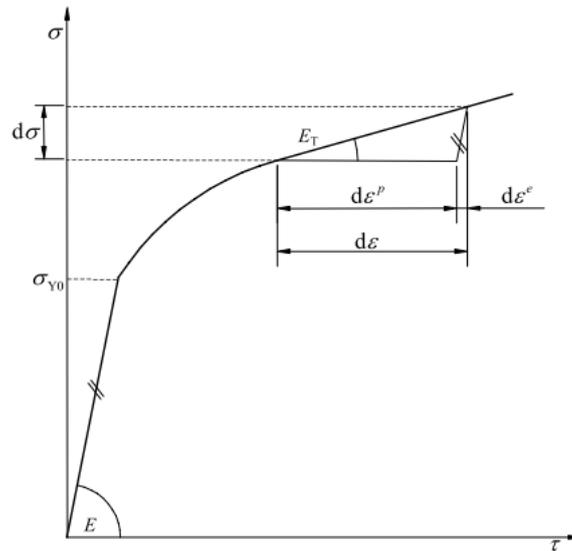


Figura 3.11: Curva tensão-deformação de um ensaio de tração uniaxial. Adaptado de (Natal & Dinis, 2005)

Em que a derivada da função de endurecimento isotrópico $H(\bar{\varepsilon}^p)$, caso este seja linear, é dada pela seguinte expressão:

$$H(\bar{\varepsilon}^p) = \frac{E_T}{1 - E_T/E} \quad (9)$$

onde E_T é módulo de plasticidade (declive da recta na região plástica) e E o módulo de elasticidade.

O modelo para endurecimento cinemático é mais complexo de definir, uma vez que não pode ser definido apenas por um valor escalar, é necessário expressar o incremento escalar e a direcção para o incremento da tensão de recuperação. No que diz respeito ao endurecimento cinemático, foram propostos dois modelos, para a definição do mesmo (Souza, 2015).

O primeiro e mais simples, foi submetido por Prager (P. Kelly, 2012) e assume que a superfície de escoamento se translada na direcção do vector incremento de deformação plástica (ver Figura 3.12) e é dado por:

$$\alpha_{ij} = C \cdot \varepsilon_{ij}^p \quad e \quad d\alpha_{ij} = C \cdot d\varepsilon_{ij}^p \quad (10)$$

Em que C é um parâmetro de endurecimento que irá depender da deformação plástica.

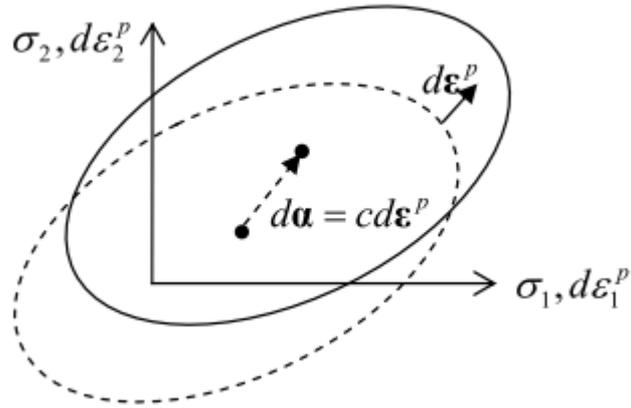


Figura 3.12: Endurecimento cinemático de Prager. Adaptado de (P. Kelly, 2012)

O segundo modelo, foi apresentado por Shield e Ziegler, estes autores conseguiram demonstrar através do critério de Von Mises que a superfície de escoamento se desloca na direção do raio que liga o centro da superfície e o ponto que indica o estado de tensão do material (P. Kelly, 2012). Logo a tensor das tensões de recuperação é definido como:

$$\alpha_{ij} = \dot{\mu} \cdot (\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) \quad e \quad d\alpha_{ij} = d\mu \cdot (\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) \quad (11)$$

Onde:

$$d\mu = \frac{(\partial f / \partial \sigma_{ij}) d\sigma_{ij}}{(\sigma_{km} - \alpha_{km})(\partial f / \partial \sigma_{km})} \quad (12)$$

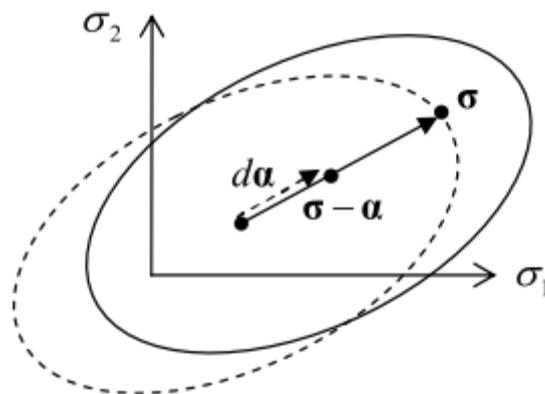


Figura 3.13: Endurecimento cinemático de Ziegler. Adaptado de (P. Kelly, 2012)

3.2. Modelo Constitutivo

Existem duas abordagens diferentes que podem ser tomadas para construir o modelo força-deslocamento de um dissipador metálico (Constantinou et al., 1998).

A primeira envolve a utilização directa de dados experimentais obtidos a partir de ensaios efectuados em dissipadores metálicos. Seleciona-se uma forma básica de um modelo força-deslocamento, geralmente baseada na teoria da plasticidade e de seguida os seus parâmetros são determinados através de um ajuste com base nos dados obtidos experimentalmente (Constantinou et al., 1998). O problema desta abordagem é que necessita que exista dados experimentais que corroborem o modelo adoptado.

Ozdemir foi o primeiro a desenvolver um modelo com base em teorias elasto-plásticas para desenvolver uma relação força-deslocamento, o foco do seu estudo foi sobre dissipadores compostos por placas submetidas à torção, contudo as suas formulações foram generalizadas para outros tipos de dissipadores (Constantinou et al., 1998). Logo de seguida, uma adaptação do modelo de Ozdemir foi desenvolvido por Graesser e Cozzarelli, para dissipadores solicitados em varias direcções (Curadelli, 2003). No entanto é necessário alguns cuidados ao aplicar o modelo de Ozdemir, uma vez que este modelo está intimamente ligado às versões iniciais de plasticidade endocrônica proposta por Valanis e apesar de os resultados obtidos serem estáveis, este modelo sofre dos mesmos defeitos teóricos (Constantinou et al., 1998).

Modelos mais complexos foram posteriormente desenvolvidos como o modelo de duas superfícies, baseado nos conceitos de Dafalias e Popov (Curadelli, 2003). Este modelo define duas superfícies de cedência distintas, mas interligadas. A superfície interior corresponde ao endurecimento cinemático definido com base no modelo de Prager e a superfície exterior corresponde ao endurecimento isotrópico linear do metal. As regras de fluxo e modelos de endurecimento são estabelecidas de forma a garantir que a força de amortecimento do dissipador permaneça dentro das duas superfícies (Constantinou et al., 1998).

O problema deste tipo de modelos é que apesar de fornecerem valores apropriados necessitam que sejam efectuados testes experimentais de forma a calibrar os modelos ou então usar dados experimentais obtidos de outros modelos e adaptá-los.

Na segunda abordagem o modelo força-deslocamento é construído a partir de uma relação constitutiva apropriada para o metal, aplicando os princípios da mecânica. Esta abordagem tem a vantagem de reduzir a quantidade de dados experimentais necessários para perceber o comportamento do dissipador e de dar ideia mais profunda do comportamento de cada elemento do dissipador, quando se faz testes com base em elementos finitos.

Um dos primeiros modelos constitutivos propostos e utilizados, foi o modelo de Ramberg-Osgood (Curadelli, 2003). Este modelo separa as parcelas elástica da plástica e a deformação de um dado metal é dada por:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \alpha \cdot \frac{\sigma_y}{E} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right)^n \quad (13)$$

Onde: E é o módulo de elasticidade, α e n são parâmetros associados às propriedades do material. Se invertermos o modelo, então a tensão é dada por:

$$\sigma = \frac{E \cdot \varepsilon}{(1 + |E \cdot \varepsilon / \sigma_y|^n)^{(n+1)/n}} \quad (14)$$

Este modelo permite uma transição suave entre a parcela elástica e plástica, como se pode ver pela Figura 3.14, contudo não permite modelar o endurecimento do material, uma vez que a tangente da curva tende para zero.

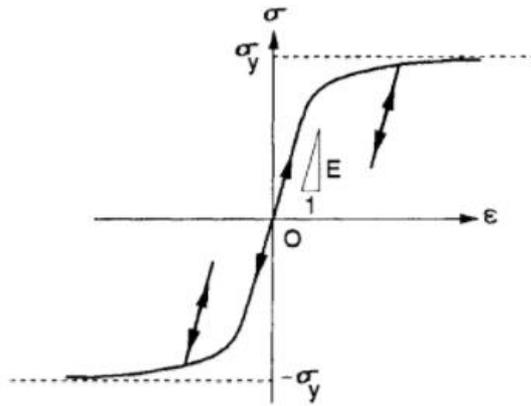


Figura 3.14: Modelo de Ramberg-Osgood invertido. Adaptado de (Chan & Chui, 2001)

Em alternativa ao modelo proposto por Ramberg e Osgood, Prager propôs outro modelo, onde a curva da equação tem a tangente de E para deformação zero e a tensão de cedência é atingida de forma assintótica (Curadelli, 2003), ao contrário do modelo de Ramberg-Osgood. A equação proposta é dada pela equação seguinte:

$$\sigma = \sigma_y \cdot \tanh(E \cdot \varepsilon / \sigma_y) \quad (15)$$

O primeiro modelo a ter em conta o endurecimento do material foi o modelo bi-linear (ver Figura 3.15), dado por:

$$\sigma = \begin{cases} E \cdot \varepsilon_y & , \text{para } \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ E \cdot \varepsilon_y + E_{s1}(\varepsilon - \varepsilon_y) & , \text{para } \varepsilon > \varepsilon_y \end{cases} \quad (16)$$

onde: E_{s1} é o módulo de plasticidade e ϵ_y é a deformação de escoamento

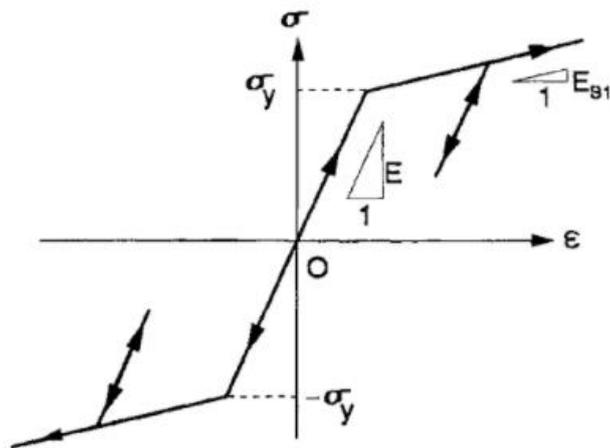


Figura 3.15: Modelo Bi-linear. Adaptado de (Chan & Chui, 2001)

De forma a melhorar o modelo bi-linear, a curva de transição do estado elástico ao plástico pode ser dividida em várias partes lineares. Com o aumento do número de parcelas a complexidade do modelo aumenta, uma vez que para cada parcela é necessário definir um novo módulo de plasticidade. No caso de se adicionar apenas uma parcela, ou seja, o modelo ser tri-linear (ver Figura 3.16) as equações do modelo são:

$$\sigma = \begin{cases} E \cdot \epsilon_y & , \text{para } \epsilon \leq \epsilon_y \\ E \cdot \epsilon_y + E_{s1}(\epsilon - \epsilon_y) & , \text{para } \epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{y1} \\ E \cdot \epsilon_y + E_{s1}(\epsilon_{y1} - \epsilon_y) + E_{s2}(\epsilon - \epsilon_{y1}) & , \text{para } \epsilon > \epsilon_{y1} \end{cases} \quad (17)$$

Onde: E_{s1} e E_{s2} são os módulos de plasticidade da parcela 1 e 2, respectivamente, e ϵ_y e ϵ_{y1} são as deformações que definem o início de uma nova recta.

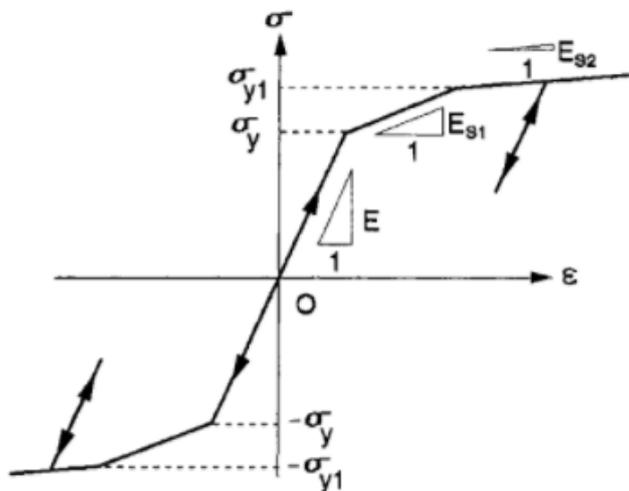


Figura 3.16: Modelo tri-linear. Adaptado de (Chan & Chui, 2001)

Estes modelos apesar de aproximarem com sucesso o efeito do endurecimento isotrópico do material, não representam o efeito do endurecimento cinemático no comportamento do material, o que é obrigatório no estudo do comportamento do aço, quando este é sujeito a um carregamento cíclico.

Um dos modelos mais usado hoje em dia para modelar metais sobre o efeito de cargas cíclicas é o modelo combinado de endurecimento de Chaboche (Broggiato, Campana, & Cortese, 2008). Este modelo é baseado na função de cedência de Von Mises (equação 4) e na lei associativa do escoamento plástico.

A teoria do escoamento plástico relaciona os incrementos infinitesimais de tensão com os incrementos infinitesimais de deformação (Natal & Dinis, 2005). De acordo com esta teoria, o incremento infinitesimal de deformação é igual à soma dos incrementos elástico e plástico e o incremento de deformação plástico deriva da função de potencial plástico $Q(\sigma_{ij})$, função escalar do tensor das tensões (Natal & Dinis, 2005):

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^{pl} \quad (18)$$

$$d\varepsilon_{ij}^{pl} = d\lambda \frac{dQ(\sigma_{ij})}{d\sigma} \quad (19)$$

Onde $d\lambda$ é uma constante de proporcionalidade positiva não nula, denominada multiplicador plástico e que assegura que a a um incremento de extensão negativo não esteja associado uma tensão positiva (Souto, 2011). Se considerarmos a lei associativa na teoria do escoamento plástico, então a função do potencial plástico coincide com a função de cedência, $Q \equiv F$. Nos metais verifica-se que a utilização da lei de escoamento associada origina resultados concordantes com observações experimentais (Souto, 2011). Na Figura 3.17 representa-se geometricamente a lei associativa e não associativa.

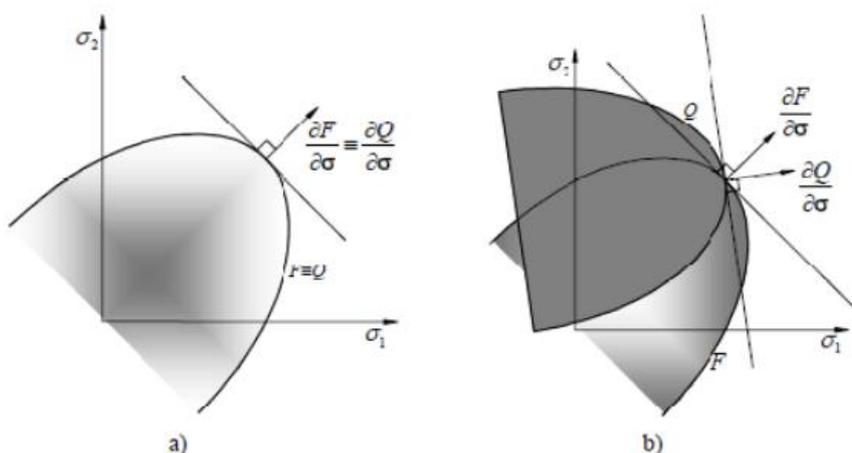


Figura 3.17: (a) Teoria do escoamento plástico associativa (b) Teoria do escoamento plástico não associativa. Adaptado de (Natal & Dinis, 2005)

O modelo de endurecimento isotrópico baseado na lei de Voce é dado pela seguinte expressão:

$$\sigma_Y = \sigma_0 + Q_\infty \cdot (1 - e^{-b_{iso} \cdot \varepsilon_i^p}) \quad (23)$$

onde σ_0 é a tensão de cedência, Q_∞ é o aumento máximo da superfície de cedência e b_{iso} é a taxa de crescimento da superfície de cedência à medida que a deformação plástica aumenta (Nip et al., 2010). O tamanho da superfície de cedência e deformação plástica correspondente, em cada ciclo, podem ser obtidos pelas expressões seguintes:

$$\sigma_i^0 = \frac{\sigma_i^t - \sigma_i^c}{2} \quad (24)$$

$$\varepsilon_i^p = 1/2 \cdot (4i - 3) \Delta \varepsilon_p \quad (25)$$

$$\Delta \varepsilon_p = \Delta \varepsilon - 2\sigma_i^t / E \quad (26)$$

Onde σ_i^t e σ_i^c são respectivamente, a tensão máxima de tração e compressão, como mostra a Figura 3.19.

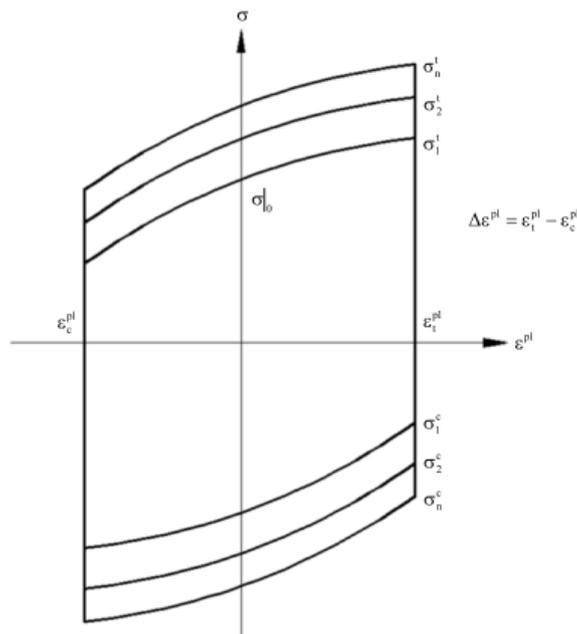


Figura 3.19: Calibração do endurecimento isotrópico. Adaptado de (Nip et al., 2010)

3.3. Aparelhos de Dissipação Metálicos

Como já foi referido no início do capítulo 3, o estudo dos dissipadores metálicos começou com J. Kelly e R. Skinner (Constantinou et al., 1998). Estes além de terem sido os primeiros a perceber que a ductilidade dos metais podia ser utilizada de forma a dissipar a energia proveniente dos sismos, desenvolveram vários dispositivos para aplicação prática. Entre os dispositivos desenvolvidos incluíam-se, placas submetidas à torção (*torsion beam device*), consolas submetidas à flexão (*steel cantilever*), vigas à flexão (*flexural beam damper*), barras de aço dobradas (*round bars*) e placas moldadas em U (*thin U-shaped strips*). (Skinner et al., 1977).

A placa submetida à torção, foi o primeiro dispositivo desenvolvido e aplicado num projecto (Skinner, Tyler, & Heine, 1980). Este aparelho foi instalado na ponte Rangitikei e consiste em 4 placas sujeitas a meio vão a esforços de torção e flexão, quando a ponte sofre deslocamentos longitudinais devido a um sismo (ver Figura 3.20). Este tipo de dispositivo é capaz de produzir uma força relativamente grande, contudo, hoje em dia, a viga à flexão seria uma solução mais adequada, uma vez que o seu processo de fabricação é mais simples e produz para o mesmo volume de aço uma força de amortecimento superior (Skinner, Tyler, Heine, & Robinson, 1980).

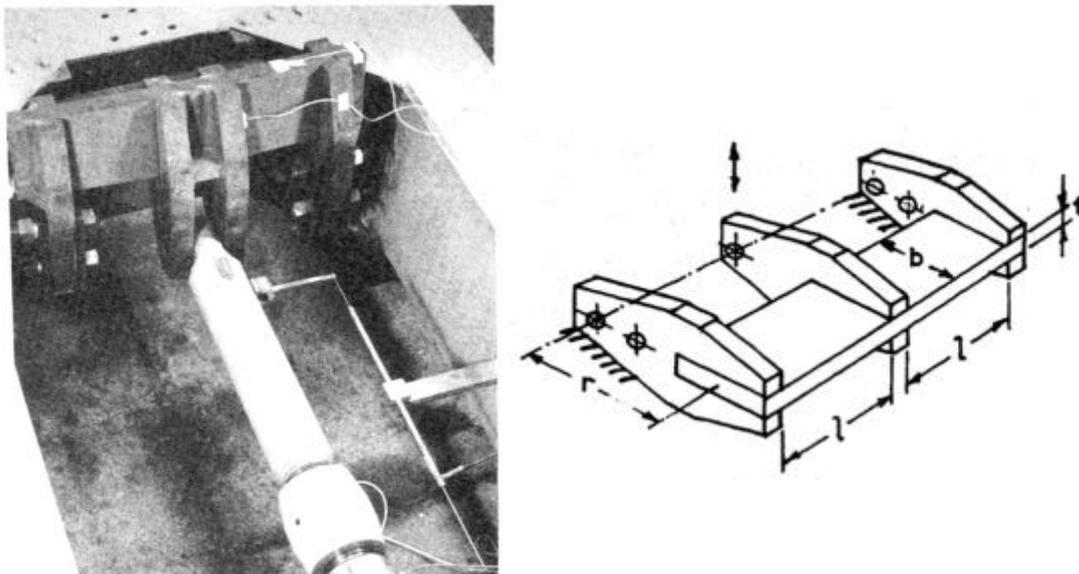


Figura 3.20: Placa submetida à torção. Adaptado de (Skinner et al., 1977) e (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980).

As consolas submetidas à flexão, podem ter uma secção rectangular se tiverem flexão apenas numa direcção ou secção circular se trabalharem em qualquer direcção, em ambos os casos, a altura ou o diâmetro, ao longo da consola, varia de forma a que plastificação ocorra no maior número de secções transversais e desta forma a dissipação de energia seja máxima para a quantidade de aço utilizado.

As consolas com secção circular (ver Figura 3.21) foram desenvolvidas para amortecer, no plano horizontal, edifícios sujeitos a acções sísmicas e normalmente, por questões construtivas, utilizam-se barras com perfis circulares disponíveis comercialmente (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980). As consolas com secção rectangular foram inicialmente sugeridas como alternativa à placa submetida à torção, contudo na prática, verificou-se que existiam problemas na zona do encastramento, devido à soldadura. Posteriormente esse problema foi ultrapassado através de uma soldadura especial e é uma das melhores soluções para dissipar energia, quando existe espaço para a sua implementação, além de ser extremamente versátil, uma vez que a força de amortecimento que este dispositivo exerce depende essencialmente do número de perfis de secção rectangular que se utilizam em paralelo (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980).

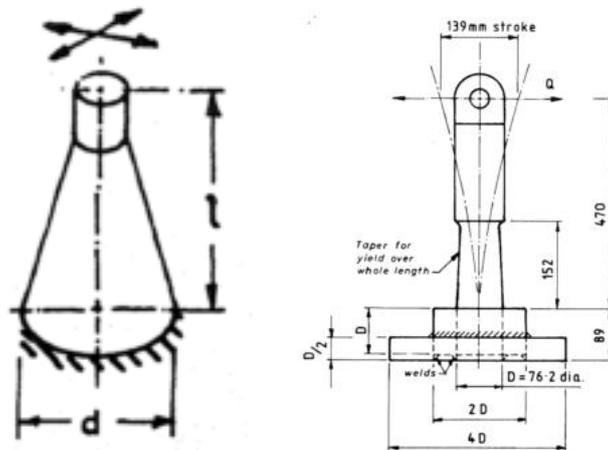


Figura 3.21: Consola submetida à flexão com secção circular. Adaptado de (Skinner et al., 1977) e (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980)

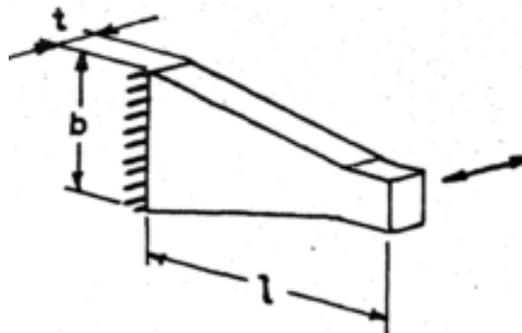
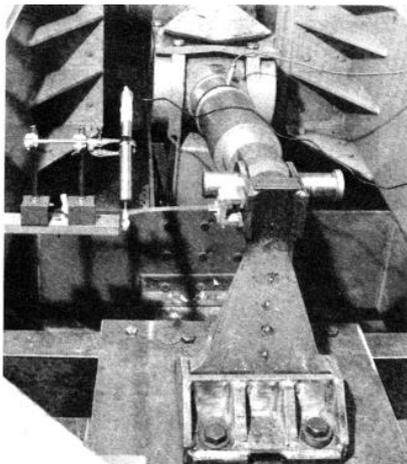


Figura 3.22: Consola submetida à flexão com secção rectangular. Adaptado de (Skinner et al., 1977) e (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980)

As vigas à flexão têm uma configuração um pouco mais complexa, como se pode notar na Figura 3.23. Quando é induzido um deslocamento nos braços que servem de apoios, a viga é flectida, pela rotação provocada nas suas extremidades, o que se pretendia com esta configuração era produzir um ciclo de histerese quase rectangular (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980). Este tipo de dispositivo foi instalado com sucesso na ponte de Cromwell (Skinner, Tyler, & Heine, 1980).

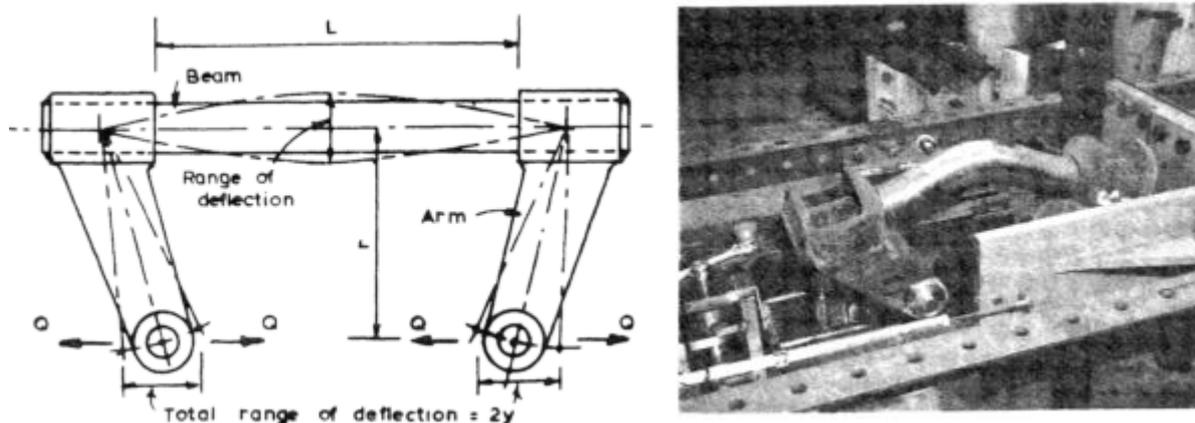


Figura 3.23: Viga à flexão. Adaptado de (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980)

O facto de as barras de aço utilizadas em estruturas de betão armado, terem provado ser capazes de resistir à acção sísmica, sugeriu a J. Kelly e R. Skinner que estas podiam ser utilizadas como aparelhos de dissipação desde que fossem dobradas (ver Figura 3.24), de modo a permitir extensões sem que ocorra ruptura frágil das barras, durante os deslocamentos no plano horizontal. Estas barras para pequenos deslocamentos comportam-se como uma dupla consola, com tensão máxima junto aos apoios, ao passo que para os deslocamentos característicos da acção sísmica, as barras ficam sujeitas a uma combinação de esforços de flexão e torção (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980).

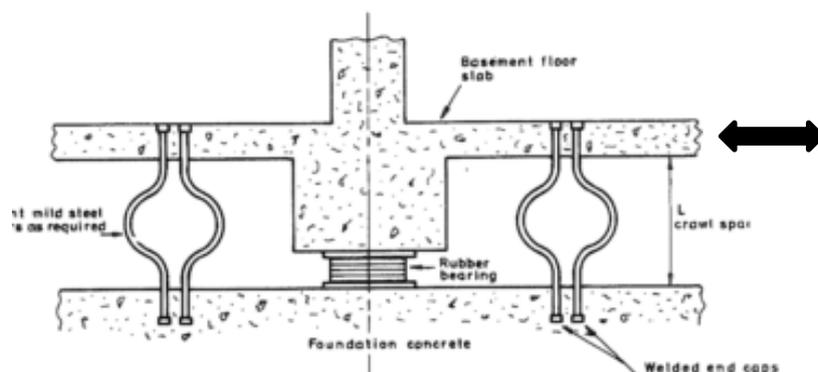


Figura 3.24: Barras de aço dobradas. Adaptado de (Skinner, Tyler, Heine, et al., 1980)

O mecanismo nas placas moldadas em U é muito simples. Na sua configuração inicial a placa encontra-se dobrada, de forma a que as duas faces tenham o mesmo tamanho, tal como mostra a figura, quando uma das faces sofre um deslocamento, a outra face é obrigada a dobrar para acomodar o deslocamento, produzindo trabalho na secção da placa que está a ser dobrada. Para que a placa se deforme apenas por flexão de uma face e a forma da zona dobrada se mantenha, inclui-se um rolamento que acompanha a alteração da face recta para a zona curva (J. M. Kelly, Skinner, & Heine, 1972).

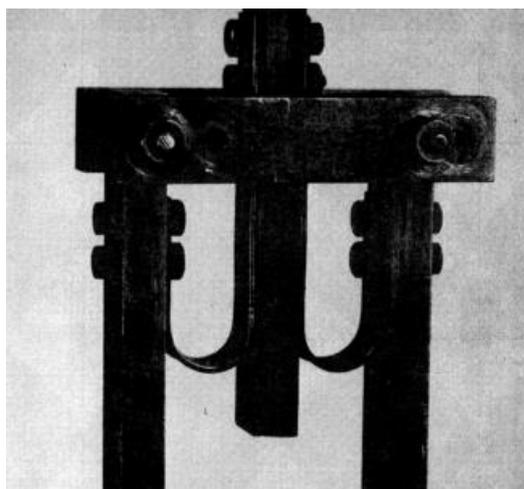
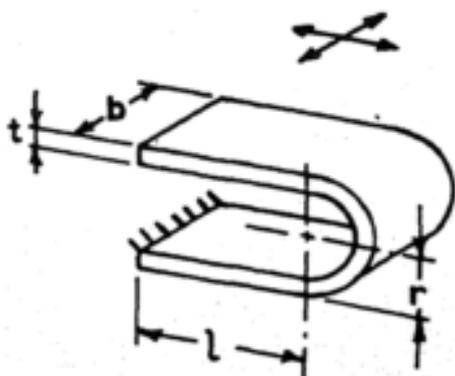


Figura 3.25: Placas moldadas em U. Adaptado de (Skinner et al., 1977) e (J. M. Kelly et al., 1972)

Com base nos estudos efectuados iniciados por J. Kelly e R. Skinner, uma grande variedade de dispositivos, foram estudados ou testados, mas os dispositivos mais conhecidos e utilizados para a prevenção sísmica em edifícios, foram os ADAS (*Added Damping and Stiffness*) (Segovia, 2017). A configuração destes aparelhos é baseada no mesmo princípio que a consola de secção rectangular, no qual se pretende que a plastificação do aço ocorra para todo o comprimento da placa.

As placas de aço destes aparelhos, ao contrário da consola de secção rectangular, tem ambas as extremidades impedidas de rodar, ou seja, quando se aplica um deslocamento numa das extremidades o diagrama de momentos não será o de uma consola, mas o de uma barra bi-encastada (Segovia, 2017). Como o que se pretende é que as placas plastifiquem na totalidade a forma desta deixa de ser triangular para passar a ser em X, como se pode observar pela Figura 3.26. Quando a extremidade, na qual se aplicam os deslocamentos está livre para rodar, o dispositivo é denominado de TADAS (*Triangular Added Damping and Stiffness*) e as placas têm uma forma triangular (Zemp, Urrutia, Rendel, & Cavalla, 2017).

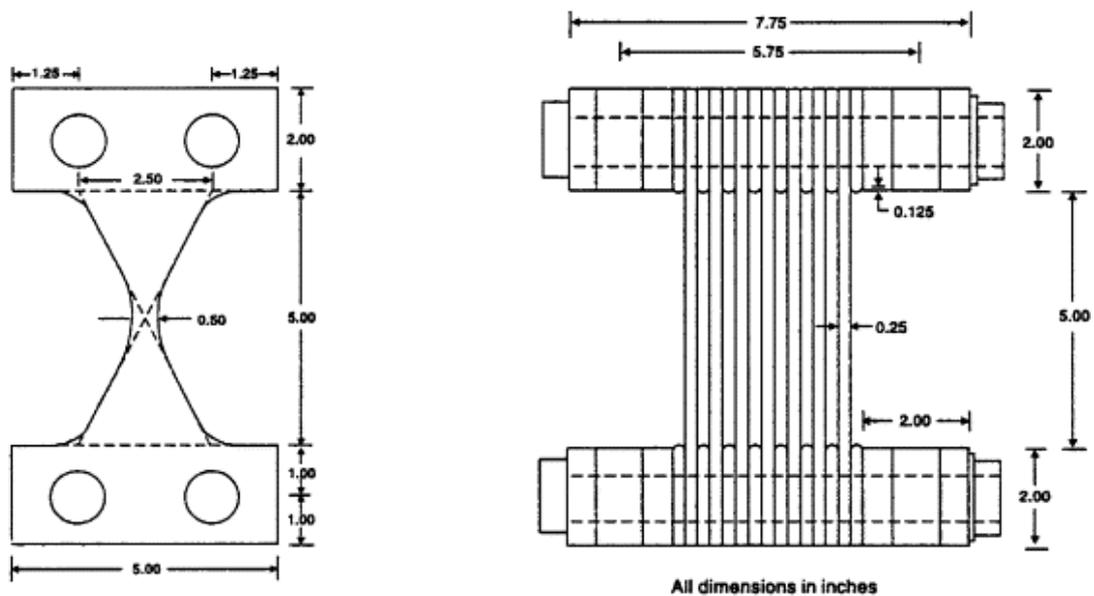


Figura 3.26: Dissipador metálico ADAS. Adaptado de (Akkar & Sucuoğlu, 2014).

Tanto os ADAS como os TADAS, são normalmente instalados entre pisos dos edifícios e necessitam de uma estrutura de suporte Chevron ou em V para amortecer os seus deslocamentos relativos (Segovia, 2017). Na Figura 3.27 é possível observar as estruturas de suporte típicas que se utilizam nestes casos.

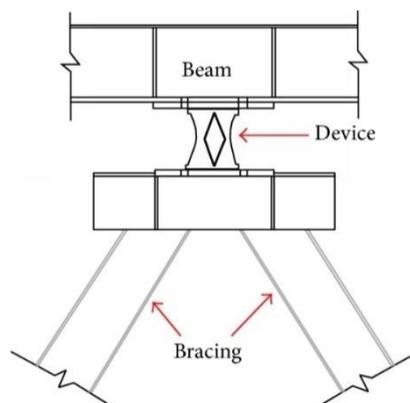


Figura 3.27: Estrutura de suporte típica utilizada para amortecedores ADAS. Adaptado de (Akkar & Sucuoğlu, 2014)

Outro tipo de dissipadores que servem de alternativa aos ADAS são *Shear Panel Dampers (SPD)* ou dissipadores por corte de painéis. Estes dispositivos podem ser instalados de duas maneiras, através de uma estrutura de suporte como os ADAS ou então como uma coluna, como mostra a Figura 3.28.

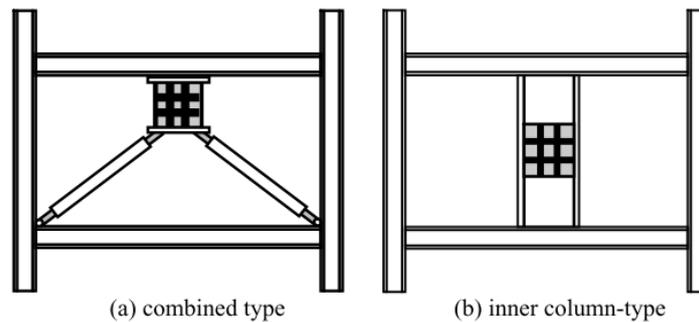


Figura 3.28: Instalação de um dissipador do tipo SPD. Adaptado de (Chen et al., 2013)

Os dissipadores por corte de painéis consistem basicamente, numa viga com perfil em I, composta por uma liga metálica de baixa cedência, dimensionada para que a alma entre em cedência por corte (Rai & Wallace, 1998). As ligas metálicas mais utilizadas são aços com baixa tensão de cedência ou então alumínio. O aço é um material amplamente utilizado na engenharia civil, as suas propriedades são bem conhecidas e tem um bom desempenho para sismos de alta intensidade, contudo como tem uma tensão de cedência elevada, a espessura da alma do perfil necessita de ser pequena, aumentando o risco de encurvadura por corte antes de se atingir a cedência (Rai & Wallace, 1998). O alumínio tem uma tensão de cedência muito inferior (cerca de 35.2 MPa) logo é menos susceptível a sofrer encurvadura por corte antes de entrar em cedência, tem uma óptima ductilidade e capacidade de endurecimento, mas a sua soldadura tem de ser mais cuidada, uma vez que as altas temperaturas alteram as suas propriedades e podem provocar a sua ruptura (Chen, Bian, & Huang, 2013).

Nos SPD o aspecto que necessita uma atenção especial é a encurvadura por corte da alma do perfil, dado que a encurvadura por corte reduz a capacidade para dissipar energia do dispositivo (Volynkin, Clifton, & Dusicka, 2017). Uma forma alternativa de impedir a encurvadura por corte da alma é recorrer a reforços verticais ou horizontais, tal como mostra a Figura 3.29. Além de aumentar a resistência da alma os reforços também aumentam a sua capacidade dúctil. Apenas é preciso ter em atenção que estes não devem ser soldados directamente à alma, mas aos banzos.



Figura 3.29: Reforços nos dissipadores do tipo SPD. Adaptado de (Chen et al., 2013)

Apesar dos SPD serem a alternativa aos ADAS mais promissora e serem os dispositivos por corte que têm tido mais atenção da comunidade científica internacional, outros aparelhos com geometrias mais complexas tem vindo a ser estudados, como é o caso dos dissipadores em favo de mel (ver Figura 3.30). A geometria semelhante a favos de mel tem sido aplicada, com sucesso na indústria automóvel e aeronáutica, em estruturas capazes de absorver energia, e os estudos desenvolvidos recentemente têm como objectivo adaptar esta geometria para a protecção sísmica de estruturas.

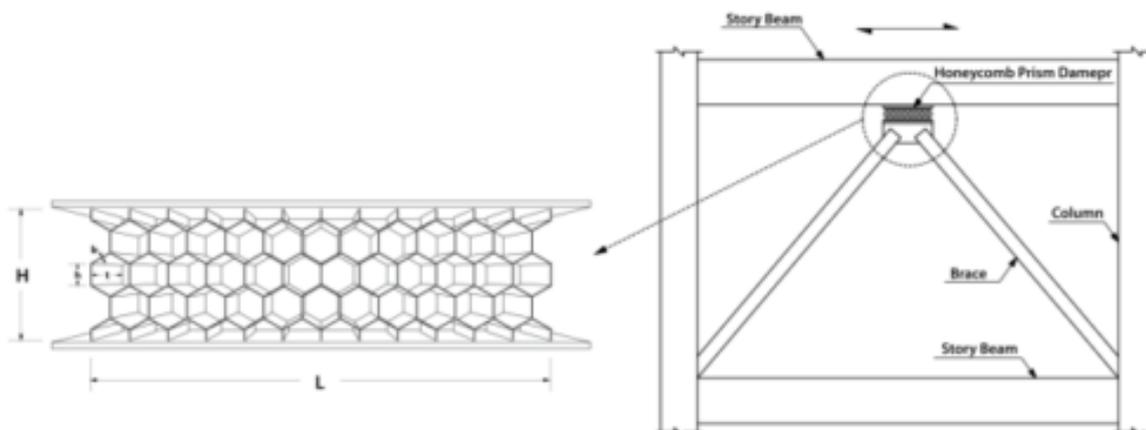


Figura 3.30: Dissipadores do tipo Honeycomb. Adaptados de (Lee et al., 2017)

L e H são as dimensões gerais do amortecedor e b , h e t são as dimensões de cada uma das células. De forma a perceber o comportamento destes dissipadores foi feita uma análise recorrendo a um programa de elementos finitos, para diferentes geometrias das células que os compõem e considerando que o aço tinha um comportamento tri-linear. A Figura 3.31 mostra as curvas força-deslocamento para diferentes geometrias, em função da razão entre b e h que é considerada o parâmetro de dimensionamento mais importante (Lee, Lee, & Kim, 2017).

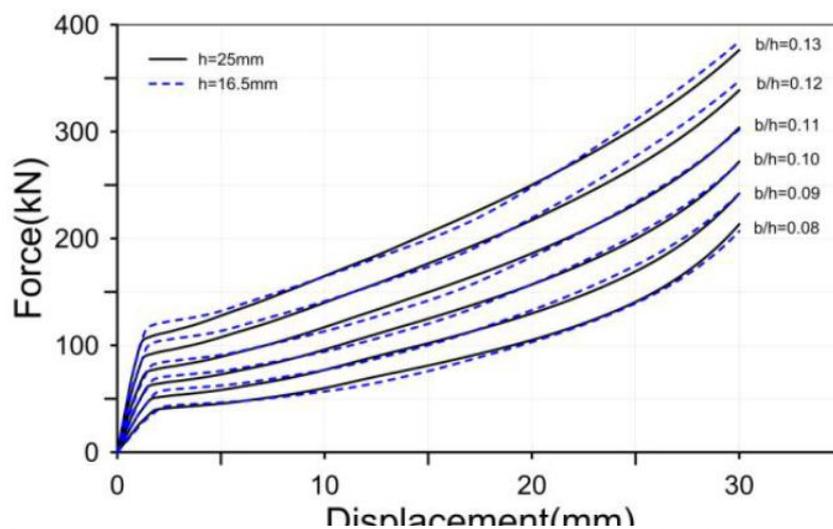


Figura 3.31: Curva força-deslocamento dos dissipadores Honeycomb em função da razão h/b . Adaptado de (Lee et al., 2017)

Da análise da Figura 3.31, podemos concluir que independentemente da relação entre b e h , após este tipo de dissipador atingir a cedência a força de amortecimento continua a aumentar devido ao endurecimento do aço e com o aumento dos deslocamentos a taxa da força de amortecimento também cresce (Lee et al., 2017). Da análise do modelo de elementos finitos também foi possível concluir que as paredes verticais das células são sempre as primeiras a atingir a cedência seguidas das paredes inclinadas (Lee et al., 2017).

Outro dos aparelhos que tem vindo a ser estudado e implementado para proteger edifícios sujeitos a acções sísmicas são os *Buckling restrained braces (BRBs)* ou elementos de travamento com encurvadura restringida. Tal como os *ADAS* estes aparelhos são utilizados para amortecer os deslocamentos entre pisos e a sua instalação é semelhante, como se constatar pela Figura 3.32, uma vez que consiste numa estrutura de contraventamento diagonal ou em V.

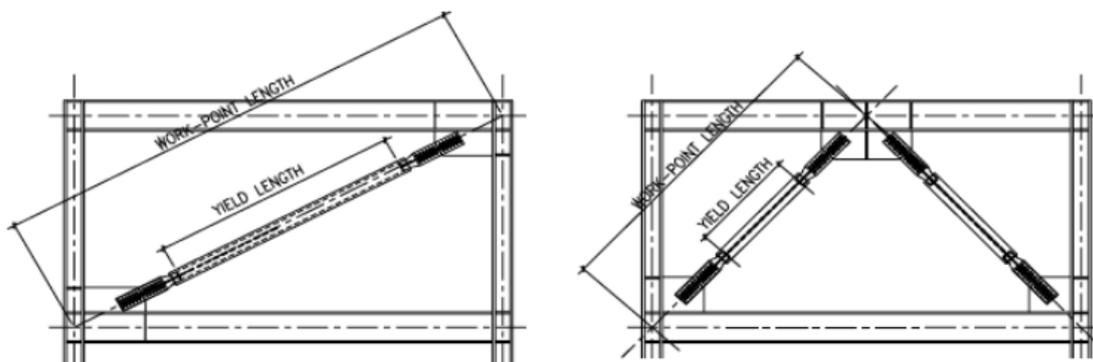


Figura 3.32: Amortecedores BRBs. Adaptado de (Jones et al., 2017)

O princípio de funcionamento dos *BRBs* é muito simples e consiste num perfil de aço ou núcleo restringido lateralmente aos efeitos de encurvadura que entra em regime de plástico num comprimento pré-dimensionado, quando se aplicam esforços normais nas suas extremidades devido à acção sísmica. Como o núcleo de aço está impedido de encurvar os *BRBs* têm capacidades semelhantes de compressão e tracção, aliás é comum a sua capacidade à compressão ser ligeiramente superior uma vez que os elementos que se encontram a impedir a encurvadura do núcleo absorverem parte dos esforços (Jones, Lee, & Macrae, 2017).

Os *BRBs* podem ser separados em dois tipos diferentes, os *BRBs* metálicos e mistos. A principal diferença entre ambos é o material utilizado para contenção do núcleo de aço, no caso dos *BRBs* metálicos o núcleo é contido por um perfil de aço de secção rectangular, ao passo que nos *BRBs* mistos o núcleo é revestido por uma secção tubular de aço que é preenchida com betão ou uma argamassa (Jones et al., 2017). Na Figura 3.33 encontra-se um esquema representativo dos elementos que compõem um *BRBs* misto.

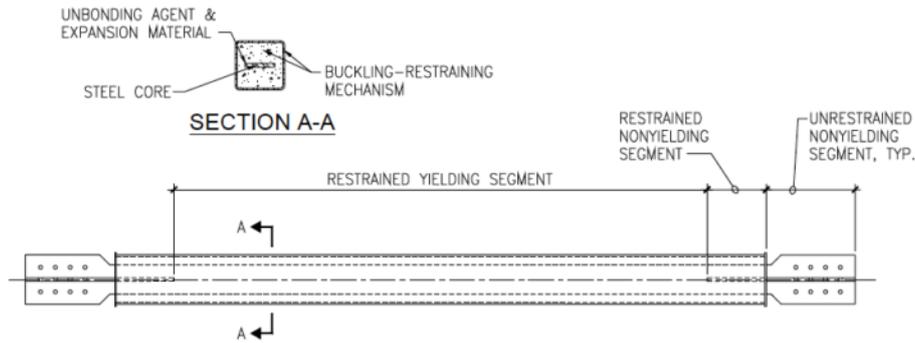


Figura 3.33: Elementos de BRBs misto. Adaptado de (Jones et al., 2017)

Embora simples em teoria, os BRBs mistos são compostos por cinco elementos, três dos quais são segmentos definidos ao longo do comprimento do núcleo de aço, um segmento em regime plástico, um segmento em regime elástico mais impedido lateralmente e outro segmento em regime elástico, mas livre para se deformar (ver Figura 3.33). Os outros dois elementos são o perfil de seção retangular que restringe a encurvadura e o material que o preenche (Jones et al., 2017). A complexidade do ponto de vista construtivo significa qualquer imperfeição geométrica pode alterar a forma como o dissipador se comporta, aliás um estudo efectuado por (Jones et al., 2017) demonstrou que estes aparelhos são sensíveis a quaisquer alterações num dos seus elementos, deixando de agir como é esperado, passando a apresentar encurvadura lateral e em alguns casos até chegar à ruptura.

Nos últimos anos, além dos BRBs, outro tipo de amortecedores metálicos tem vindo a ser estudados e desenvolvidos, os *Steel Slit-Dampers* ou amortecedores de chapa vazada. Estes amortecedores consistem simplesmente numa chapa de aço vazada, como se pode constatar pela Figura 3.34.

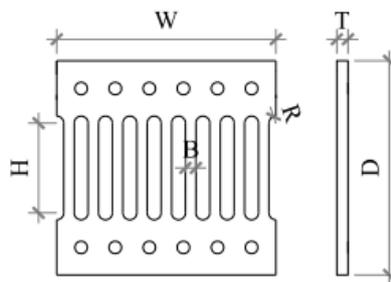


Figura 3.34: Amortecedores de chapa de aço vazada. Adaptado de (Jiao et al., 2017)

Quando estes amortecedores são sujeitos a uma dada acção sísmica cada tira de chapa de aço entre os vazamentos comporta-se como uma barra bi-encastada, formando rotulas plásticas nas suas extremidades, como se pode observar pela Figura 3.35 (Jiao, Saito, & Kohno, 2017). Os vazamentos são arredondados de forma a reduzir a concentração de tensões locais e a sua instalação é simples, uma vez que as chapas só têm de ser aparafusadas à estrutura principal, facilitando desta forma a sua substituição em vários locais da estrutura (Jiao et al., 2017).

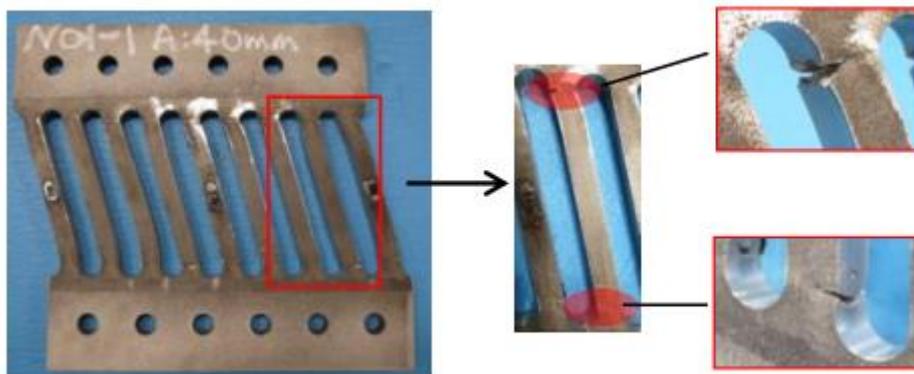


Figura 3.35: Deformada dos amortecedores de chapa vazada. Adaptado de (Jiao et al., 2017)

Este tipo de amortecedor é bastante versátil, uma vez que ao alterar a geometria dos vazamentos, como por exemplo o seu comprimento, número ou distância entre eles, é possível alterar, de uma forma independente, o amortecimento gerado por estes dispositivos, sem que a sua fiabilidade seja arruinada (Oh, Kim, & Ryu, 2009). São sensíveis a pequenas deformações e, portanto, podem ser utilizados para suprimir danos locais, como por exemplo os danos que se tendem concentrar nas ligações coluna-viga. Na Figura 3.36 encontra-se um esquema de instalação possível para este tipo de amortecedores.

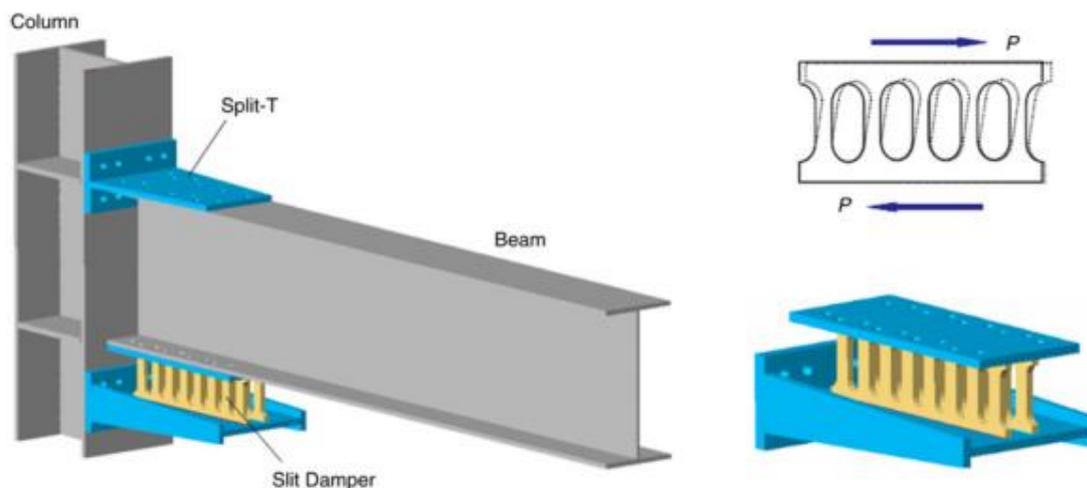


Figura 3.36: Esquema de instalação de amortecedor de chapa vazada. Adaptado de (Oh et al., 2009).

Comparativamente a amortecedores como os ADAS ou os BRBs, este tipo de amortecedores é mais adequado para edifícios altos, uma vez que o mecanismo de transporte de carga do sistema estrutural não é governado pela força de corte, mas pelo momento de flexão (Oh et al., 2009).

4. PROJECTO DE UM DISSIPADOR EM CONSOLA COM SECÇÃO VARIÁVEL

Os dissipadores metálicos podem apresentar inúmeras configurações geométricas, contudo nesta dissertação apenas se irá estudar e otimizar o dissipador em consola com uma secção variável. A escolha deste tipo de configuração para o dissipador metálicos deveu-se ao facto de esta configuração ser, em teoria, a configuração que dissipa mais energia por volume de aço, uma vez que a plastificação ocorre ao longo de todo o comprimento da consola, enquanto que nas outras configurações a plastificação pode ocorrer apenas numa determinada secção.

4.1. Pré-dimensionamento da consola

O pré-dimensionamento da altura da secção transversal da consola foi feito de forma a que o momento aplicado na consola, devido a uma força pontual aplicada na extremidade livre da consola, estivesse compreendido entre o momento de cedência e plastificação das secções, ao longo de todo o seu comprimento.

$$M(x) \in [M_{el.}; M_{pl.}] \quad (27)$$

O momento aplicado foi obtido desprezando o peso próprio da consola e a variação da rigidez da secção.

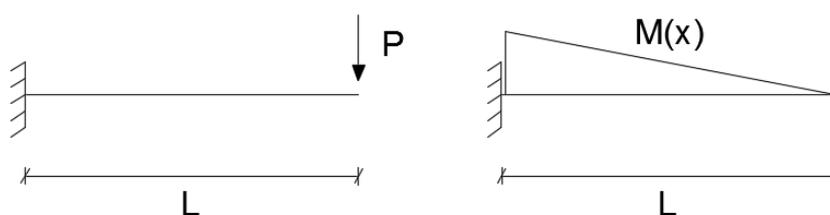


Figura 4.1: Momento aplicado no pré-dimensionamento da viga

$$M(x) = P(L - x) \quad (28)$$

O momento de cedência e momento plástico de uma secção rectangular são dados por:

$$M_{el.} = W_{el.} \cdot f_y = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot f_y \quad (29)$$

$$M_{pl.} = W_{pl.} \cdot f_y = \frac{b \cdot h^2}{4} \cdot f_y \quad (30)$$

Se resolvermos em função da altura, podemos estimar as alturas para a qual as secções entram em regime plástico e plastificam totalmente.

$$h_{el} = \sqrt{6 \cdot \frac{M(x)}{b f_y}} \quad (31)$$

$$h_{pl.} = \sqrt{4 \cdot \frac{M(x)}{b f_y}} \quad (32)$$

A largura da consola foi considerada constante neste estudo com o valor de 0,15 m, o comprimento admitido foi de 2,0 m. Para efeitos de estudo foi considerada uma situação em que a força máxima aplicada ao dissipador seria de 1000 kN. Neste estudo não se pretende dimensionar um amortecedor para uma estrutura específica, mas sim apresentar uma metodologia de dimensionamento, em função da altura das secções transversais da consola, que se adapte a qualquer força no dissipador. O aço utilizado neste estudo foi o aço S355J2H que tem uma tensão de cedência de 443 MPa, este valor foi admitido com base no estudo feito por L. Gardner, para aços laminados a quente (Nip et al., 2010). Na Tabela 4.1 é apresentado um quadro-resumo dos valores admitidos. A escolha deste tipo de aço deveu-se ao facto de ser o único aço para o qual tínhamos os valores de endurecimento, mas no caso dos dissipadores metálicos seria mais adequado escolher um aço com uma tensão de cedência mais baixa.

Tabela 4.1: Constantes de pré-dimensionamento da consola

b [m]	0.15
f_y [kN/m²]	443000
F [kN]	1000
L [m]	2.00

As alturas das secções transversais estimadas com base nestes valores estão representadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2:Pré-dimensionamento da altura das secções transversais

x [m]	M _p (x) [kNm]	h _{el.} [m]	h _{pl.} [m]	h _{med.} [m]
0.00	-2000	0.425	0.347	0.39
0.20	-1800	0.403	0.329	0.37
0.40	-1600	0.380	0.310	0.35
0.60	-1400	0.356	0.290	0.32
0.80	-1200	0.329	0.269	0.30
1.00	-1000	0.300	0.245	0.27
1.20	-800	0.269	0.219	0.24
1.40	-600	0.233	0.190	0.21
1.60	-400	0.190	0.155	0.17
1.80	-200	0.134	0.110	0.12
2.00	0	0.000	0.000	0.00

Tendo em conta a variação que a altura da consola deve ter, foram testadas três configurações diferentes. Apesar da variação de $h_{el.}$ e $h_{pl.}$ não ser linear, admitiu-se que as consolas teriam uma variação linear, dado que do ponto de vista construtivo é mais simples e uma vez que o declive apenas aumenta na extremidade das consolas, nessa zona, não é importante que as secções plastifiquem. Na Tabela 4.3 estão expressas as alturas que se utilizaram para as três consolas.

Tabela 4.3:Altura das três consolas pré-dimensionadas

x [m]	h _{el.} [m]	h _{pl.} [m]	h _{consola1} [m]	h _{consola2} [m]	h _{consola3} [m]
0.00	0.425	0.347	0.400	0.450	0.350
0.20	0.403	0.329	0.372	0.417	0.328
0.40	0.380	0.310	0.344	0.383	0.306
0.60	0.356	0.290	0.317	0.350	0.283
0.80	0.329	0.269	0.289	0.317	0.261
1.00	0.300	0.245	0.261	0.283	0.239
1.20	0.269	0.219	0.233	0.250	0.217
1.40	0.233	0.190	0.206	0.217	0.194
1.60	0.190	0.155	0.178	0.183	0.172
1.80	0.134	0.110	0.150	0.150	0.150
2.00	0.000	0.000	0.150	0.150	0.150

Nos Gráficos 4.1, 4.2 e 4.3 estão representadas a variação das alturas ao longo da barra, das consolas 1,2 e 3 respectivamente.

Gráfico 4.1: Altura da Consola 1

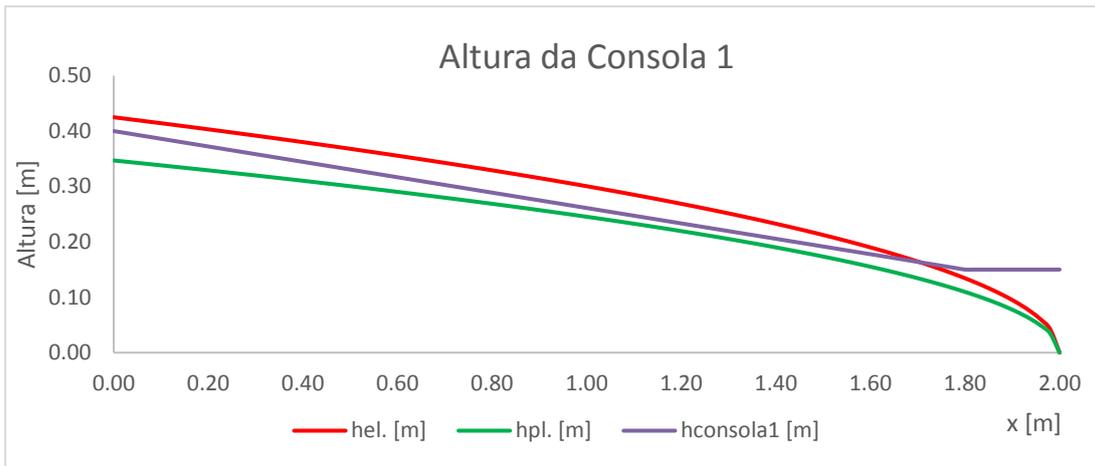


Gráfico 4.2: Altura da Consola 2

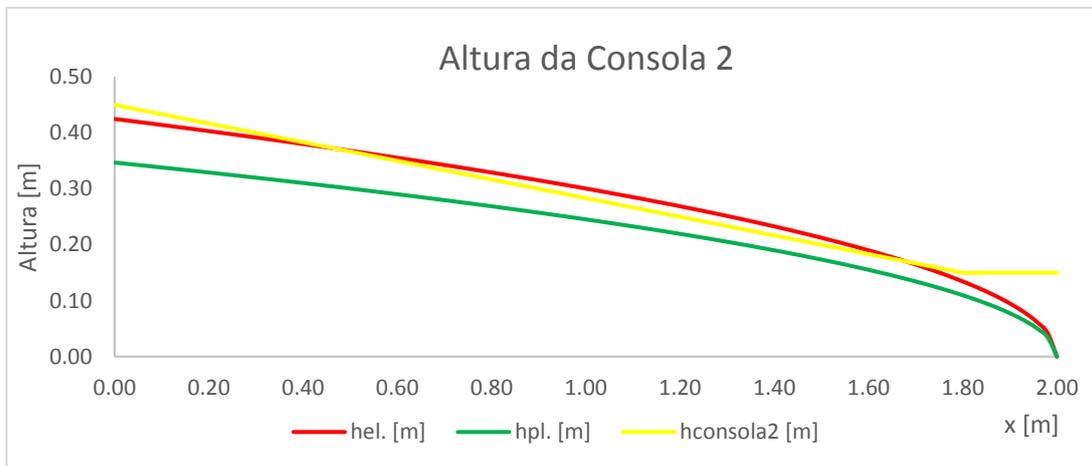
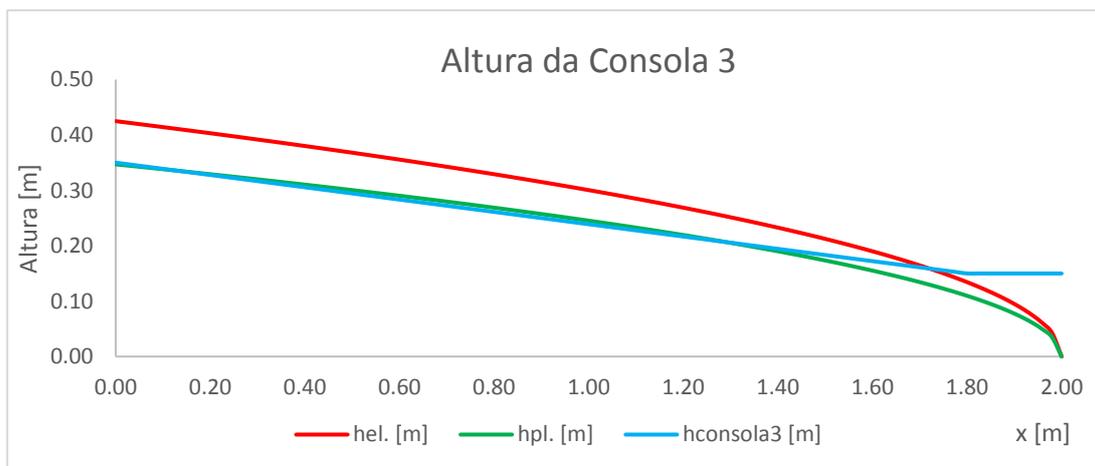


Gráfico 4.3: Altura da Consola 3



4.2. Modelação da consola

Determinada a geometria que as consolas devem ter, procedeu-se à sua modelação através do método dos elementos finitos, recorrendo ao programa comercial Abaqus 6.12 (Dassault Systèmes Simulia, 2012). Na modelação das consolas, estas foram consideradas como um elemento sólido 3D homogéneo com uma malha de elementos hexaédricos com cerca de 0.02 m de comprimento na direcção transversal, 0.1 m de comprimento na direcção longitudinal e largura idêntica à largura da consola. Na Figura 4.2 é possível observar o modelo e malha utilizada para a consola 3.

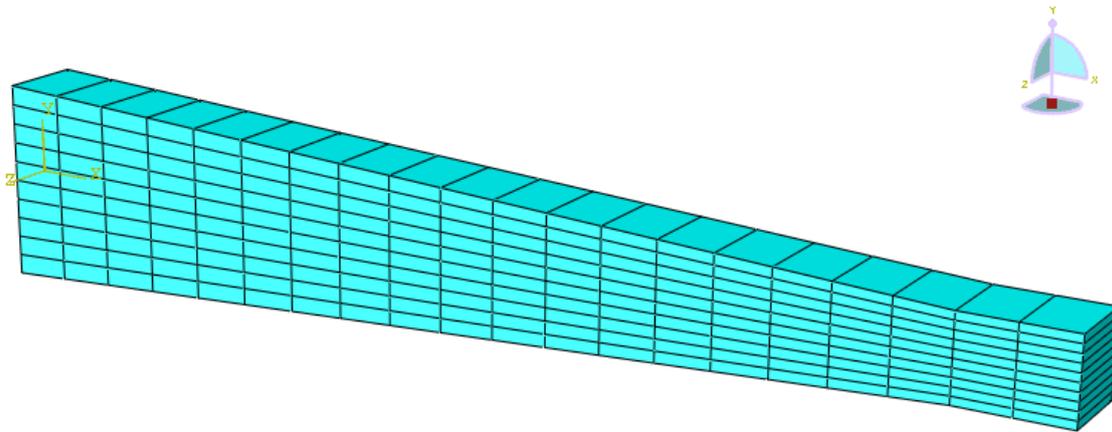


Figura 4.2: Modelo de Elementos finitos da consola 3

Concluída a modelação das três consolas, estudou-se o comportamento das consolas quando sujeitas a um deslocamento vertical (segundo y), monotónico na extremidade livre, suficientemente grande para que uma das secções transversais das consolas plastificasse.

4.2.1. Comportamento Monotónico

Nesta fase experimental, as consolas foram modeladas com um comportamento elástico-perfeitamente plástico. De acordo com os testes efectuados por L. Gardner, para os aços laminados a quente a tensão de cedência é 443 MPa e o módulo de elasticidade é 212,31 GPa (Nip et al., 2010).

Na Figura 4.3 estão representadas as tensões de Von Mises para a consola 1, quando o deslocamento aplicado na extremidade livre da consola é 0.0015 m. Para este deslocamento a consola ainda apresenta um comportamento elástico e as tensões vão ser máximas nas fibras superior e inferior, na zona da consola compreendida entre 0.45 e 1.50 m a partir do encastramento.

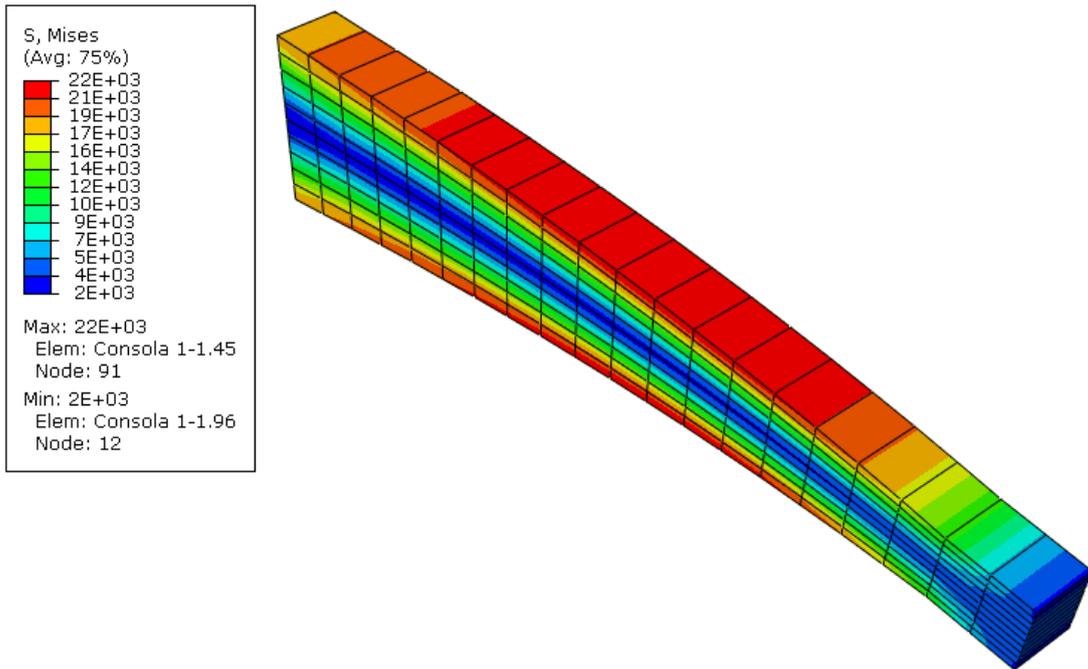


Figura 4.3: Tensões de Von Mises (kN/m^2) na consola 1 para um deslocamento de 0.0015 m

Quando o deslocamento atinge o valor de 0.03 m a parcela da consola onde se verificou que as tensões eram superiores, atinge a cedência, tal como se pode observar na Figura 4.4

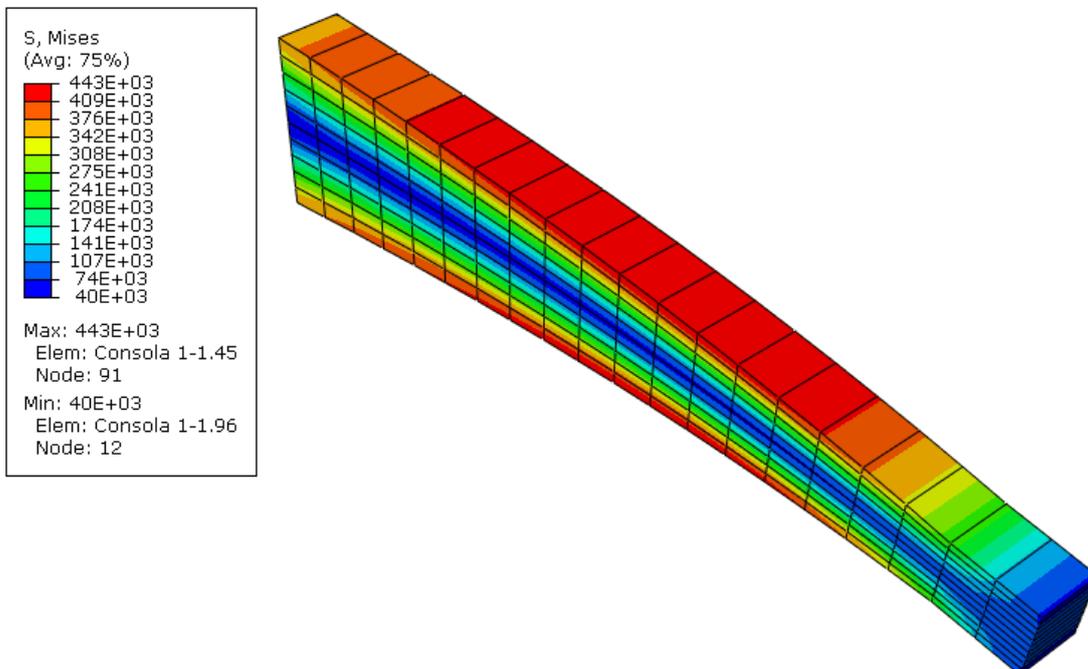


Figura 4.4: Tensões de Von Mises (kN/m^2) na consola 1 para um deslocamento de 0.03 m.

Com o aumento do deslocamento da extremidade livre da consola, o número de elemento plastificados aumenta, até que para um deslocamento de 0.1065 m , a secção transversal a cerca de 1.10 m do encastramento, fica totalmente plastificada, tal como mostra a Figura 4.5.

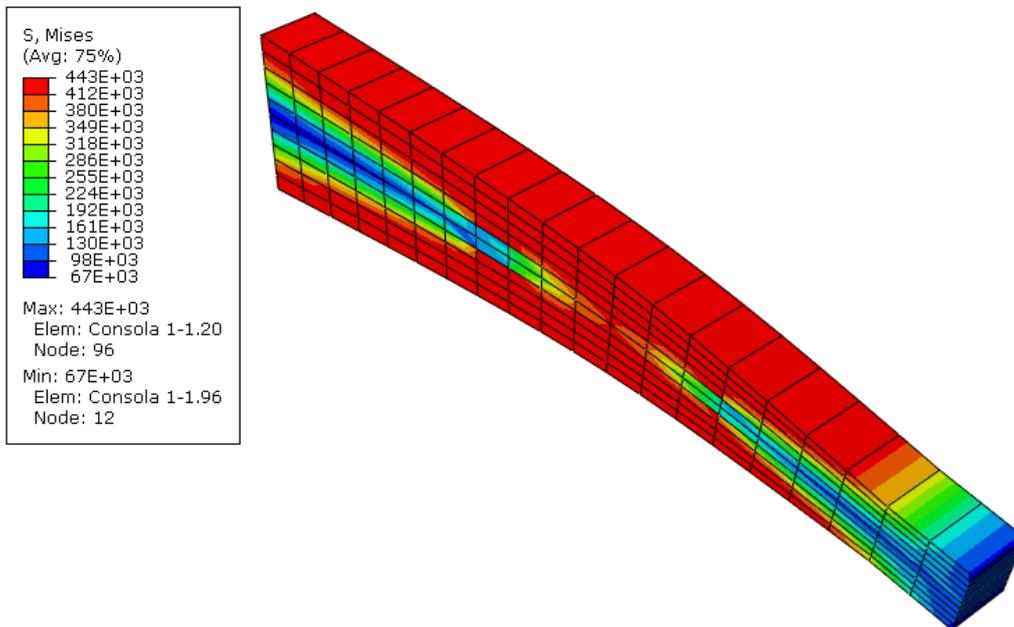


Figura 4.5: Tensões de Von Mises (kN/m^2) na consola 1 para um deslocamento de 0.1065 m

No caso da consola 2, como se pode observar pela Figura 4.6, para o deslocamento de 0.0015 m , as tensões máximas concentram-se mais longe do encastramento que na consola 1. Os elementos mais esforçados vão ser os elementos compreendidos entre 0.75 e 1.60 m da consola.

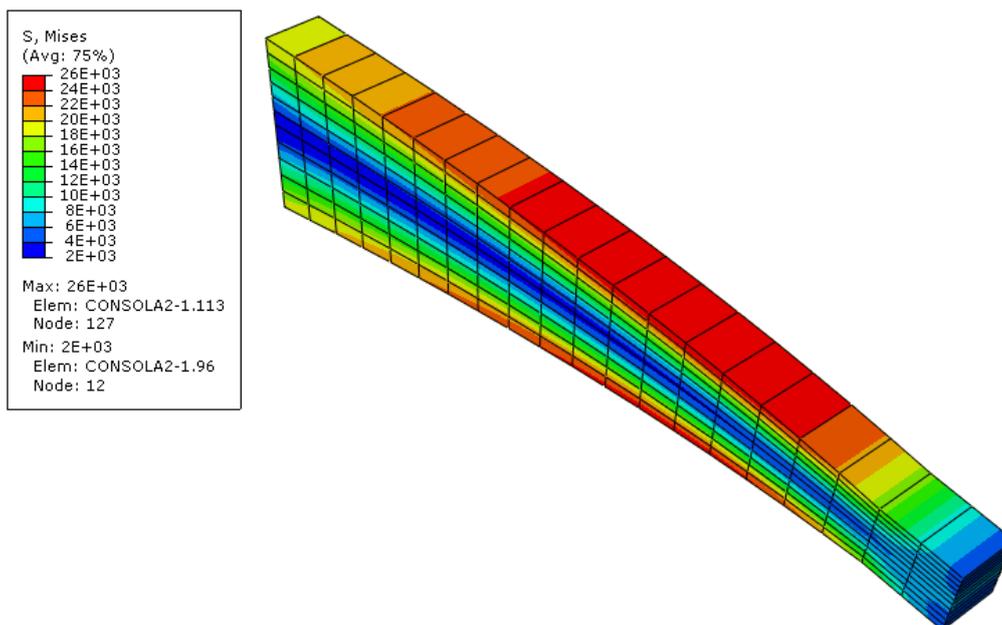


Figura 4.6: Tensões de Von Mises (kN/m^2) na consola 2 para um deslocamento de 0.0015 m .

Como as tensões se concentram mais afastadas do encastramento a tensão de cedência é atingida para um deslocamento de 0.027 m , deslocamento este que é inferior ao da consola 1 e por consequência, a plastificação total da primeira secção é atingida também para um deslocamento inferior. Tal como se pode verificar pela Figura 4.7, para um deslocamento de 0.084 m , a secção transversal a cerca de 1.30 m do encastramento encontra-se totalmente plastificada.

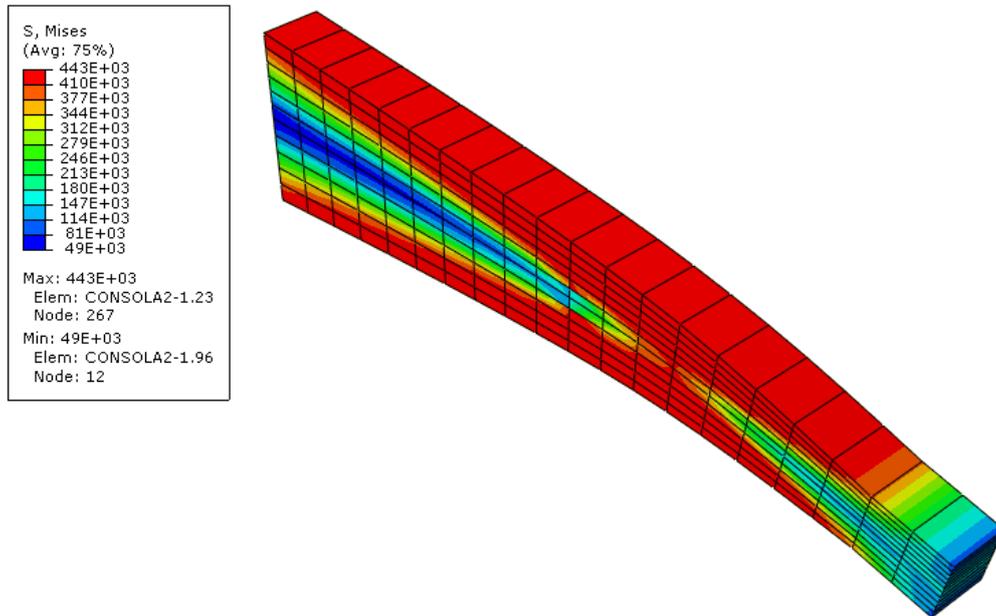


Figura 4.7: Tensões de Von Mises (kN/m^2) na consola 2 para um deslocamento de 0.084 m .

Já a consola 3 para um deslocamento de 0.0015 m , tal como se pode perceber pela Figura 4.8, apresenta maiores tensões desde a zona do encastramento até aproximadamente 1.30 m da consola. Além disso é possível constatar que estas tensões estão mais distribuídas pelo comprimento da consola, comparativamente às outras consolas. Como as tensões estão mais distribuídas, a tensão de cedência, ao contrário das consolas anteriores, só é atingida para um deslocamento de 0.0345 m e a plastificação da primeira secção transversal ocorre apenas quando o deslocamento na extremidade livre na consola é de 0.147 m . Na Figura 4.9 é possível verificar que a rótula plástica se forma a cerca de 0.85 m do encastramento.

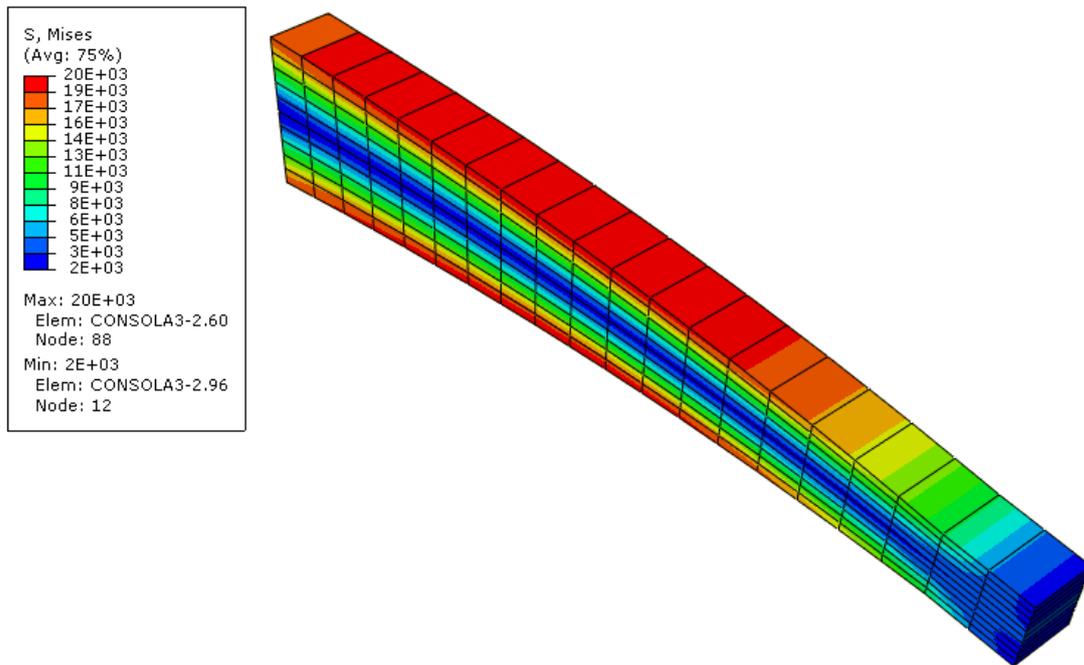


Figura 4.8: Tensões de Von Mises (kN/m^2) na consola 3 para um deslocamento de 0.0015 m.

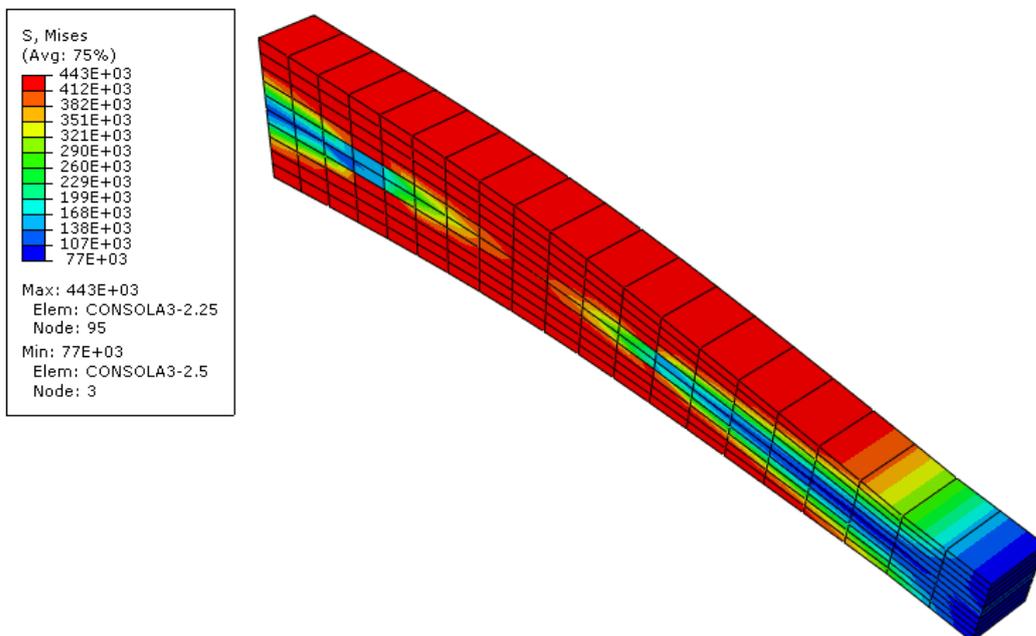
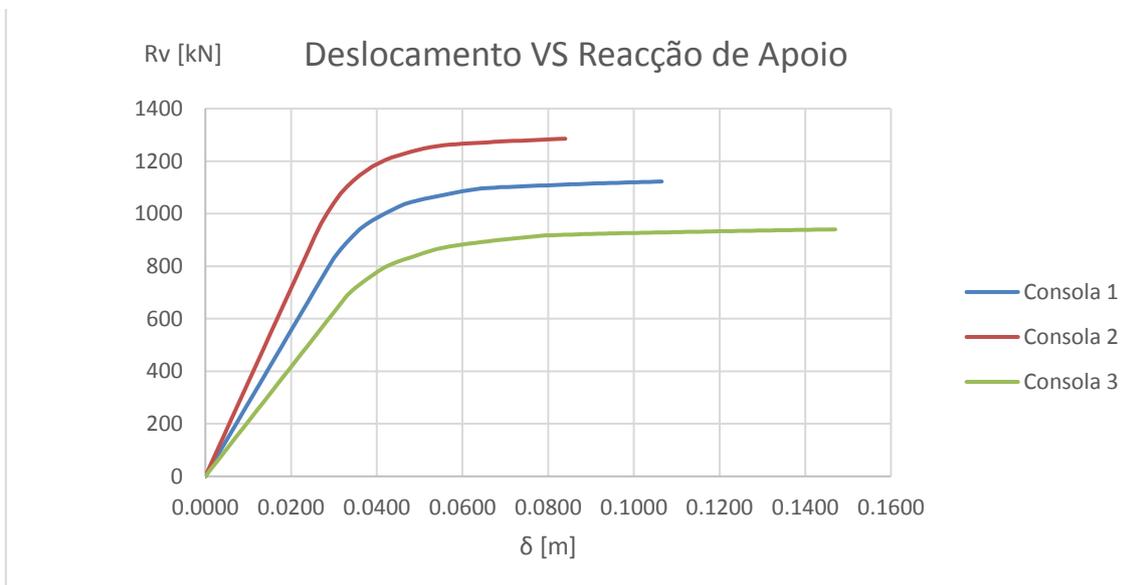


Figura 4.9: Tensões de Von Mises (kN/m^2) na consola 3 para um deslocamento de 0.147 m.

No Gráfico 4.4 é possível verificar a reacção do apoio para cada uma das consolas em função do deslocamento vertical aplicado na extremidade livre em cada uma das consolas até ser atingida a primeira rótula plástica.

Gráfico 4.4: Reacções no encastramento em função do deslocamento monotónico aplicado na extremidade livre das consolas



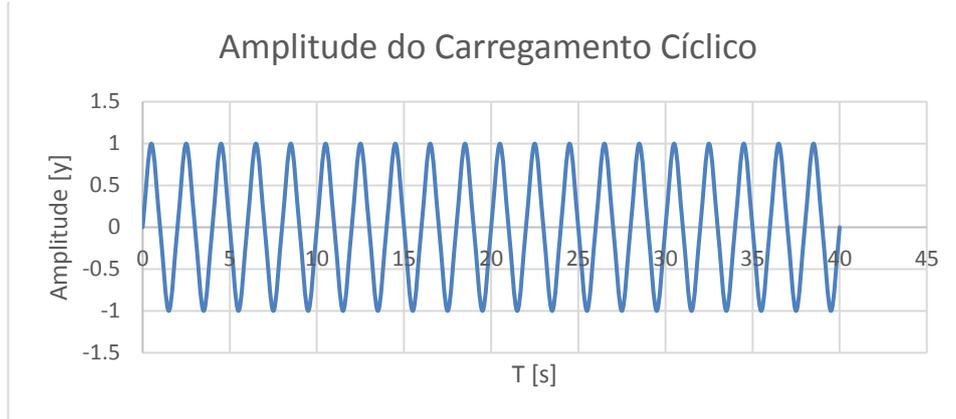
Da análise do Gráfico 4.4 podemos constatar que quanto maior é a altura da secção transversal da consola, maior irá ser a reacção no apoio, contudo, as tensões máximas vão-se concentrar mais próximas da extremidade livre e como consequência a formação da primeira rótula plástica irá ocorrer mais cedo. Como o que se pretende é obter a consola que dissipa mais energia em princípio a consola 3 seria a mais indicada, uma vez que é a consola que é capaz de se deformar mais em regime plástico, mas é muito cedo para retirar essas conclusões sem perceber o comportamento das consolas quando estas estão sujeitas a um carregamento cíclico.

4.2.2. Comportamento Cíclico

Concluída a análise monotónica das consolas, o passo seguinte passa por aplicar um deslocamento cíclico nas consolas. O objectivo é perceber as diferenças entre o comportamento monotónico e cíclico e as diferenças no seu comportamento, se considerarmos o aço como elasto-perfeitamente plástico ou com endurecimento.

O valor do deslocamento aplicado em cada uma das consolas será um valor próximo do deslocamento que provoca a primeira rótula plástica, determinado no subcapítulo anterior e com a sequência de ciclos apresentada no Gráfico 4.5.

Gráfico 4.5: Amplitude do Carregamento Cíclico



Ao aplicarmos um deslocamento cíclico na consola 1, podemos observar pelas figuras seguintes, que durante um ciclo irão existir duas situações em que a consola irá plastificar, quando o deslocamento é máximo ou mínimo (Figura 4.10 e Figura 4.11, respectivamente) como seria de esperar. Para o deslocamento máximo e mínimo os esforços na consola são semelhantes aos esforços presentes quando a consola está sujeita a um carregamento monotónico.

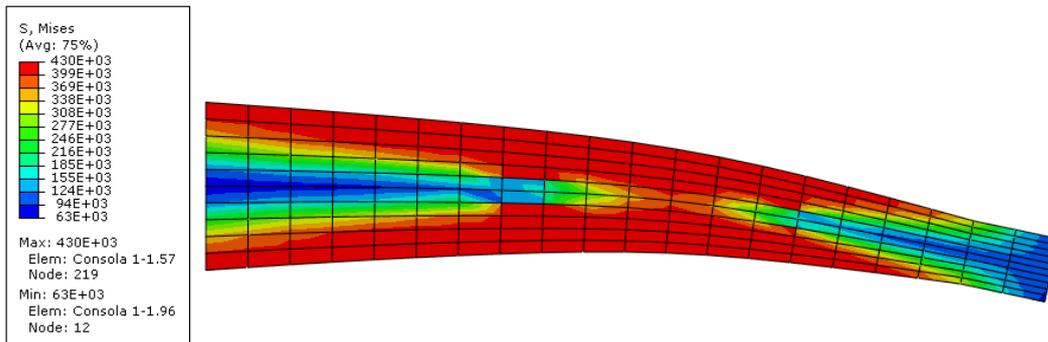


Figura 4.10: Tensões de Von Mises (kN/m^2) na consola para um ensaio cíclico, quando o deslocamento é mínimo.

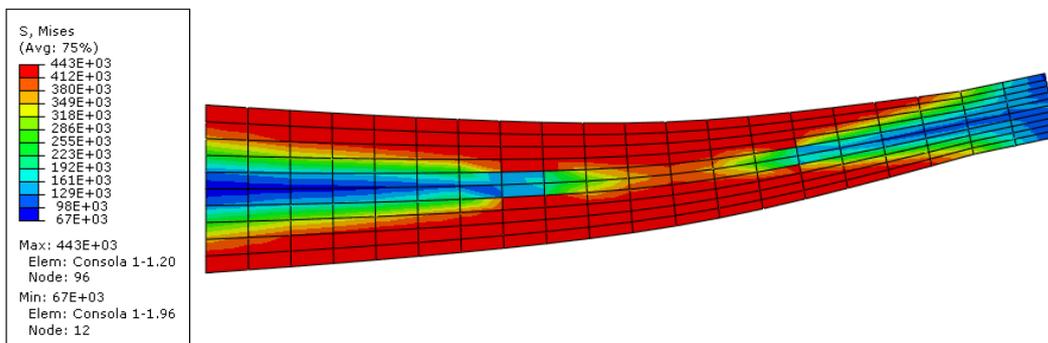


Figura 4.11: Tensões de Von Mises (kN/m^2) na consola para um ensaio cíclico, quando o deslocamento é máximo.

O comportamento das consolas 2 e 3 é semelhante ao da consola 1, existindo tal como para a consola 1 duas situações em que ocorre plastificação em certas fibras, contudo os esforços vão ser os característicos de cada uma das consolas quando estas estavam sujeitas a um carregamento monotónico.

No Gráfico 4.6 estão representadas as curvas de histerese das três consolas e no Gráfico 4.7 a energia dissipada ao longo do carregamento. Como seria de esperar a consola 2 é a que apresenta uma força de dissipação maior, mas como é a consola que forma primeiro uma rotula plástica é a consola com uma área de histerese menor, a consola 3 como tem um deslocamento maior é a consola que dissipa mais energia. Isto não quer dizer que a consola 3 seja a mais adequada, uma vez que para um deslocamento inferior a 0.08 m é a consola 2 que irá dissipar mais energia.

Gráfico 4.6: Curvas de Histerese das consolas quando o aço tem um comportamento perfeitamente plástico

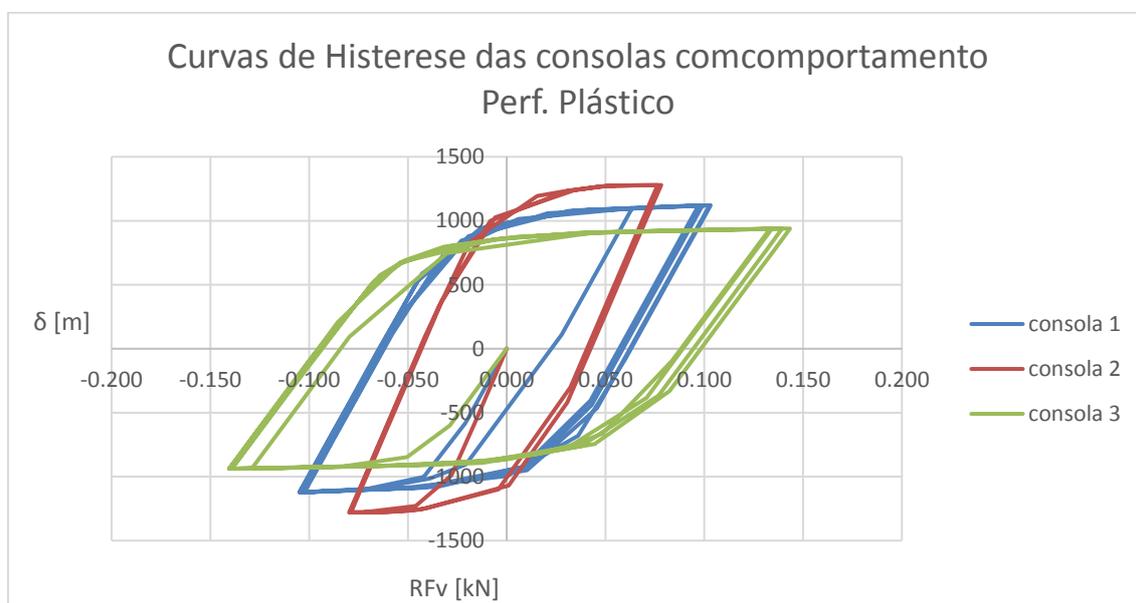
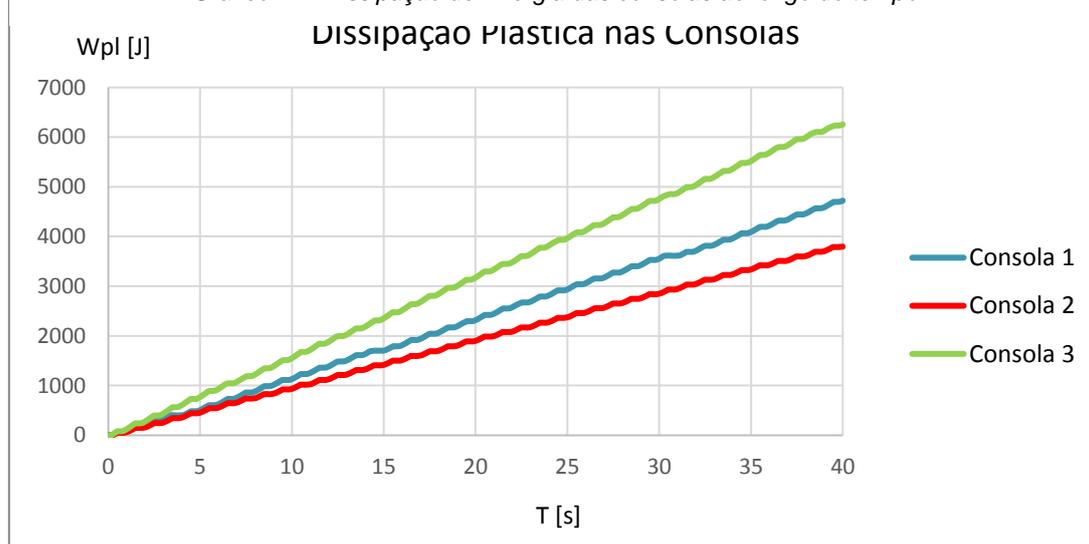


Gráfico 4.7: Dissipação de Energia das consolas ao longo do tempo



4.2.2.1. Influência do comportamento cíclico do aço

Conhecido o comportamento das consolas quando sujeitas a uma carga cíclica, ir-se-á agora perceber a diferença nas curvas de histerese dos dissipadores se considerarmos um modelo constitutivo do aço que tenha em conta o endurecimento. De forma a perceber essa influência, aplicou-se, a mesma carga cíclica referida anteriormente, nas consolas, mas para diferentes parâmetros de endurecimento cinemáticos e isotrópicos. Estes parâmetros estão representados na tabela e foram obtidos com base nos estudos efectuados por L: Gardner para provetes de aço sujeitos a uma carga cíclica e diferentes percentagens de deformação plástica (Nip et al., 2010).

Tabela 4.4: Parâmetros de endurecimento isotrópicos e cinemáticos

	40×40×4-CS-HR-1%	40×40×4-CS-HR-5%	40×40×4-CS-HR-7%
σ_{I0} [N/mm ²]	448	448	448
Q_{∞} [N/mm ²]	33	30	40
b_{iso}	0.17	6.03	3.46
C_{kin} [N/mm ²]	29700	11600	16800
γ	229	68	129
C_{kin}/γ [N/mm ²]	130	171	130

Tal como foi referido no Capítulo 3.1.3, σ_{I0} é a tensão de cedência inicial do aço. O endurecimento isotrópico é baseado na lei de Voce que depende de Q_{∞} e b_{iso} , onde Q_{∞} representa o aumento máximo da superfície de cedência e b_{iso} caracteriza a taxa de crescimento da superfície de cedência à medida que a deformação plástica aumenta. O endurecimento cinemático é definido no modelo combinado de Chaboche, onde a razão C_{kin}/γ é o módulo de endurecimento cinemático inicial e também o valor máximo de translação da superfície de cedência e o parâmetro γ é a taxa de variação do módulo de endurecimento cinemático.

A consola 3 é a consola que apresenta maior deformação plástica, portanto será a consola que em principio irá apresentar uma maior variação na curva de histerese, contudo como se pode observar pelo Gráfico 4.8 e Gráfico 4.9, as diferenças entre os ciclos de histerese e a energia plástica dissipada é muito pequena.

Gráfico 4.8: Comparação entre os ciclos de histerese da consola 3 com diferentes modelos de plasticidade

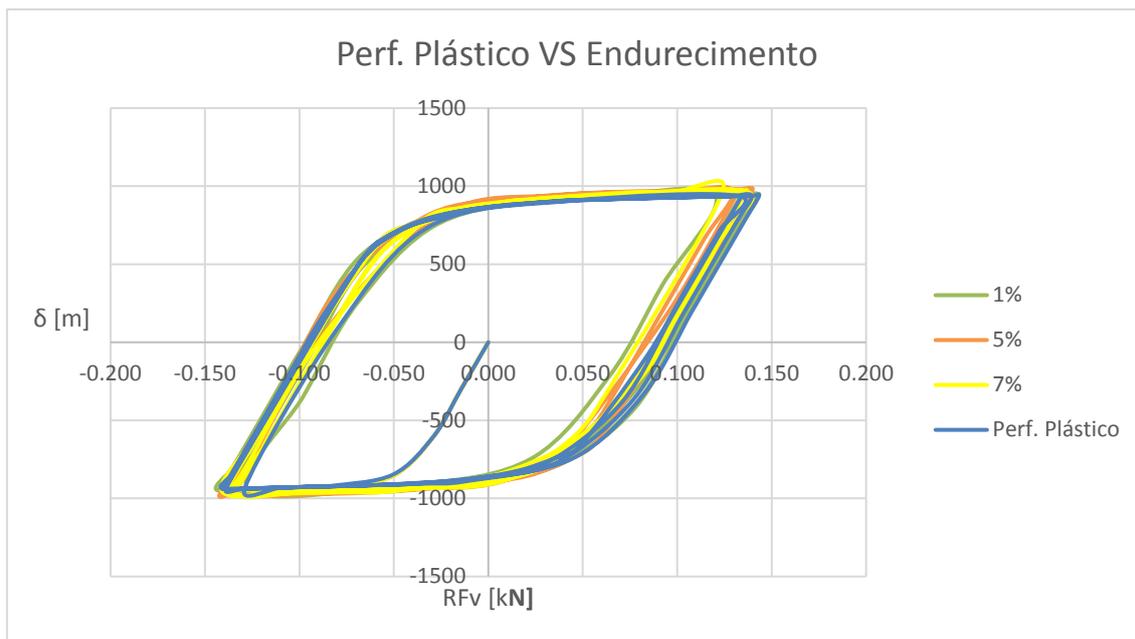
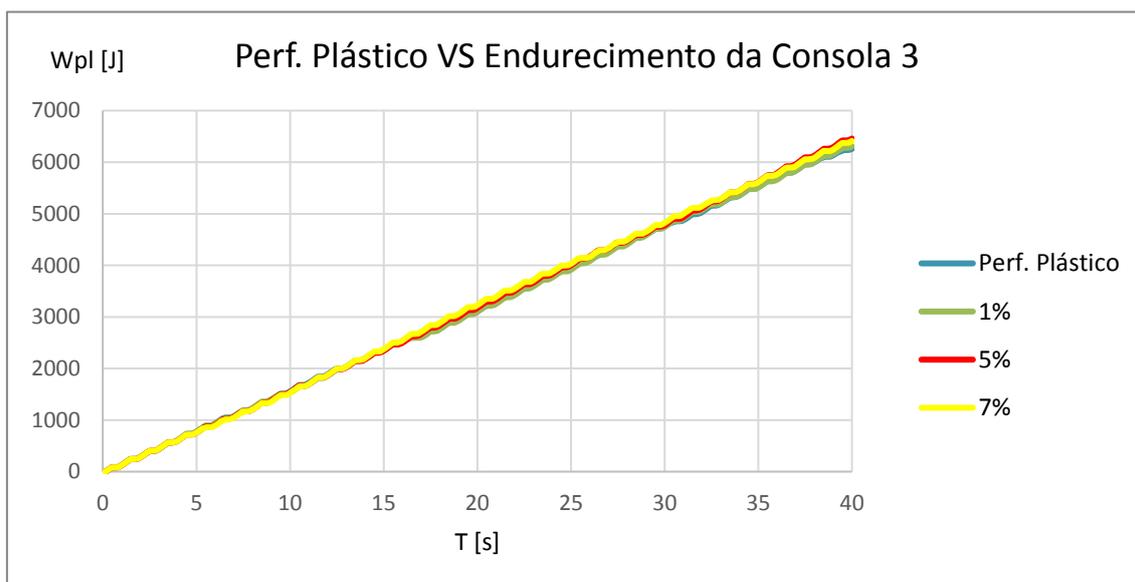


Gráfico 4.9: Comparação entre a energia dissipada da consola 3 com diferentes modelos de plasticidade



A diferença entre a energia dissipada ao fim de 40 segundos na consola 3 para os diferentes tipos de endurecimento está expressa na Tabela 4.5. Como se pode observar a diferença entre a energia dissipada quando o aço apresenta um comportamento perfeitamente plástico ou endurecimento, é no máximo 3.2 %, o que significa que se pode desprezar o endurecimento do aço, tendo em conta que na acção sísmica os ciclos têm amplitudes diferentes e os dissipadores não irão sempre plastificar como acontece neste caso.

Tabela 4.5: Comparação entre a Energia dissipada da consola 3 para diferentes modelos de plasticidade

Perf. Plástico	Energia Plástica Dissipada da Consola 3	
	Wpl	%Wpl
Perf. Plástico	6257	100.0
40×40×4-CS-HR-1%	6308	100.8
40×40×4-CS-HR-5%	6457	103.2
40×40×4-CS-HR-7%	6411	102.5

4.3. Aplicação prática das consolas numa ponte

4.3.1. Caso de estudo 1

Para perceber se a aplicação destes dissipadores é viável a nível prático procedeu-se à sua instalação numa ponte com o objectivo de reduzir os deslocamentos sísmicos longitudinais desta. O modelo utilizado para analisar a ponte longitudinalmente quando esta está sujeita à acção sísmica foi um modelo com um 1º de liberdade com as características expressas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Características da Ponte para o caso de estudo 1

Características da Ponte	
M [Ton]	8800
K [kN/m]	86853
f [Hz]	0.50
T [s]	2.00

Para a quantificação da acção sísmica, utilizaram-se 10 sismos de tipo 1 e tipo 2, gerados artificialmente para o concelho de Lisboa e solo tipo B que podem ser consultados no anexo 6. Com base nestes sismos determinou-se, recorrendo ao programa SAP2000, a média do deslocamento longitudinal da ponte, sem os dissipadores e com os dissipadores, a força gerada em cada um dos dissipadores e a percentagem na redução do deslocamento longitudinal quando tem os dissipadores instalados. Os resultados podem ser consultados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Comparação entre os deslocamentos e forças geradas na ponte com e sem dissipadores para o caso de estudo 1

	Tipo de Sismo	
	A.S.1	A.S.2
Us/dissipadores [m]	0.0469	0.0229
Fb [kN]	4076	1986
Uconsola 1 [m]	0.0425	0.0219
Fdiss1 [kN]	986	622
% Uconsola 1	9.48	4.13
Uconsola 2 [m]	0.0413	0.0218
Fdiss2 [kN]	1175	787
% Uconsola 2	11.96	4.59
Uconsola 3 [m]	0.0427	0.0219
Fdiss3 [kN]	862	608
% Uconsola 3	9.03	4.11

Se analisarmos os resultados da Tabela 4.7 podemos constatar que a redução nos deslocamentos não é significativa, o que se percebe uma vez que a força basal gerada pelo sismo na ponte é cerca de quatro vezes superior à força gerada pela consola 2, que é a consola com a maior força de amortecimento.

Para percebermos melhor o comportamento da ponte ao longo do tempo sem e com os dissipadores instalados, seleccionamos os sismos com os deslocamentos longitudinais mais próximos da média, o sismo #08 e o sismo #04, para sismos de tipo 1 e tipo 2, respectivamente. No anexo A.2 estão representados os deslocamentos da ponte, sem dissipadores e nos dissipadores devido aos dois sismos. Podemos constatar que os deslocamentos para as três consolas são semelhantes entre si e que se comparamos os deslocamentos da ponte sem dissipadores, com os deslocamentos com dissipadores podemos concluir que a diferença é pouco significativa.

Ao analisarmos as curvas de histerese do sismo tipo 1 #08, para as três consolas, podemos observar pelo Gráfico 4.10 que os dissipadores estão a trabalhar pouco em regime plástico, ou seja não estão a dissipar a energia pretendida, só na zona compreendida entre 20 e os 25 s onde a ponte apresenta os deslocamentos máximos, os dissipadores estão a dispersar grandes quantidades de energia proveniente do sismo, como se pode verificar pelo Gráfico 4.11.

Gráfico 4.10: Curvas de Histerese dos dissipadores para o sismo tipo 1 #08 no caso de estudo 1

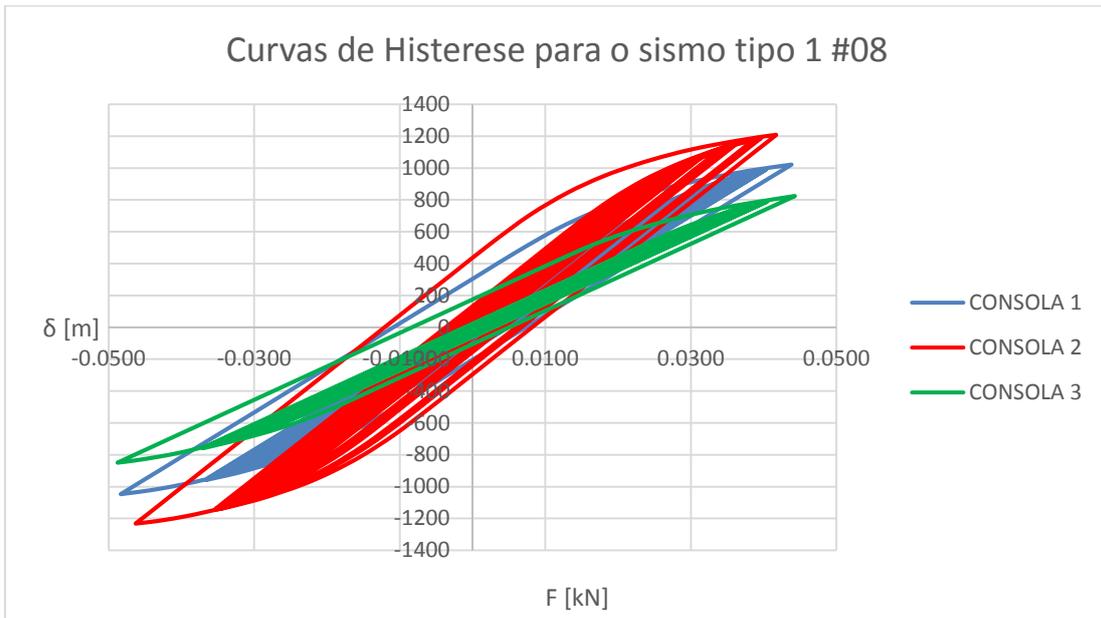
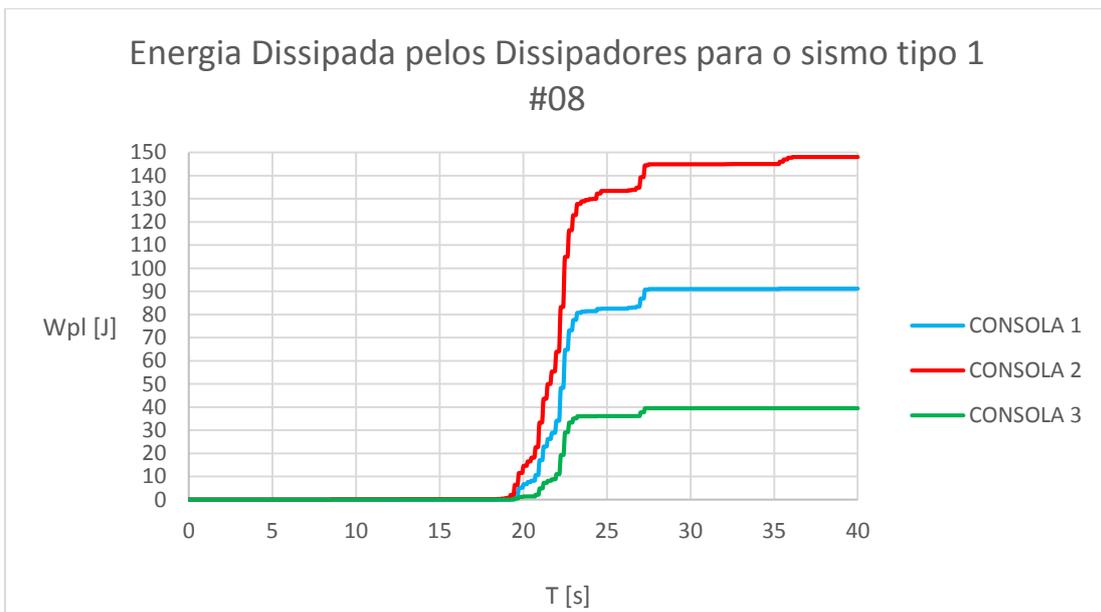
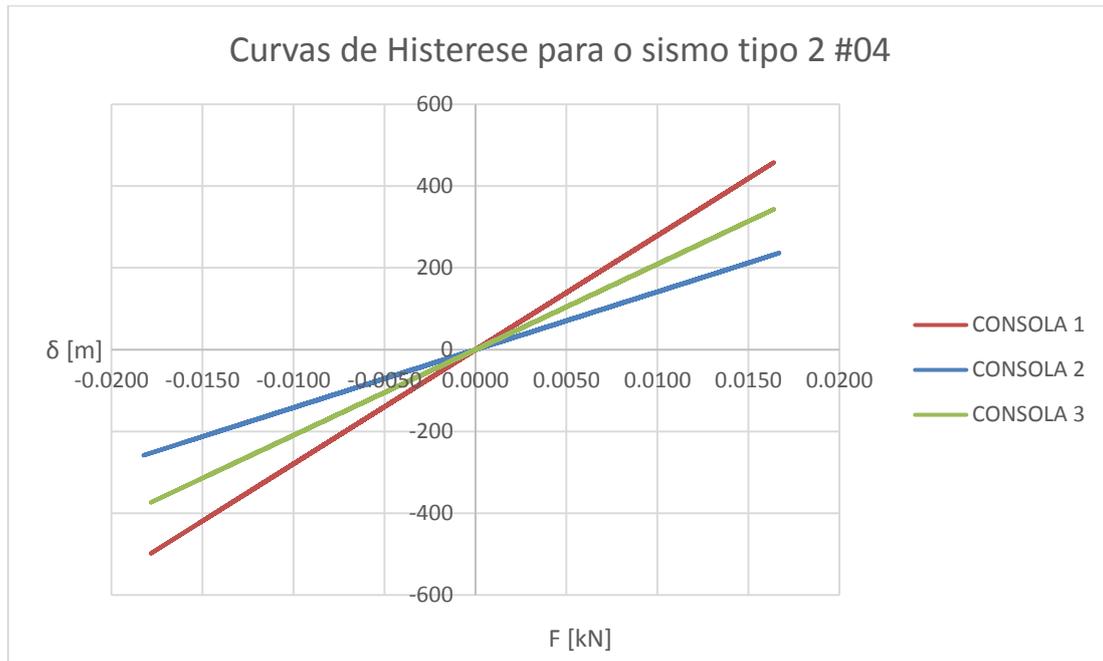


Gráfico 4.11: Energia Dissipada pelos Dissipadores para o sismo #08 no caso de estudo 1



Para o sismo tipo 2 #04, como os deslocamentos não são suficientemente grandes (Anexo A.2.2) para que os dissipadores entrem em cedência, a adição dos dissipadores apenas aumenta a rigidez da ponte, não chegando sequer a entrar em funcionamento, como se pode comprovar pelas curvas de histerese presentes no Gráfico 4.12.

Gráfico 4.12: Curvas de Histerese dos Dissipadores para o sismo tipo 2 #04 no caso de estudo 1



Concluindo, os dissipadores dimensionados não se adequam para este caso de estudo, seja porque a frequência da estrutura é muito grande, ou porque a força de dissipação gerada por estes, não é suficiente. A solução neste caso passaria por adicionar mais do que um dissipador de forma a que estes funcionassem em paralelo ou então dimensionar um dissipador que se adequasse melhor a este caso de estudo, contudo como o pretendido não é dimensionar um dissipador para este caso de estudo, mas sim perceber se estes dissipadores são adequados, resolveu-se testar estes amortecedores para um caso de estudo diferente.

4.3.2. Caso de estudo 2

No caso de estudo 2, tal como no caso de estudo 1, a estrutura da ponte foi reduzida a um oscilador com um de liberdade e as características da ponte estão expressas na Tabela 4.8.

Tabela 4.8: Características da Ponte para o caso de estudo 2

Características da Ponte	
M [Ton]	8800
K [kN/m]	13896
f [Hz]	0.2
T [s]	5

Os sismos que se utilizaram foram os mesmos que se utilizaram para o caso de estudo 1. Os deslocamentos no caso de estudo 2, com e sem dissipadores, a força basal exercida na ponte, a força de dissipação exercida por cada uma das consolas e a redução, em percentagem, no deslocamento longitudinal máximo na ponte com os dissipadores, podem ser observados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9: Comparação entre os deslocamentos e forças geradas na ponte com e sem dissipadores para o caso de estudo 2

	Tipo de Sismo	
	A.S.1	A.S.2
Us/dissipadores [m]	0.2133	0.1371
Fb [kN]	2964	1905
Uconsola 1 [m]	0.0993	0.0655
Fdiss1 [kN]	1117	1080
% Uconsola 1	53.45	52.22
Uconsola 2 [m]	0.0960	0.0597
Fdiss2 [kN]	1282	1252
% Uconsola 2	54.98	56.47
Uconsola 3 [m]	0.1034	0.0670
Fdiss3 [kN]	935	914
% Uconsola 3	51.54	51.11

Da análise da Tabela 4.9, podemos constatar que a força produzida pelos dissipadores é cerca de metade da força basal na ponte, ou seja ainda era possível otimizar as consolas de forma a que as forças se iguallassem, contudo com apenas metade da força, os deslocamentos na ponte são reduzidos para metade o que demonstra a eficácia deste tipo de dissipadores.

Em comparação com o caso de estudo 1, podemos observar que o caso de estudo 2 apresenta deslocamentos muito superiores (cerca de 4,5 vezes), isto deve-se ao facto de a rigidez ser maior no caso de estudo 1, isto significa que quanto mais flexível for a ponte maior será a eficiência dos dissipadores em reduzir os deslocamentos.

Se fizermos a análise ao longo do tempo do comportamento da ponte, tal como fizemos para o caso de estudo 1, para o sismo tipo 1 #08 e tipo 2 #04, também é possível perceber que os deslocamentos longitudinais expressos no anexo A.3, em relação ao caso de estudo 1, apesar de aumentarem em amplitude, diminuem em frequência. Além disso quando a ponte está equipada com os dissipadores podemos observar que ao contrário do que acontecia no caso de estudo 1, os deslocamentos longitudinais passam a ter um andamento completamente diferente ao longo do tempo.

As curvas de histerese dos três dissipadores, quando a ponte é sujeita ao sismo #08, podem ser observadas no Gráfico 4.13. Da análise das curvas podemos concluir que, uma vez que os deslocamentos são semelhantes para os três dissipadores, a consola 2 como é a consola que apresenta a maior força de dissipação será a que irá apresentar maior dissipação de energia. Este facto pode ser confirmado no Gráfico 4.14 onde está representada a energia dissipada para os três dissipadores.

Gráfico 4.13: Curvas de Histerese dos dissipadores para o sismo #08 no caso de estudo 2

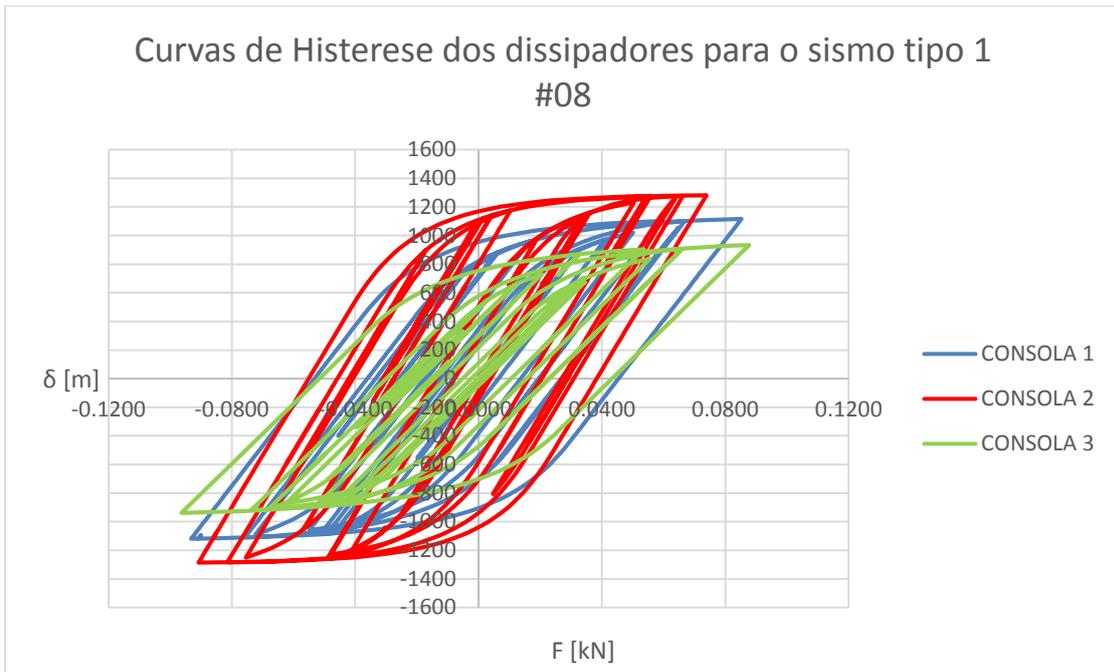
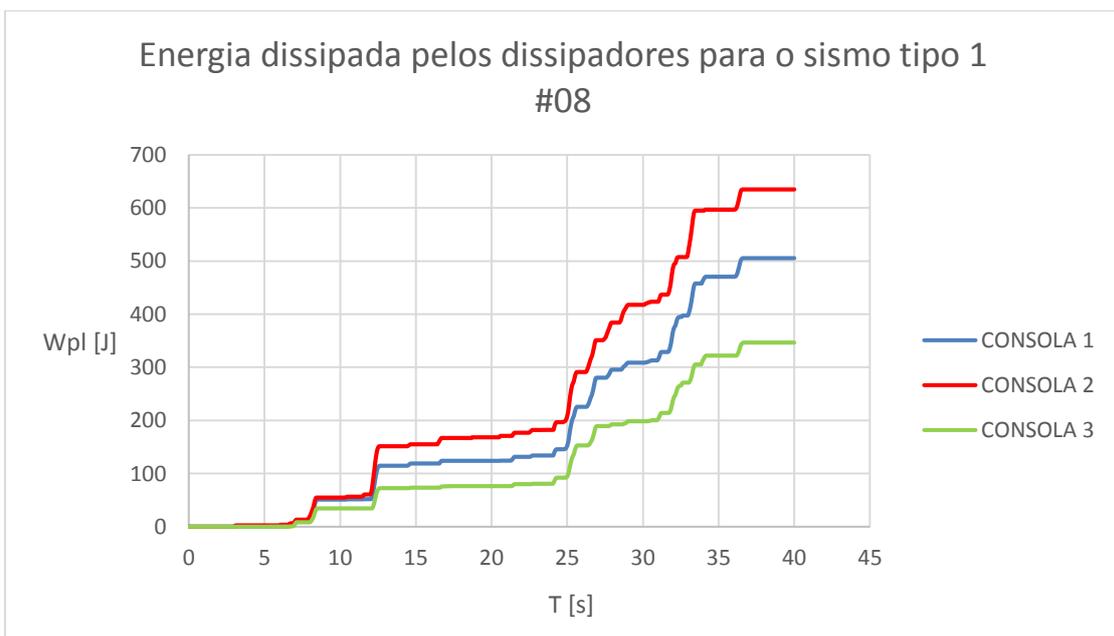


Gráfico 4.14: Energia dissipada nos dissipadores para o sismo #08 no caso de estudo 2



Na Tabela 4.10 é possível observar os deslocamentos longitudinais máximos na ponte quando tem os dissipadores instalados assim como a sua redução em relação ao deslocamento longitudinal da ponte sem dissipador, a força de dissipação máxima de cada um dos aparelhos e a energia dissipada ao fim dos 40 s para o sismo tipo 1 #08.

Tabela 4.10: Características da ponte com os dissipadores instalados para o sismo tipo 1 #08 no caso de estudo 2

	Sismo #08		
	Consola 1	Consola 2	Consola 3
Uconsola [m]	0.0932	0.0908	0.0964
Fdiss [kN]	1116	1282	935
% Uconsola	68.57	69.38	67.50
Wpl [J]	505	635	347

Apesar de a consola 2 ser o dissipador que apresenta maior dissipação de energia, para estes deslocamentos é o único dissipador que chega a formar uma rótula plástica. Como a redução nos deslocamentos é semelhante e a diferença entre a energia dissipada é pouco significativa, seria mais adequado escolher a consola 1.

Já para o sismo tipo 2 #04 apesar de existir uma redução substancial dos deslocamentos (cerca de 50%), como se pode observar pela Tabela 4.11, através da análise do Gráfico 4.15 podemos observar que as curvas de histerese para as consolas entram pouco em regime plástico, comparativamente ao sismo tipo 1 #08, facto este que pode ser confirmado no Gráfico 4.16, onde se encontra representado a energia dissipada para cada umas das consolas.

Como a força de dissipação encontra-se mais próxima da força basal da ponte sem dissipadores, era expectável que as curvas de histerese não plastificassem tanto, contudo observa-se que apesar de a diferença entre as forças ser menor, a redução dos deslocamentos é praticamente a mesma, no sismo tipo 1 #08 e no sismo tipo 2 #04, o que provavelmente significa para obtermos uma redução maior nos deslocamentos é preferível diminuir a tensão de cedência dos dissipadores de forma que estes iniciem a plastificação mais cedo, do que aumentar a força de dissipação que eles geram.

Tabela 4.11: Características da ponte com os dissipadores instalados para o sismo tipo 2 #04 no caso de estudo 2

	Sismo #04		
	Consola 1	Consola 2	Consola 3
Uconsola [m]	0.0646	0.0610	0.0609
Fdiss [kN]	1094	1268	919
% Uconsola	52.16	54.85	54.89
Wpl [J]	64	74	36

Gráfico 4.15: Curvas de Histerese dos dissipadores para o sismo #04 no caso de estudo 2

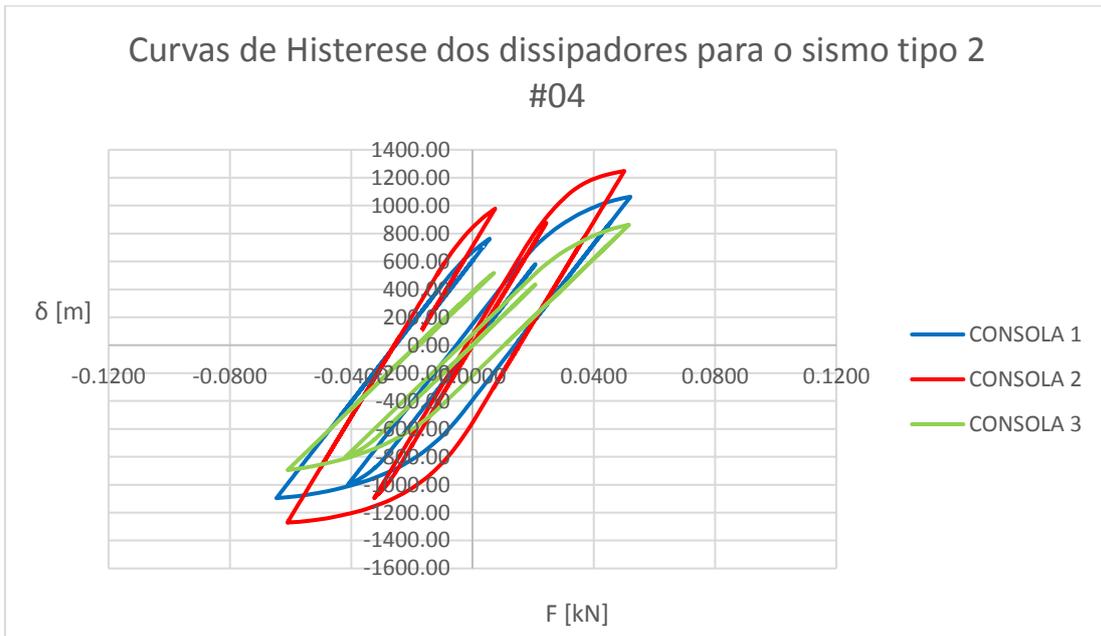
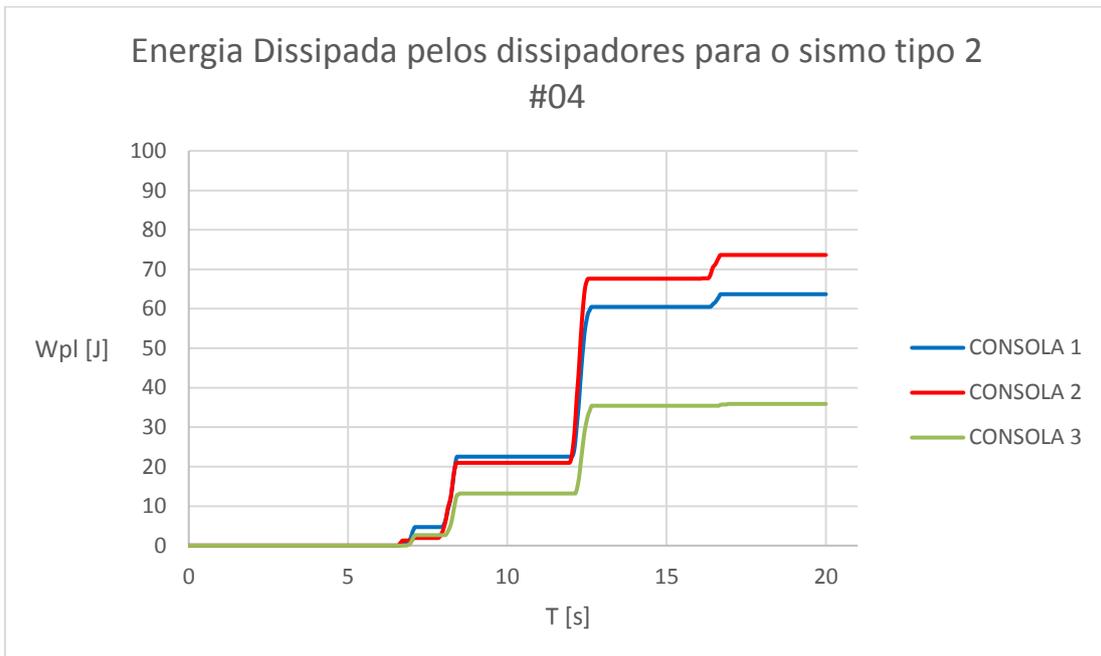


Gráfico 4.16: Energia dissipada nos dissipadores para o sismo #04 no caso de estudo 2



5. CONCLUSÃO

Os sistemas de controlo de vibrações passivo é uma área da engenharia civil que nos últimos anos tem sofrido imensos avanços, mas apesar dos bons resultados que proporciona a sua aplicação ainda não foi generalizada para as estruturas.

No desenvolvimento desta dissertação de mestrado foi possível perceber que os dissipadores metálicos são uma boa solução para o controlo de vibrações em estruturas, uma vez que são versáteis: As diferentes configurações geométricas que este tipo de dissipadores podem ter, permitem que estes possam ser adaptados a qualquer tipo de estruturas desde que sejam devidamente dimensionados, como ficou demonstrado no capítulo 3, onde se descreveram vários aparelhos com capacidade para dissipar energia por histerese de um metal.

O método utilizado no pré-dimensionamento das consolas com secção variável revelou ser adequado para definir a altura que as consolas, devem ter ao longo do seu comprimento, de acordo com a força de dissipação que se espera que estas exerçam. Desde que a altura esteja compreendida entre a $h_{pl.}$ e $h_{el.}$ então o dissipador irá iniciar a plastificação para a força de dissipação para qual foi dimensionado. Além disso foi possível observar que se aumentarmos a altura da secção junto ao encastramento, então a consola irá concentrar os esforços junto à extremidade livre e apesar de apresentar maiores quantidades de aço e força de dissipação que as consolas com uma altura menor, irá iniciar o processo de plastificação mais cedo que as outras consolas.

Como já foi referido anteriormente, a escolha do aço utilizado ficou condicionada pela necessidade de analisar os efeitos dinâmicos que a acção sísmica tinha nas propriedades do aço. Seria mais adequado ter dimensionado estes aparelhos com um aço que tivesse uma tensão de cedência inferior de forma a que a plastificação ocorresse mais cedo e a quantidade de aço plastificado fosse maior. Apesar de a literatura dar a entender que estes aparelhos devem ser dimensionados considerando os efeitos dinâmicos nas propriedades do aço, este estudo relevou que para o aparelho em questão, a influência das propriedades dinâmicas do aço, no comportamento do dissipador são insignificantes.

A configuração geométrica estudada de uma consola com secção variável revelou-se ser uma boa solução para pontes com baixa frequência própria. Nestas pontes onde os deslocamentos longitudinais são elevados, a sua incorporação na estrutura, permite reduzir bastante os deslocamentos. Contudo em ponte com frequências próprias maiores estes dissipadores demonstraram não ser adequados.

Tendo em conta os resultados obtidos recorrendo ao programa de elementos finitos, o passo seguinte seria construir à escala um destes tipos de dissipadores e perceber se o seu funcionamento seria semelhante.

No futuro, seria interessante perceber se numa estrutura de edifícios a aplicação deste tipo de dissipadores também seria adequada, uma vez que estes, devido ao seu comprimento, poderiam ser instalados de forma a reduzir os deslocamentos entre pisos quando o edifício estivesse sujeito à acção sísmica.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abrahão, R. R. R., Bittencourt, C., & Tsuruta, K. M. (2008). Fadiga de materiais - Revisão Bibliográfica. *XII Seminario de Iniciação Científica*. Retrieved from <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAAbFwAC/fadiga-materiais-marcas-praia>
- Abreu, J. T. F. M. (2007). *Análise comparativa de soluções de sistemas de Isolamento Base em pontes*. Tese de Mestrado. Departamento de Estruturas, Instituto Superior Técnico.
- Akkar, S., & Sucuoğlu, H. (2014). BFP Engineers, Inc. - Earthquake Engineering Design and Analysis. Retrieved from http://bfpeq.com/services/earthquake_engineering_design_and_analysis
- Al-Hussaini, T. M., Zayas, V. A., & Constantinou, M. C. (1994). *Seismic Isolation of Multi-Story Frame Structures Using Spherical Sliding Isolation Systems*. Technical Report NCEER-94-0007. University at Buffalo, State University of New York, New York.
- Amaral, F. V. H. P. (2013). *Análise da influência da componente vertical da ação sísmica na resposta de Apoios Pendulares com Atrito*. Tese de Mestrado. Departamento de Estruturas, Instituto Superior Técnico.
- Araujo, M. C. (2002). *Non-Linear Kinematic Hardening Model For Multiaxial Cyclic Plasticity*. Master thesis. Ph. D Thesis. Department of Civil and Environmental Engineering, Louisiana State University.
- Bachmann, H., & Ammann, W. (1987). *Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines*. 3ª Edition. IABSE-AIPC-IVBH. Zurich, Switzerland. Retrieved from Google Livros
- Bandivadekar, T. P., & Jangid, R. S. (2012). Mass distribution of multiple tuned mass dampers for vibration control of structures. *International Journal of Civil and Sctructural Engineering*, 3(1), 70–84. <https://doi.org/10.6088/ijcser.201203013007>
- Barbat, A. H., & Bozzo, L. M. (1997). Seismic analysis of base isolated buildings. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 4(2), 153–192. <https://doi.org/10.1007/BF03020128>
- Barros, R. C. (2002). Dimensionamento Estrutural De Mastros Metálicos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo Y Diseno En Ingeniería*, 18(3), 351–365.
- Bragança, S. M. T. de C. (2012). *Optimização da configuração de reforços numa classe de painéis planos considerando efeitos de plasticidade*. Tese de Mestrado. Departamento de Estruturas, Instituto Superior Técnico. 111 pp.
- Broggiato, G. B., Campana, F., & Cortese, L. (2008). The Chaboche nonlinear kinematic hardening model: Calibration methodology and validation. *Meccanica*, 43(2), 115–124. <https://doi.org/10.1007/s11012-008-9115-9>
- Carneiro, R. B. (2009). *Controle Semi-activo de Vibrações em Estruturas utilizando Amortecedor Magnetorreológico*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. 154 pp.
- Chan, S. L., & Chui, P. P. T. (2001). *Nonlinear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections*. (E. SCIENCE, Ed.).
- Chen, Z., Bian, G., & Huang, Y. (2013). Review on Web Buckling and Hysteretic Behavior of Shear Panel Dampers. *Advanced Steel Construction*, 9(3), 205–217.
- Constantinou, M., Soong, T., & Dargush, G. (1998). *Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, United States.

- Costa, D. C. (2012). *Análise do comportamento dinâmico de uma ponte pedonal*. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Curadelli, R. O. (2003). *Controle de Vibrações em Estruturas usando Amortecedores Metálicos*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Dassault Systèmes Simulia. (2012). *Abaqus CAE User's Manual*.
- Falcão, M. J. (2010). *Sistemas passivos de protecção sísmica: Uma abordagem baseada no desempenho de amortecedores de líquido sintonizado*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Figueiredo, F. R. de. (2007). *Isolamento Sísmico de Base*. Tese de Mestrado. Departamento de Estruturas, Instituto Superior Técnico.
- Freire, S. M. de F. M. (2014). *Protecção Sísmica de Pontes de Tirantes*. Tese de Mestrado. Departamento de Estruturas, Instituto Superior Técnico.
- Fruet, G. (2005). *Dissipação de Energia em Estruturas com Utilização de Polímeros Termoplásticos*. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Gioncu, V., & Mazzolani, F. (2002). *Ductility of Seismic-Resistant Steel Structures*. CRC Press; 1st edition.
- Guerreiro, Luís; Branco, F; Azevedo, J. (1997). Seismic Displacement Control of the Vasco da Gama Bridge. *International Conference in New Technologies in Structural Engineering*, 1(2), 567–574.
- Guerreiro, L. (1997). *Sistemas de Protecção Sísmica de Estruturas*. Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Guerreiro, L. (2003a). *A Borracha na Concepção Anti-sísmica*. Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Guerreiro, L. (2003b). *Comportamento de Blocos de Elastómero (Borrachas)*. Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Guerreiro, L. (2011). *Danos em Pontes devido à acção sísmica*. Engenharia Sísmica de Pontes, Mestrado em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Hacheem, A., & Al-Shimmari, I. K. (2010). Finite Element Analysis of a Friction Pendulum Bearing Base Isolation System for Earthquake Loads. *Journal of Engineering*, 16(3), 5315–5336.
- Haus, S. A. (2011). *Influencia Do Efeito Bauschinger No Retorno Elástico Em Aços Avançados De Elevada Resistência*. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná.
- Ibrahim, R. A. (2005). *Liquid Sloshing Dynamics: Theory and Applications*. Cambridge University Press (Vol. 1). <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Islam, B. (2012). Optimization of Tuned Mass Damper Parameters Using Evolutionary Operation Algorithm. *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*.
- Jansen, L. M., & Dyke, S. J. (2000). Semi-active Control Strategies for MR Dampers: Comparative Study. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(8), 795–803. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2000\)126:8\(795\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:8(795))
- Jiao, Y., Saito, M., & Kohno, M. (2017). Fatigue Behavior of Steel Slit-Dampers With Various Shapes. *16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE*.

- Jones, A. S., Lee, C., & Macrae, G. A. (2017). Design and Behavior of Buckling Restrained Braces. *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE*.
- Kelly, J. M., Skinner, R. I., & Heine, A. J. (1972). Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for use in Earthquake Resistant Structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 5(3), 63–88.
- Kelly, P. (2012). Section 8.6: Hardening. *Mechanics Lecture Notes. Engineering Solid Mechanics. University of Auckland, New Zealand*. Retrieved from <http://http://homepages.engineering.auckland.ac.nz/~pkel015/SolidMechanicsBooks/index.html>.
- Koss, L. L., & Melbourne, W. H. (1995). Chain dampers for control of wind-induced vibration of tower and mast structures. *Engineering Structures*, 17(9), 622–625. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(95\)00032-3](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00032-3)
- Lee, M., Lee, J., & Kim, J. (2017). Seismic retrofit of structures using steel honeycomb dampers. *International Journal of Steel Structures*, 17(1), 215–229. <https://doi.org/10.1007/s13296-015-0101-5>
- Martins, G. B. (2016). *Projeto de dispositivo para realização de ensaios aeroelásticos em modelos seccionais de pontes em túnel de vento*. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Mecânica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Maurer, S. (2003). MAURER Seismic Isolation Systems: Products and Technical Information. Retrieved from http://www.maurer.co.uk/downloads/Seismic_Protection_Systems-prot.pdf
- Monteiro, M. F. S. (2011). *Dissipação de Energia em Edifícios, aplicação de Dissipadores Viscosos a um Edifício Alto*. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Moutinho, C. M. R. (2007). *Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil*. Tese de Doutoramento. Departamento de Engenharia civil, FEUP.
- Natal, J., & Dinis, S. (2005). *Teoria da Plasticidade*. Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- Nikoukalam, M. T., Mirghader, S. R., & Dolatshashi, K. M. (2014). Analytical study of Shear Slotted Bolted Connection in Moment Resisting Frames. *Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, 11.
- Nip, K. H., Gardner, L., Davies, C. M., & Elghazouli, A. Y. (2010). Extremely low cycle fatigue tests on structural carbon steel and stainless steel. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(1), 96–110. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2009.08.004>
- Oh, S.-H., Kim, Y.-J., & Ryu, H.-S. (2009). Seismic performance of steel structures with slit dampers. *Engineering Structures*, 31(9), 1997–2008.
- Pall, A. S., & Pall, R. (1996). Friction-Dampers for Seismic Control of Buildings “A Canadian Experience.” *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper 497*.
- Rai, D. C., & Wallace, B. J. (1998). Aluminium Shear-Links for Enhanced Seismic Resistance. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27(October 1996), 315–342. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199804\)27:4<315::AID-EQE703>3.0.CO;2-N](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199804)27:4<315::AID-EQE703>3.0.CO;2-N)
- Ruivo, L. C. B. F. (2010). *Análise da Eficiência Sísmica de Estruturas de Edifícios*. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Segovia, J. C. (2017). Improving Seismic Response of a Low-Rise Reinforced Concrete Building Using Energy Dissipating Metallic Device. *16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE*.
- Serafim, P. M. F. (2011). *Aplicação de Ligas de SMA na Ponte de Santa Margarida do Sado*.

- Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- Silva, T. M. de O. (2010). *Avaliação da transmissão de vibração num edifício existente*. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Skinner, R. I., Heine, A. J., & Tyler, R. G. (1977). Hysteretic dampers to provide structures with increased seismic resistance. *6th World Conference of Earthquake Engineering*.
- Skinner, R. I., Tyler, R. G., & Heine, A. J. (1980). *Steel-Beam Dampers for Increasing the Earthquake Resistance of Structures*. Physics and Engineering Laboratory, DSIR. Wellington, New Zealand.
- Skinner, R. I., Tyler, R. G., Heine, A. J., & Robinson, W. H. (1980). Hysteretic Dampers for the Protection of Structures from Earthquakes. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 13(1).
- Soong, T. T., & Dargush, G. F. (1997). *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. (C. John Wiley & Sons, Ed.).
- Souto, N. M. (2011). *Caracterização do Comportamento Mecânico de Aços de Alto Desempenho*. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade de Aveiro.
- Souza, V. B. (2015). *Um Procedimento Alternativo para a Identificação Experimental de Propriedades para Materiais Elasto-Viscoplásticos*. Pós-Graduação. Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal Fluminense.
- Spencer, B. F. J., Dyke, S. J., Sain, M. K., & Carlson, J. D. (1997). Phenomenological Model for Magnetorheological Dampers. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(3), 230–238. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1997\)123:3\(230\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:3(230))
- Sumitomo Electric Industries, Ltd. | Newsletter "SEI WORLD" TRC damper™, a seismic vibration control system for wooden buildings. (n.d.). Retrieved December 22, 2016, from <http://global-sei.com/sn/2014/444/5a.html>
- Symans, M. D. (2004). Seismic Protective Systems: Seismic Isolation. *Instructional Material Complementing FEMA 451*, 1–87.
- Symans, M. D., & Constantinou, M. C. (1999). Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review. *Engineering Structures*, 21(6), 469–487. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00225-3](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00225-3)
- Tavangar, R. (2010). The Bauschinger Effect. *Lab Course on Deformation and Fracture, Laboratory of Mechanical Metallurgy (LMM), EPFL, Switzerland*.
- Tjahyadi, A. (2001). *Slotted-bolted friction damper as a seismic-energy dissipator in a braced timber-frame*. Master dissertation on Civil Engineering and Forest Products, Oregon State University, USA.
- Vasconcelos, G. M. (2015). *Estudo Do Efeito Bauschinger em Tubos de Aço API 5L X70 Aplicados no Transporte de Petróleo e Gás*. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia de Materiais, Universidade Estadual Paulista.
- Volynkin, D., Clifton, G. C., & Dusicka, P. (2017). CYCLIC PERFORMANCE OF SHEAR LINKS WITH CONTACT STIFFENERS. *16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE*.
- VSL | Damping systems for stays. (2013). Retrieved December 22, 2016, from <http://www.vsl.com/business-lines/systems-and-technologies/damping-systems-for-stays.html#tabs-2>
- Yalla, S. K., & Kareem, A. (2002). Tuned liquid dampers for controlling earthquake response of structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(4), 1037–1039.

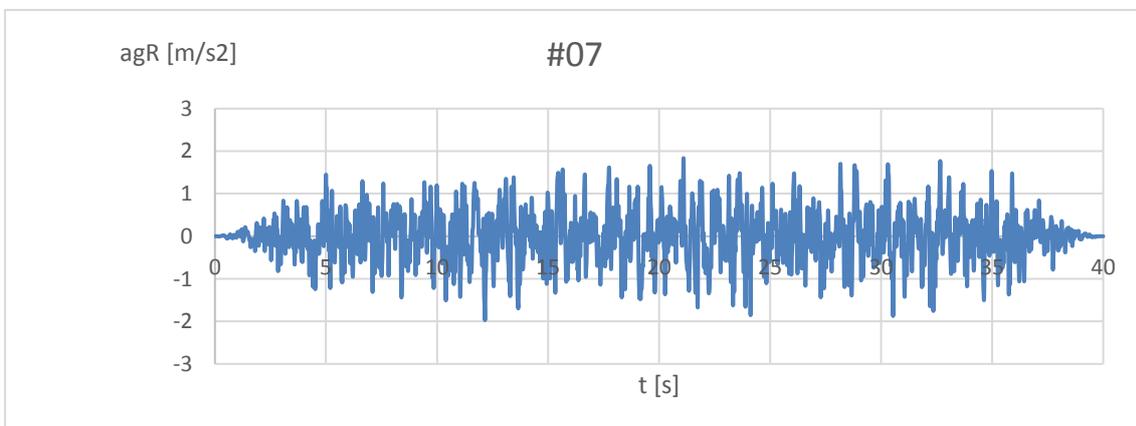
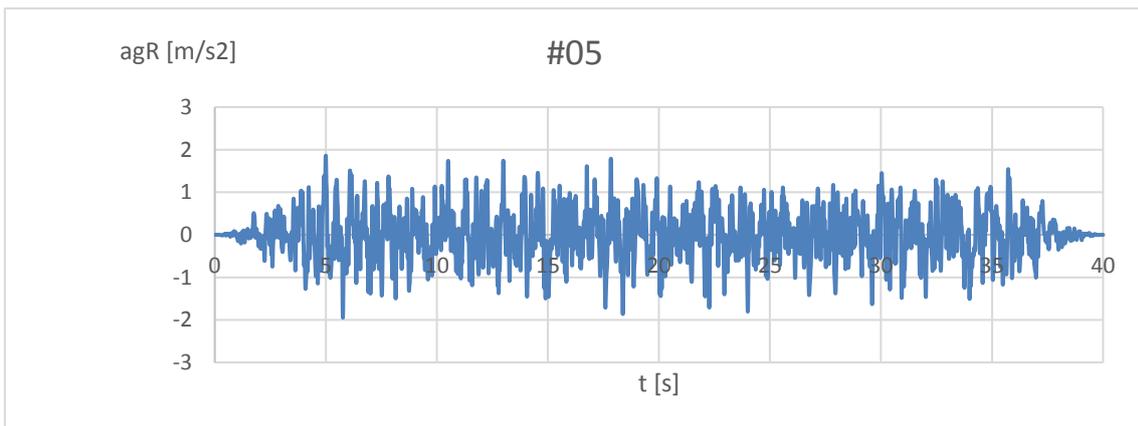
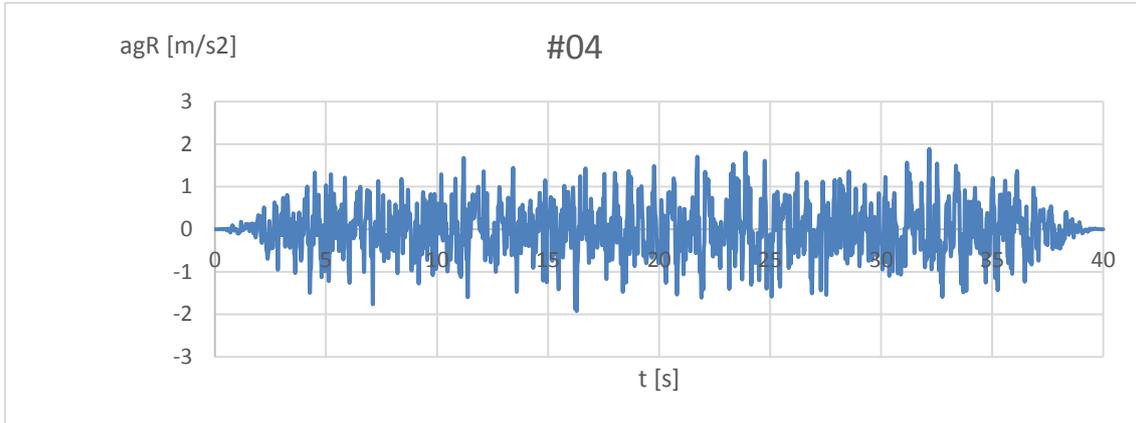
<https://doi.org/10.1002/eqe.129>

Zemp, R., Urrutia, R. C., Rendel, M., & Cavalla, G. (2017). Design , Testing and Implementation of Tadas Devices in Three Rc Buildings With Shear Walls and Coupling Beams. *16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE*.

ANEXOS

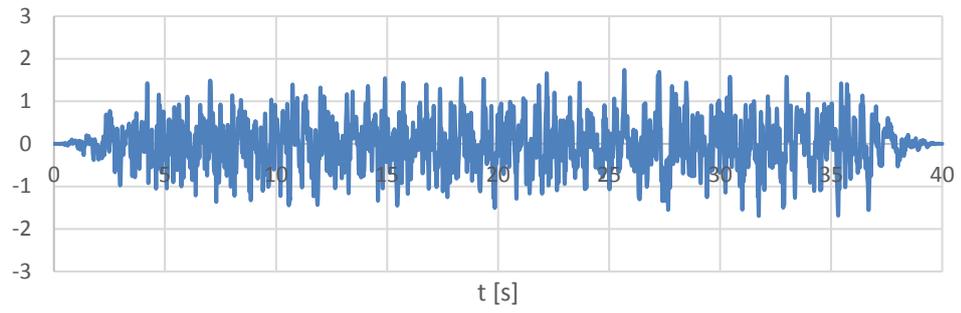
A.1. Acelerações dos Sismos em Lisboa para um solo B

A.1.1. Sismos Tipo 1:



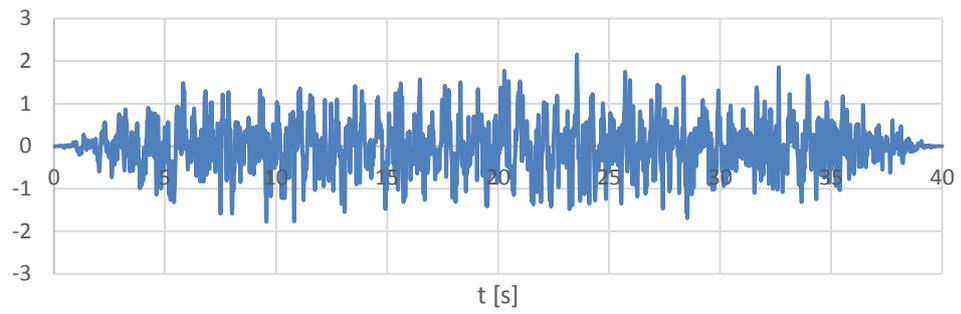
agR [m/s²]

#08



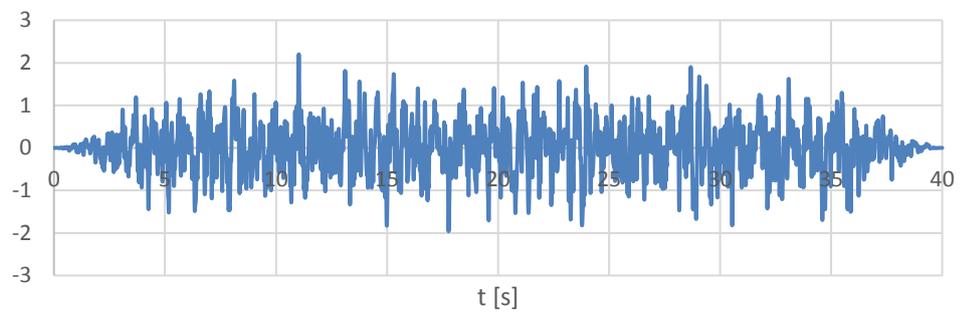
agR [m/s²]

#09



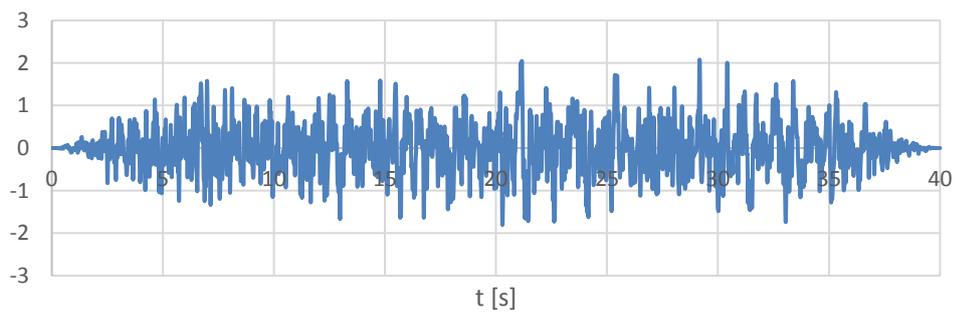
agR [m/s²]

#10



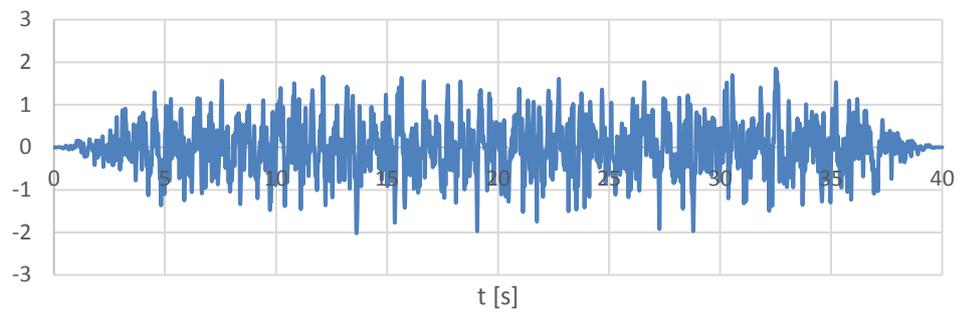
agR [m/s²]

#11



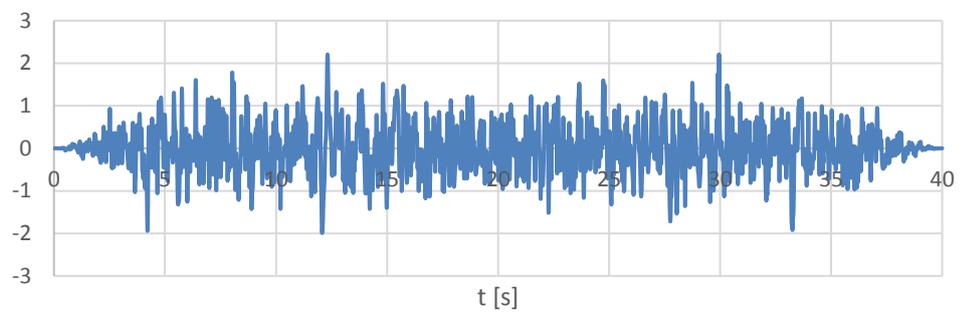
agR [m/s²]

#14



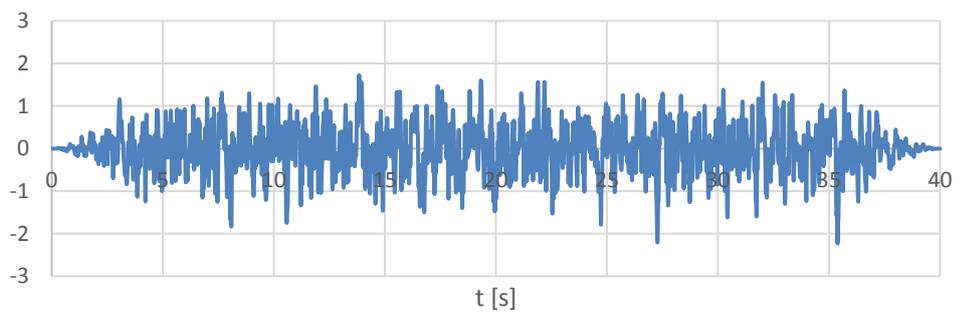
agR [m/s²]

#17

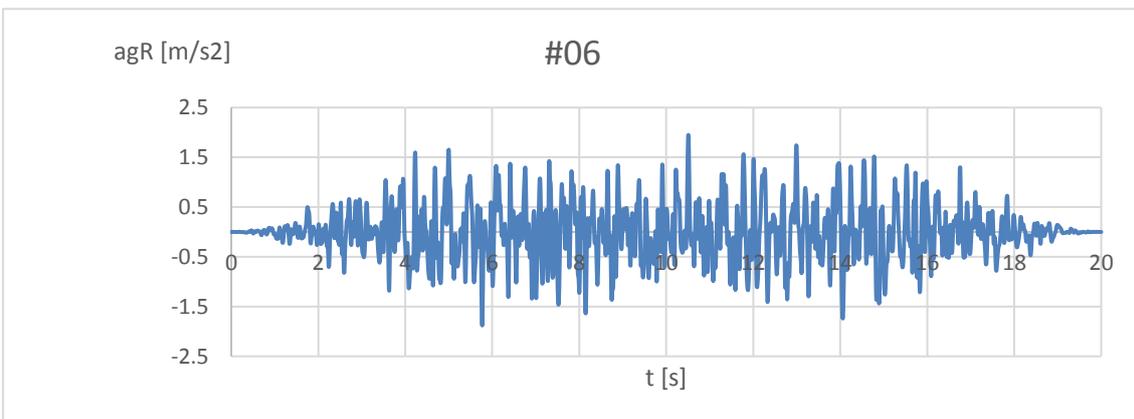
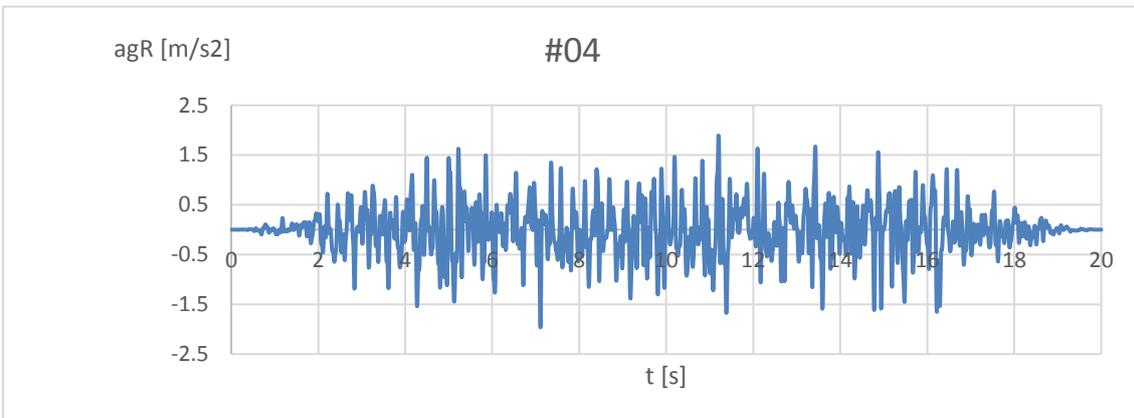
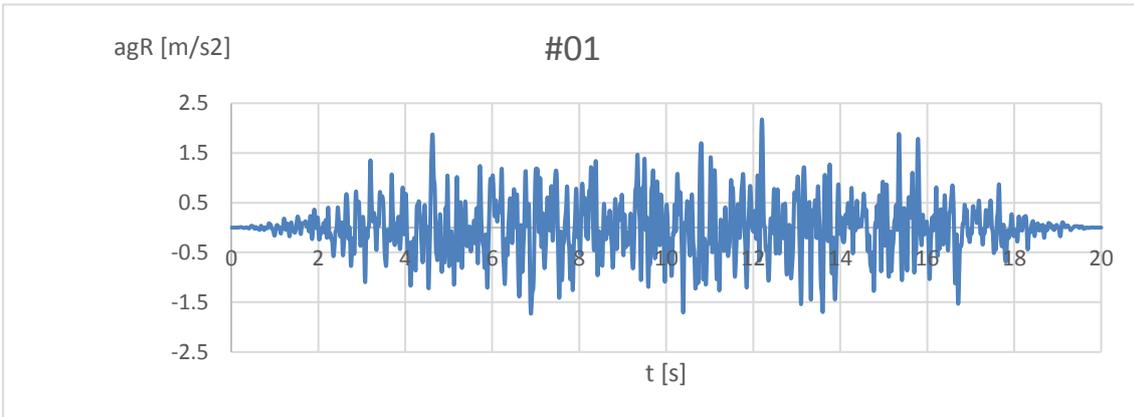


agR [m/s²]

#19

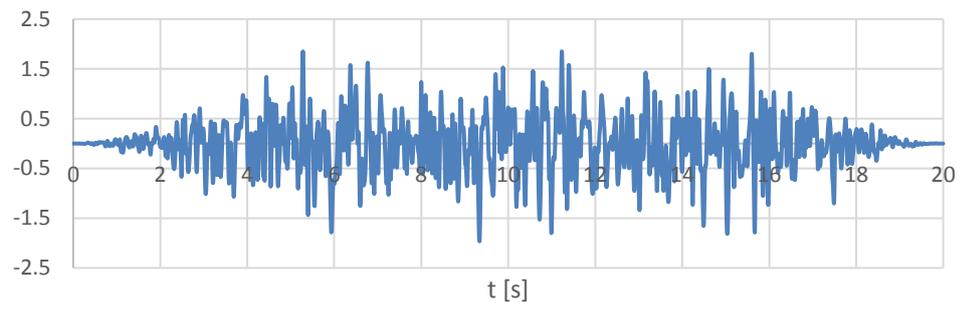


A.1.2. Sismos Tipo 2:



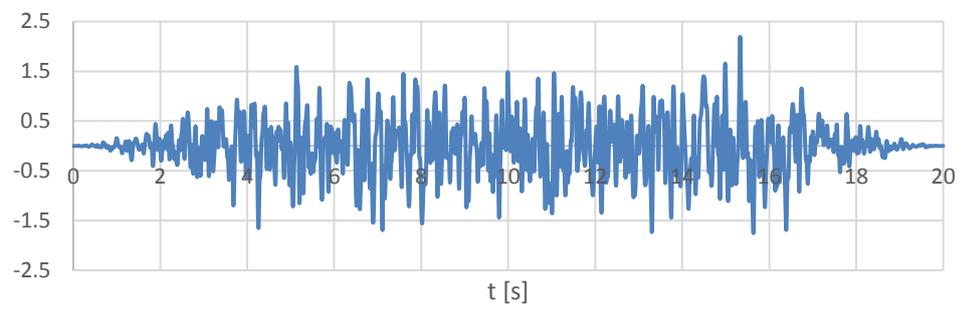
agR [m/s²]

#07



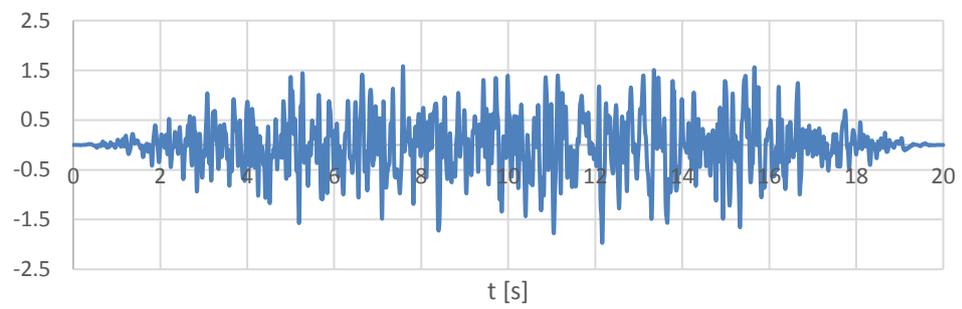
agR [m/s²]

#08



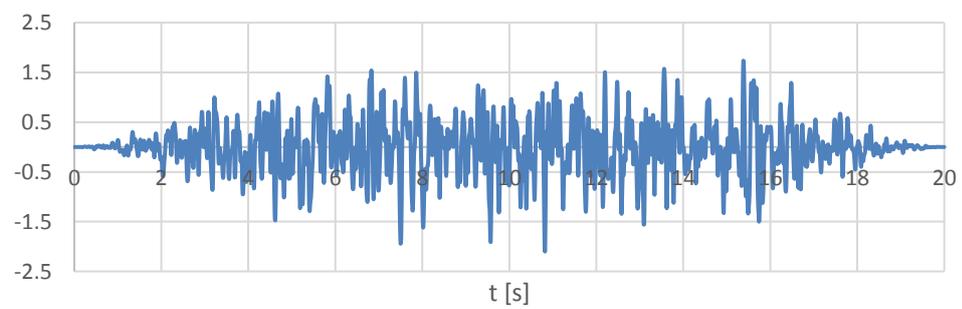
agR [m/s²]

#09



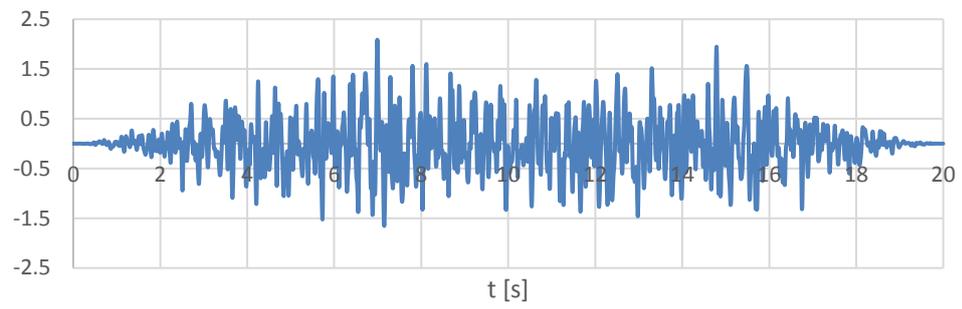
agR [m/s²]

#10



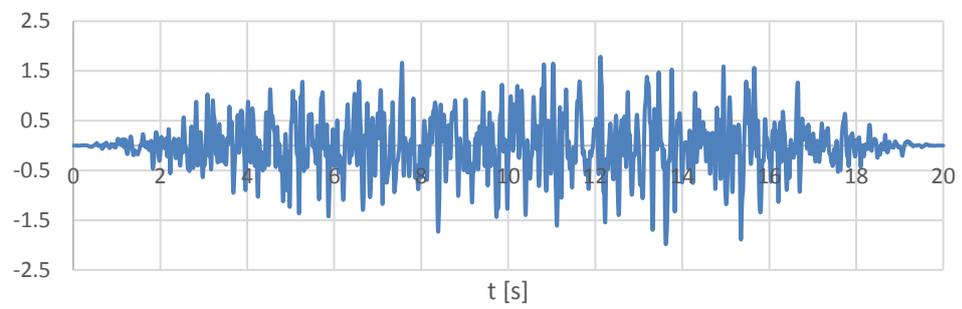
agR [m/s²]

#12



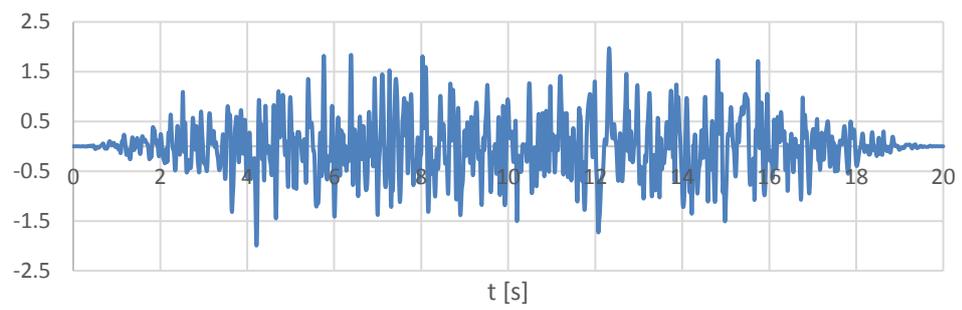
agR [m/s²]

#14



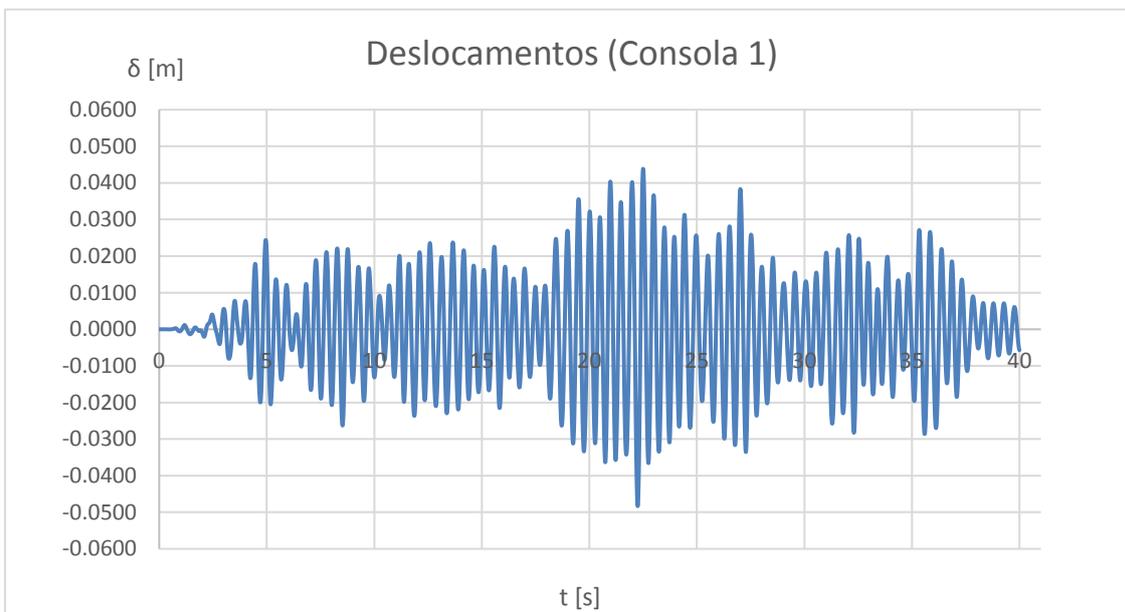
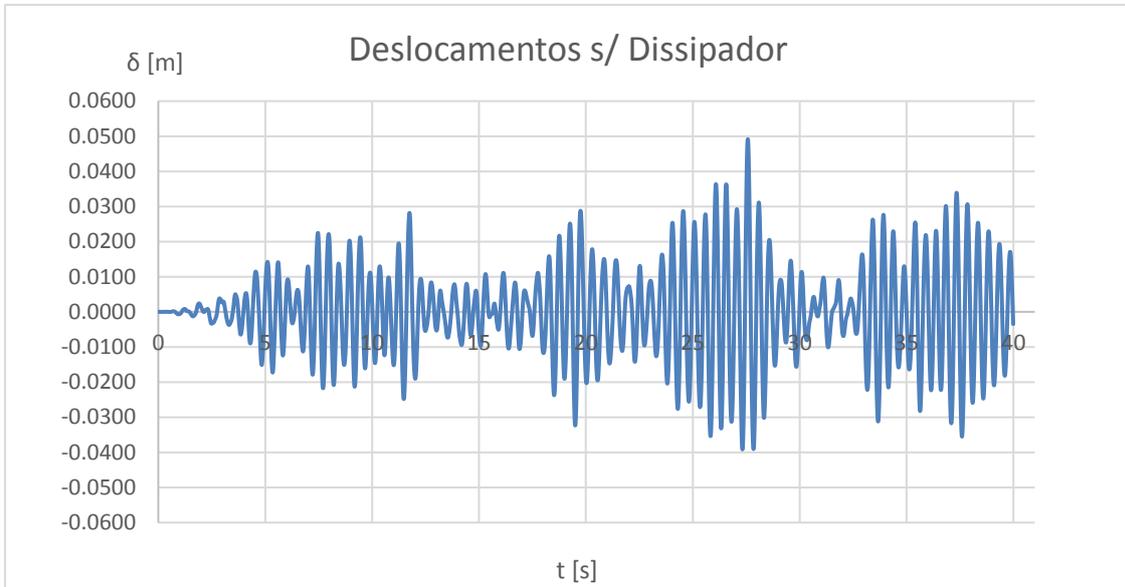
agR [m/s²]

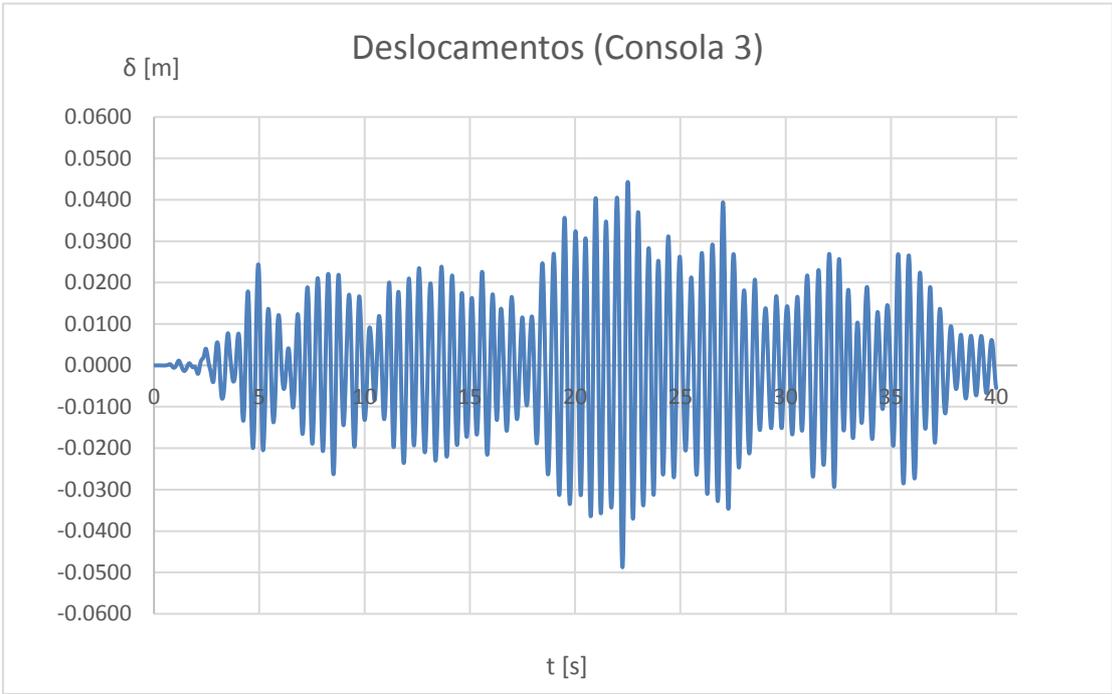
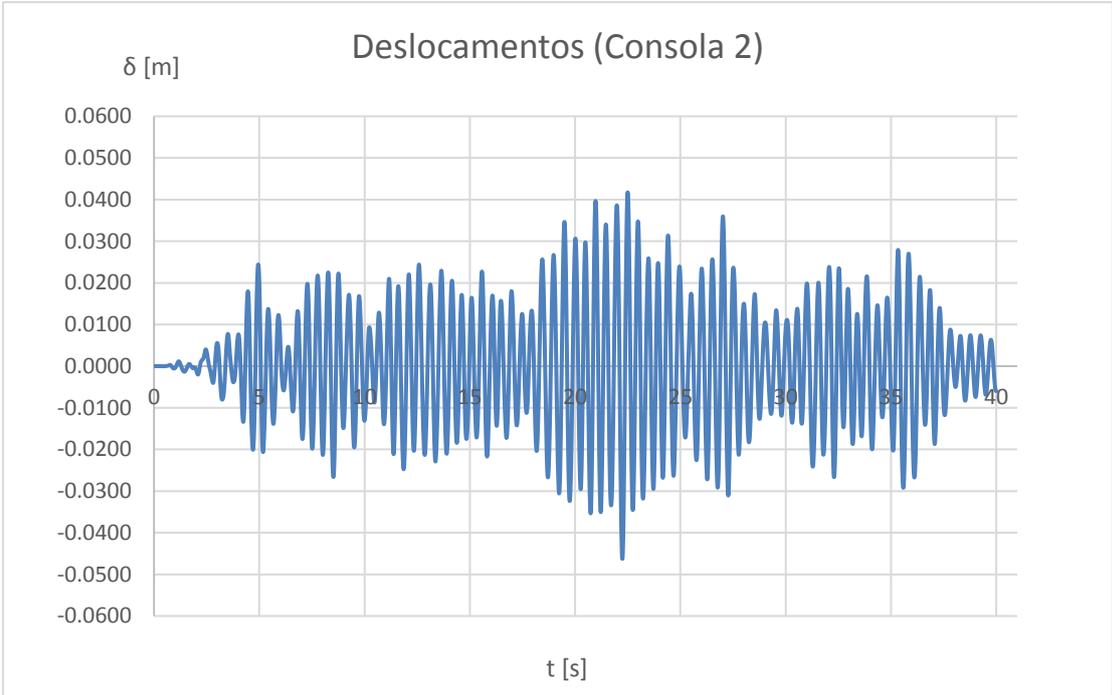
#17



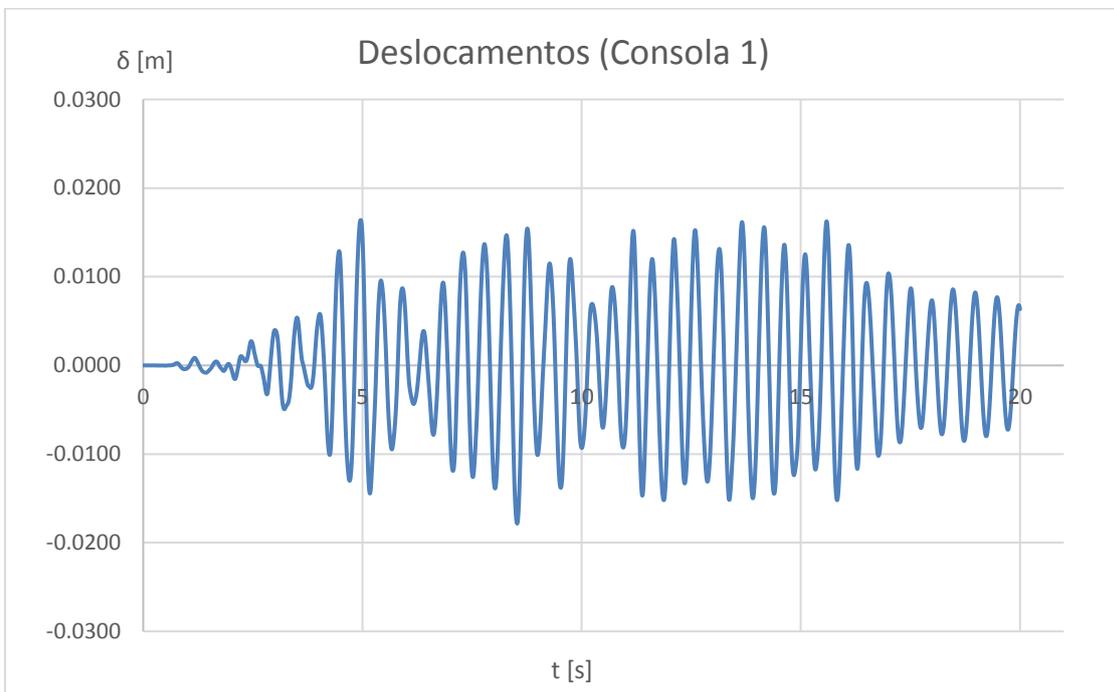
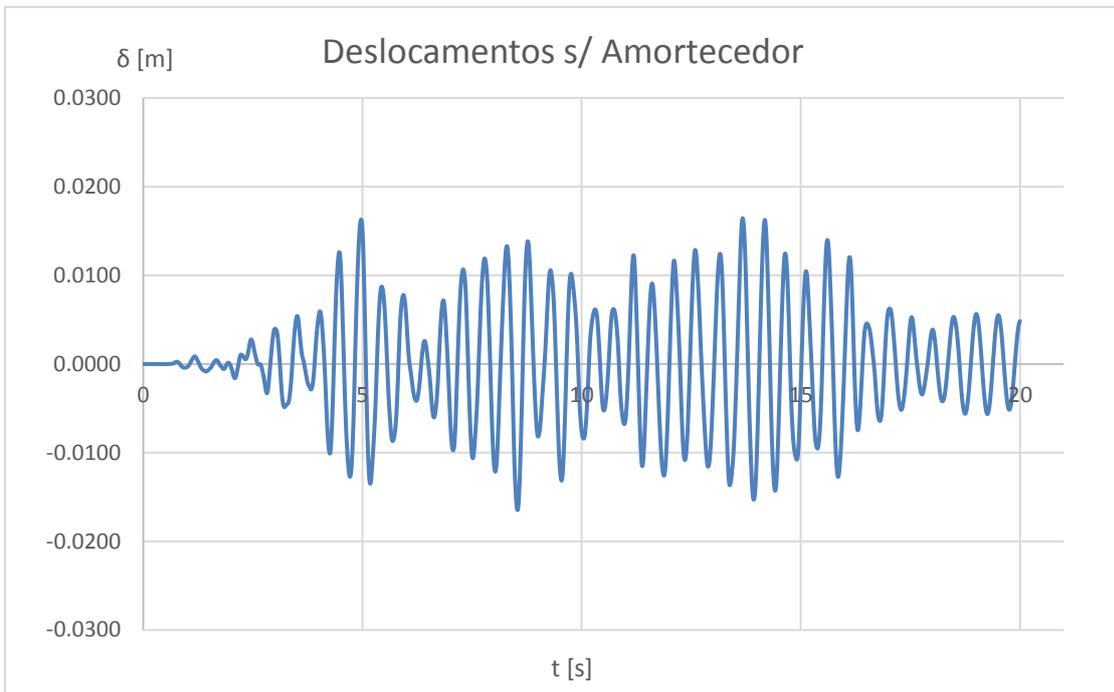
A.2. Deslocamentos nos dissipadores para o C.E. 1

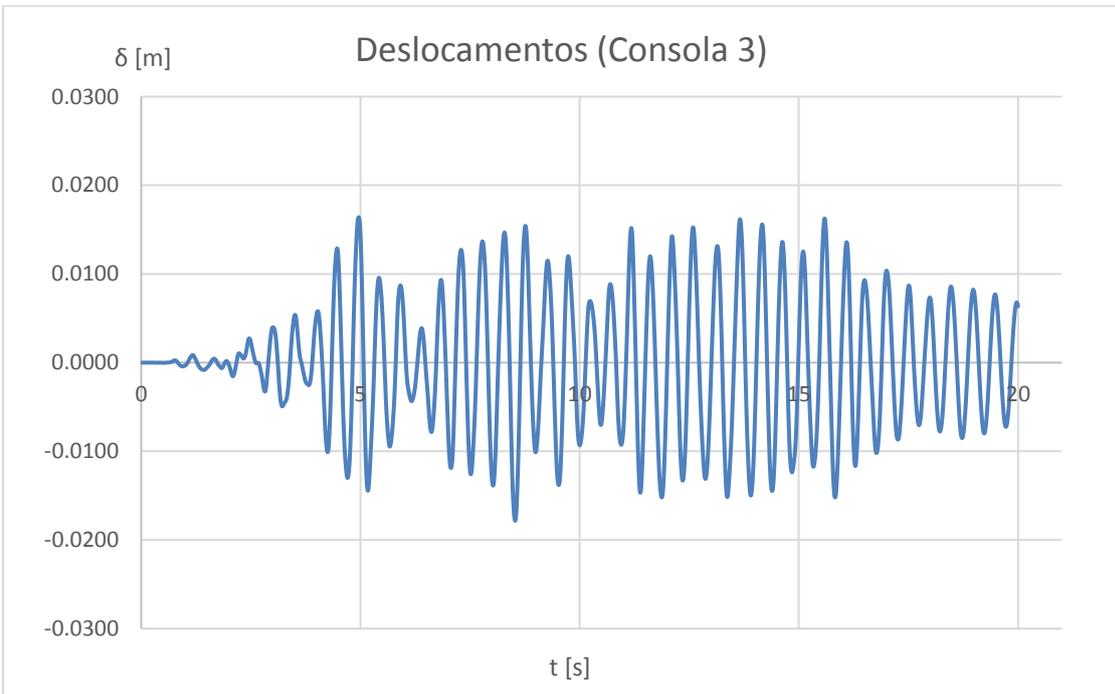
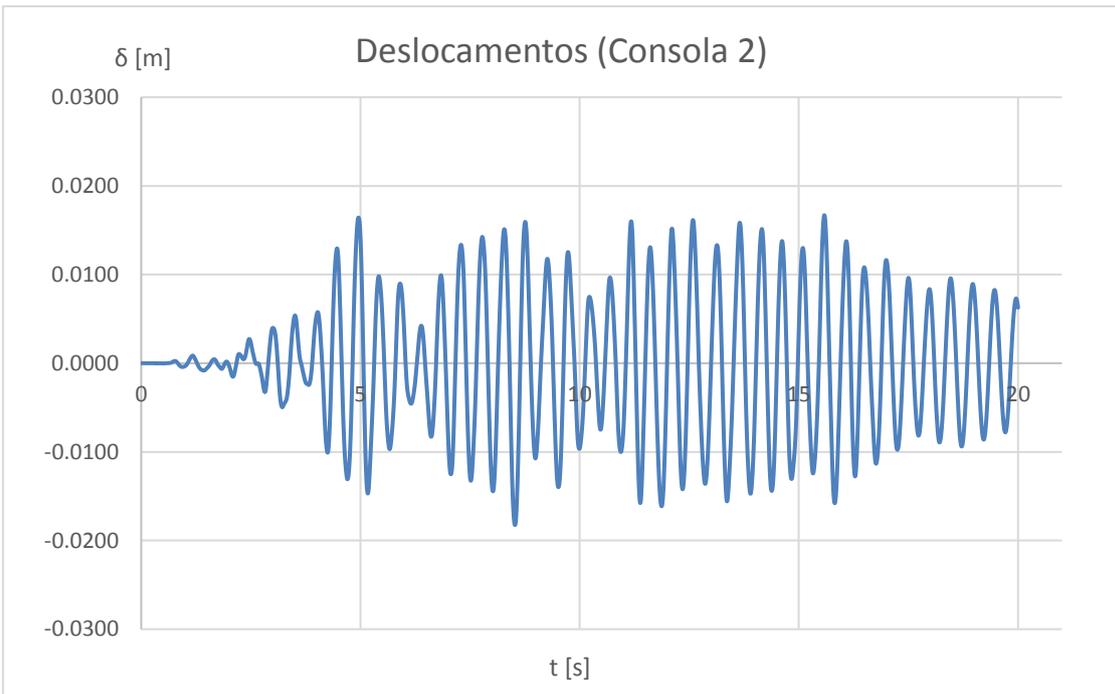
A.2.1. Descolamentos nos dissipadores devido ao sismo #08:





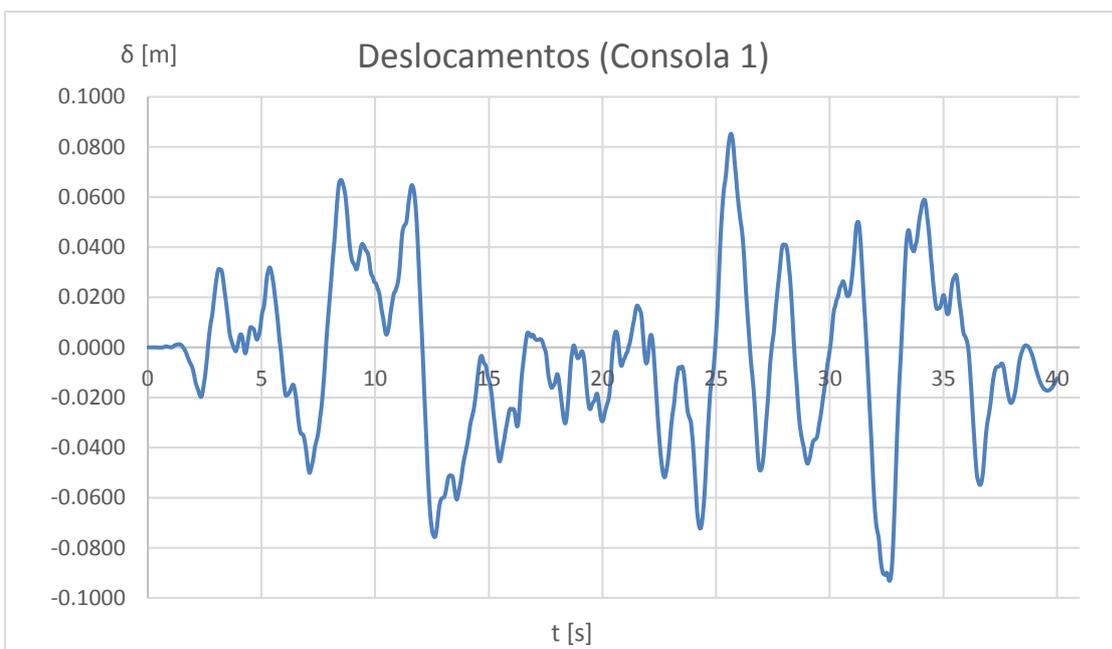
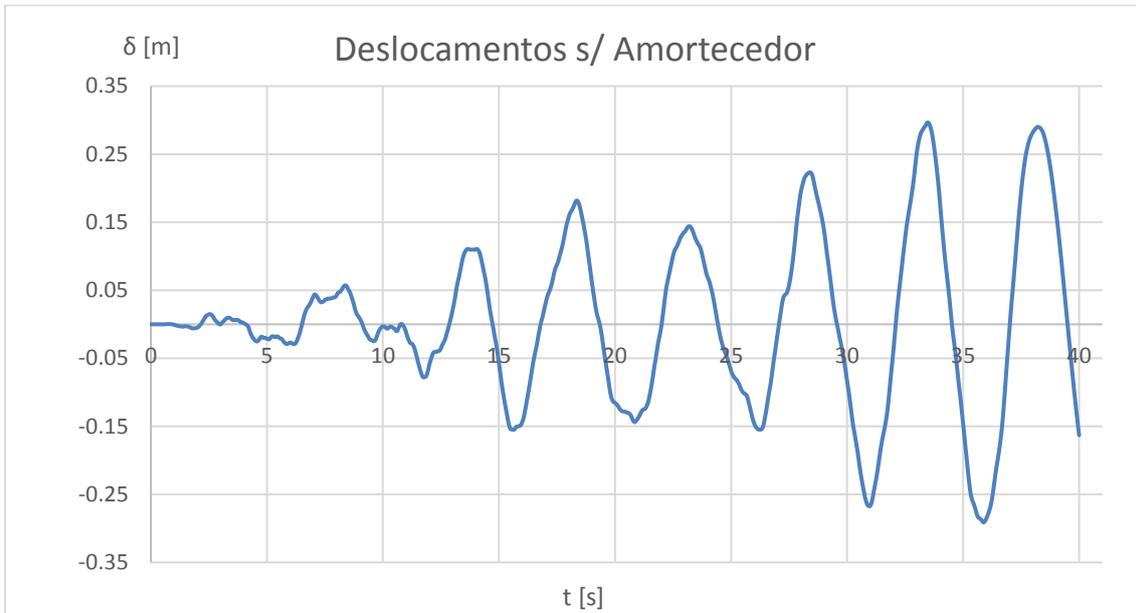
A.2.2. Descolamentos nos dissipadores devido ao sismo #04:

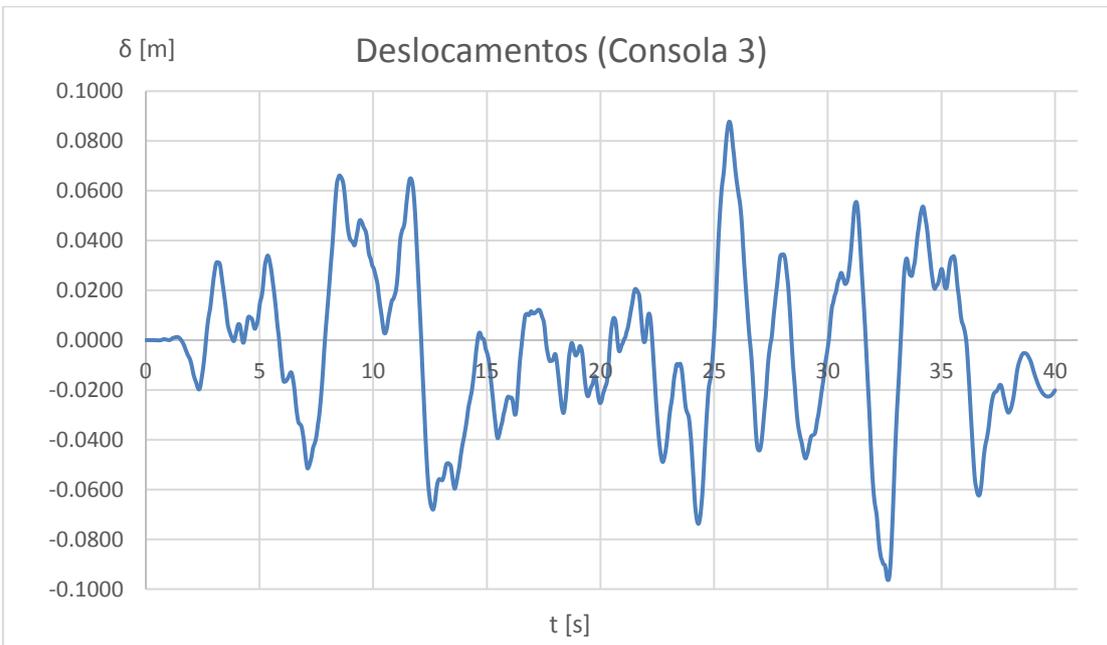
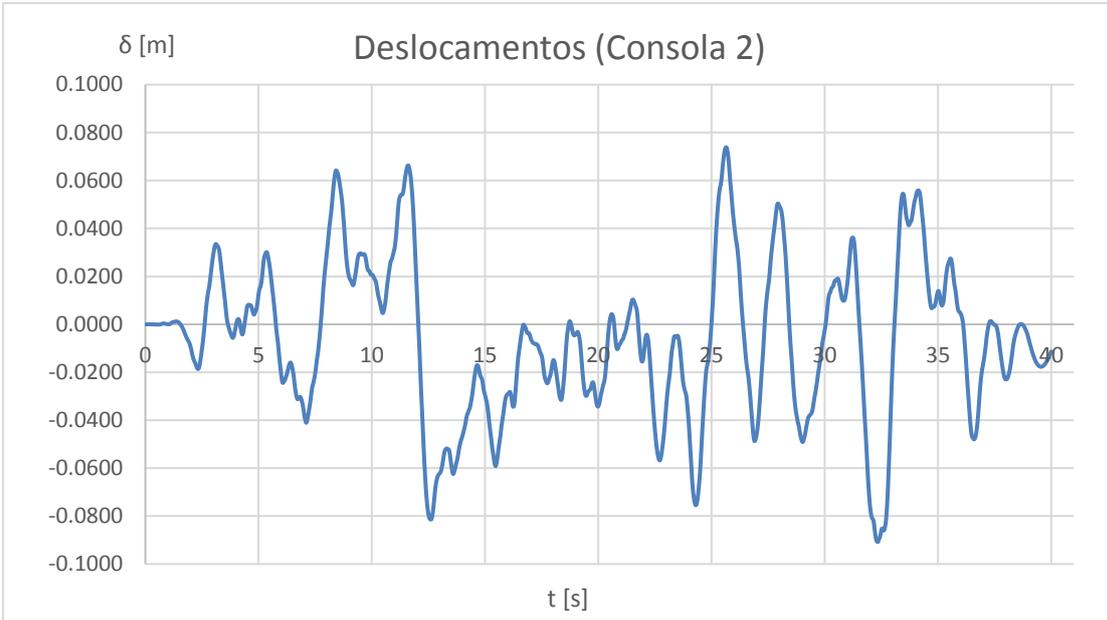




A.3. Deslocamentos nos dissipadores para o C.E. 2

A.3.1. Descolamentos nos dissipadores devido ao sismo #08:





A.3.2. Descolamentos nos dissipadores devido ao sismo #04:

